

**RUOLO DEL CALCESTRUZZO STRUTTURALE NELLE
COSTRUZIONI PER LA QUALITÀ DELLA VITA:
NUOVE COSTRUZIONI E COSTRUZIONI ESISTENTI**

Presidente di sessione: prof.ing. Antonio MIGLIACCI

Relatore generale: prof.ing. Claudio CECCOLI

PROGETTAZIONE DI INTERVENTI DI RIABILITAZIONE STRUTTURALE CON L'IMPIEGO DI TESSUTI FIBRORINFORZATI

Alessandra APRILE ⁽¹⁾, Andrea BENEDETTI ⁽²⁾, Alberto CERVELLATI ⁽¹⁾

(1) Dip. D'Ingegneria, Università di Ferrara
Via Saragat, 44100 FERRARA

(2) Dip. DISTART, Università di Bologna,
Viale Risorgimento 2, 40136 BOLOGNA

SOMMARIO

Nel lavoro si presentano i tratti salienti di un procedimento di calcolo messo a punto per l'analisi di interventi di rinforzo mediante tessuti in fibra di carbonio (C-FRP), su elementi strutturali in calcestruzzo danneggiati.

Dapprima si prendono in esame i metodi proposti in letteratura che assumono comportamento elastico lineare dei materiali; successivamente si illustrano le caratteristiche del procedimento di calcolo non lineare messo a punto dagli Autori con riferimento a problematiche esecutive degli interventi di rinforzo. Infine si illustrano due esempi pratici recentemente completati, evidenziando le peculiarità dei sistemi di rinforzo in C-FRP con riferimento ad elementi strutturali con danno diffuso o localizzato.

SUMMARY

In the paper we present computational issues and technical features for a recent application of a C-FRP strengthening of a fire damaged R/C floor.

We start firstly analyzing some simplifications which can be introduced in the theoretical framework according to the evanescent flexural rigidity of dry tow sheets.

Secondly, we review the execution procedure when a damaged structure is the concern; finally, the results and the design data for a restoration actually under execution are presented.

1. INTRODUZIONE

L'impiego di tecniche di placcaggio mediante fogli o strisce di fibra di carbonio preimpregnata di resina epossidica o secca (C-FRP), va rapidamente affermandosi nella riparazione di strutture in calcestruzzo ordinario e precompresso danneggiate. Tale tecnologia offre numerosi vantaggi, risultando in molti casi, più versatile ed economica delle tecniche di placcaggio di tipo tradizionale. Infatti, le fibre in C-FRP risultano adattabili a superfici di qualsiasi forma, sono caratterizzate da elevate prestazioni statiche, elevata resistenza a fatica, elevata stabilità termica ed elevata durabilità, anche se esposte in ambiente aggressivo. Inoltre, il basso valore del peso specifico del rinforzo è tale da permettere una facile messa in opera, con modeste strutture provvisorie e con costi contenuti di manodopera.

Il placcaggio con materiali compositi viene utilizzato principalmente allo scopo di aumentare la resistenza flessionale o a taglio di elementi strutturali in calcestruzzo armato, acciaio, legno e muratura; in alternativa, esso è in grado di fornire un elevato confinamento ad elementi strutturali soggetti a compressione. Per contro non è possibile mediante placcaggi fibrorinforzati ottenere significative variazioni di rigidità strutturale.

Tale tecnologia d'intervento può pertanto essere utilmente impiegata per riparare strutture danneggiate da incendio, da collisione e da sisma nonché da corrosione per invecchiamento; può inoltre essere adottata per adeguare strutture esistenti ad un maggiorato regime di carico, statico o dinamico.

Il comportamento del materiale composito FRP rimane elastico lineare fino a rottura e quindi le caratteristiche di duttilità flessionale proprie dell'elemento originario ne risultano influenzate

negativamente. Al contrario, quando viene impiegato con effetto di confinamento, è in grado di conferire un apprezzabile incremento di duttilità.

Dal punto di vista della progettazione si opera sostanzialmente con metodi di tipo tradizionale, salvo poi considerare con una certa cautela il problema dell'adesione tra materiale originario e fibra di rinforzo. Esiste infatti la possibilità di nuovi modi di rottura fragile, legati essenzialmente al problema del distacco della placca (*debonding*), con eventuale rottura dello strato di calcestruzzo aderente.

Dal punto di vista normativo non esistono documenti nazionali specifici mentre a livello internazionale si suole fare riferimento alle Istruzioni pubblicate dal Comitato Tecnico ACI 440 (1997), tuttora in evoluzione.

In quanto segue si presenta un modello non lineare alle differenze finite messo a punto dagli Autori. Il modello, che consente la determinazione numerica dell'evoluzione degli stati tensionali fino a collasso, viene poi confrontato con risultati presenti in letteratura. Si prendono quindi in esame situazioni di degrado strutturale conseguenti a deterioramento generalizzato di elementi in calcestruzzo per effetto di shock termico da incendio, e danno localizzato da impatto. Per tali situazioni reali di progetto si illustrano le analisi svolte ed i dimensionamenti operati.

2. MODELLI DI DIMENSIONAMENTO DI PLACCAGGI IN FIBRA DI CARBONIO

Nella definizione dello stato tensionale di travi comunque placcate risulta di primaria importanza la conoscenza della distribuzione degli sforzi tangenziali (*shear stress*) e normali (*peeling stress*) all'interno dello strato d'adesivo che connette trave e placca di rinforzo.

Il problema è stato studiato intensivamente a partire dalla metà degli anni '80; sono stati condotti sia studi analitici, sia studi sperimentali, intesi principalmente a stabilire il comportamento statico delle diverse tipologie di rinforzo. In particolare, essendo la produzione di compositi fibrorinforzati un'attività d'alta tecnologia, sono presenti sul mercato numerosissime varietà e combinazioni di materiale che possono essere utilizzate con modalità applicative ed in condizioni d'esercizio assai differenziate.

Tra i vari contributi si ricordano quelli di Vilnay (1988), Roberts (1989), Di Leo (1991), Oehlers (1992), Täljsten (1997), Malek et Al. (1998). I modelli proposti spaziano da formulazioni analitiche, a derivazioni semiempiriche, fino a regressioni sperimentali. Tutti i modelli cercano di discriminare le condizioni sotto le quali la rottura avviene per collasso globale della trave o parziale del placcaggio.

Più precisamente, il collasso coinvolge la rottura del rinforzo o del calcestruzzo compresso solo se la

placca è capace di sostenere gli sforzi di ancoraggio; qualora la rottura avvenga per distacco (*debonding*) dell'ancoraggio o del calcestruzzo ad esso incollato (*splitting*), la resistenza ultima non può essere raggiunta, e si ha il collasso fragile del sistema.

Vi sono molti parametri che regolano la risposta del placcaggio e non tutte le influenze sono chiare; appare pertanto indispensabile accompagnare sempre le analisi teoriche con il controllo sperimentale delle previsioni effettuate.

2.1. Modellazione analitica

La valutazione analitica o numerica dello stato tensionale del sistema trave – rinforzo fibroso richiede la determinazione della distribuzione delle tensioni tangenziali e d'aderenza all'interfaccia (si vedano ad esempio le fig 1 e 2). Restringendo l'analisi al campo elastico lineare, sono disponibili formulazioni differenziali che corrispondono a diversi modelli di comportamento della placca.

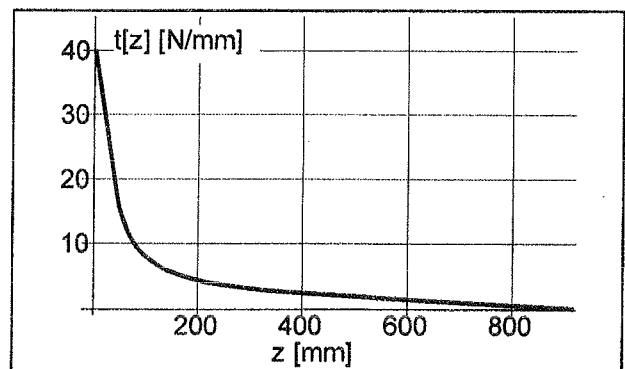


Fig.1: Distribuzione tipica delle tensioni tangenziali d'interfaccia (da Aprile et Al. 1998)

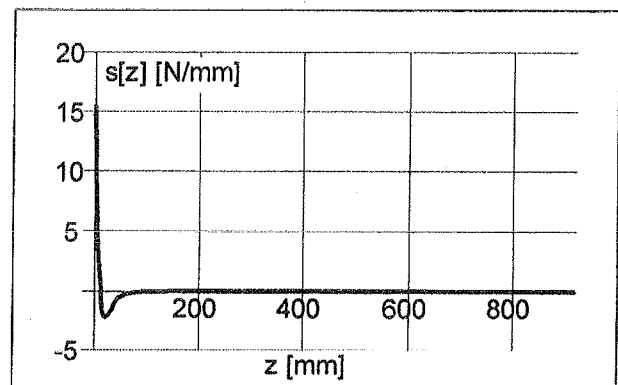


Fig.2: Distribuzione tipica delle tensioni normali d'interfaccia (da Aprile et Al. 1998)

In Di Leo (1991) è presentata un'equazione differenziale del sesto ordine che include anche la rigidità flessionale della placca; Aprile et Al. (1998)

hanno presentato una soluzione semplificata del quarto ordine che è ben approssimata alla soluzione completa. Semplificando ulteriormente il problema Täljsten (1997) ha ottenuto una formulazione del secondo ordine anch'essa sufficientemente attendibile nel caso di placche sottili come quelle di tessuto secco di fibra di carbonio.

Infine numerosi Autori hanno proposto l'utilizzo delle classiche relazioni tecniche delle travi inflesse in calcestruzzo armato; anche in questo caso i risultati che si ottengono sono sufficientemente precisi per un dimensionamento iniziale del rinforzo.

Nella successiva figura 3 i tre modelli indicati sono messi a confronto con la formulazione completa, per il caso di una trave di sezione $200 \cdot 200 \text{ mm}^2$ con rinforzo costituito da placca metallica. In questo caso si hanno differenze che, per il modello a sezione piana, diventano assai consistenti.

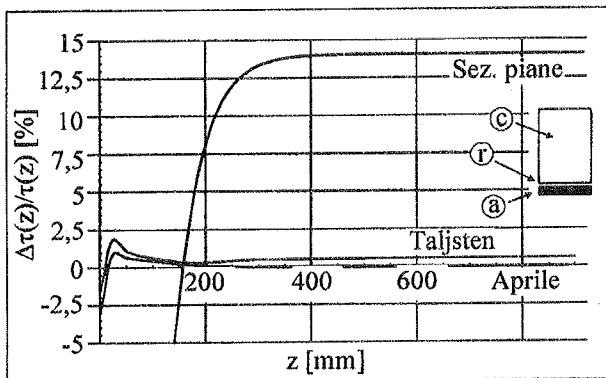


Fig. 3: errore percentuale commesso dalle soluzioni approssimate per una trave placcata con rinforzo in acciaio (c = calcestruzzo, r = resina, a = acciaio)

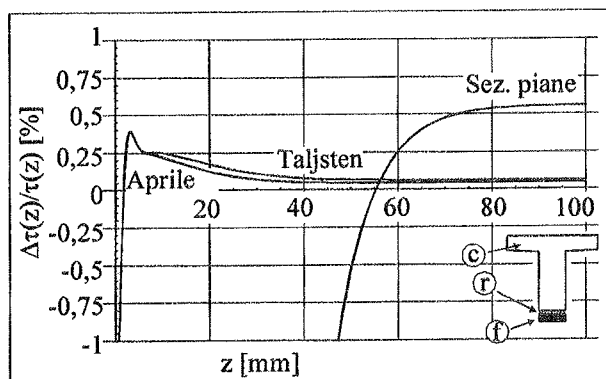


Fig. 4: errore percentuale commesso dalle soluzioni approssimate per una trave placcata con fibra unidirezionale di carbonio

Qualora invece si sia in presenza di placche di rigidità flessionale evanescente, l'errore di tutti i

modelli semplificativi appare assai contenuto, tranne che in prossimità dell'ancoraggio della placca (fig. 4).

Le valutazioni svolte assumono comportamento lineare elastico di tutti i materiali. Le limitazioni dell'approccio analitico conseguono pertanto alla necessità, qualora si voglia seguire l'evoluzione fino a rottura del placcaggio, di descrivere il comportamento meccanico del calcestruzzo in campo non lineare, principalmente per quel che riguarda la formazione di fessure, lo stato tensionale di trazione in prossimità della placca, e lo schiacciamento del calcestruzzo compresso.

In tal caso è necessario ricorrere a modelli numerici di tipo incrementale con discretizzazione spaziale del dominio.

2.2. Modellazione numerica

Da un punto di vista numerico, qualora s'intendano esaminare travi isostatiche, è agevole svolgere l'analisi evolutiva di una trave placcata, introducendo il comportamento non lineare locale dei materiali attraverso l'impiego di appropriate relazioni costitutive per tutti i materiali compresi nel modello, e imponendo il loro soddisfacimento in forma locale nei punti di controllo della discretizzazione spaziale. In questo caso l'analisi può essere condotta in forma incrementale, arrivando infine a stabilire le modalità di collasso del rinforzo investigato.

Effettuando indagini parametriche di schemi di rinforzo di pratico impiego è così possibile stabilire le modalità costruttive che garantiscono la capacità portante richiesta, prevenendo nel contempo la formazione di rotture locali.

In particolare, il legame costitutivo del calcestruzzo assunto nell'algorithmo di calcolo coincide con la relazione parabolica di Hognestad & Vinson (1987) in compressione e con la relazione cubica di Kent e Park (1971) in trazione (si veda ad esempio Dei Poli, 1976); il procedimento prende in conto anche l'effetto benefico dovuto al confinamento delle staffe, e la riduzione di deformazione delle barre tese operata dal calcestruzzo circostante (*tension stiffening*).

Per l'acciaio vale semplicemente il diagramma tensione-deformazione bilineare di tipo elasto-plastico, mentre i fogli di fibra di carbonio manifestano un comportamento spiccatamente elastico lineare fino a rottura (Chajes et Al. 1995), (Arduini e Di Leo 1991).

Lo stato tensionale presente all'interfaccia tra calcestruzzo e C-FRP viene invece verificato mediante un criterio limite di Mohr-Coulomb, convalidato sperimentalmente da diversi autori (Arduini et Al. 1997), (Chajes, 1996), (Oehlers, 1990).

L'analisi incrementale è svolta alle differenze finite assumendo una trave semplicemente appoggiata soggetta a carico uniforme, sotto l'ipotesi di conservazione della sezione in calcestruzzo piana; nel caso di placcaggio in C-FRP vale inoltre l'ipotesi di

rinforzo esterno sottile, cioè soggetto alla sola componente assiale delle azioni interne.

L'algoritmo messo a punto è diviso in due parti distinte; nella prima parte si effettua il calcolo del diagramma momento - curvatura per ogni tipologia di sezione presente nella trave, imponendo l'equilibrio delle tensioni all'aumentare della curvatura e tenendo conto del legame costitutivo tensione - deformazione non lineare per i materiali presenti.

Si passa poi ad eseguire la soluzione per via incrementale del problema d'interazione trave - placcaggio, fino a che non è verificata almeno una delle condizioni di collasso della trave. Il carico agente al passo temporale j -simo è definito come:

$$q_j = q_{j-1} + \Delta q; \quad (2.1)$$

per tale carico si determinano le componenti dell'azione interna agenti nella sezione della trave ad ascissa z_i al passo incrementale t_j :

$$M_{j,i} = T_{0j} z_i - \frac{q_j z_i^2}{2}, \quad (2.2)$$

$$T_{j,i} = T_{0j} - q_j z_i, \quad (2.3)$$

avendo definito con T_{0j} il taglio agente sugli appoggi all'istante j .

Grazie al legame momento - curvatura calcolato in precedenza è possibile ricavare la distribuzione delle curvature lungo la trave, e da queste la linea elastica deformata della trave ad un certo istante.

Restano inoltre definite tutte le grandezze utilizzate nell'analisi, che servono poi come dato di partenza per la valutazione dettagliata delle distribuzioni dello sforzo tangenziale e di distacco, all'interfaccia tra placca e sezione in calcestruzzo.

In particolare lo studio dello stato tensionale presente all'interfaccia, nell'ipotesi di placca di C-FRP con rigidità flessionale evanescente, si basa sulla soluzione al discreto di uno dei modelli descritti in precedenza. Ad esempio, con riferimento ad Aprile et Al. (1998), per le tensioni tangenziali si ha:

$$\tau_j^{IV}(z) - \alpha_j \tau_j^{II}(z) + \beta_j \tau_j(z) = \gamma_j T_j(z), \quad (2.4)$$

con le seguenti condizioni al contorno:

$$\tau_j^I(0) = c_1, \quad \tau_j^{III}(0) = c_3, \quad (2.5)$$

$$\tau_j(l) = 0, \quad \tau_j^{II}(l) = 0. \quad (2.6)$$

La risoluzione dell'equazione differenziale (2.4) si semplifica imponendo:

$$\Gamma_j(z) = \tau_j^{II}(z), \quad (2.7)$$

e risolvendo alle differenze finite il seguente sistema di equazioni:

$$\begin{cases} \Gamma_j^{II}(z) - \alpha_j \Gamma_j(z) + \beta_j \tau_j(z) = \gamma_j T_j(z) \\ \Gamma_j(z) - \tau_j^{II}(z) = 0 \end{cases} \quad (2.8)$$

Utilizzando uno sviluppo con differenze centrate rispetto alla sezione i -esima, si ottiene il sistema algebrico risolutivo (2.9):

$$\begin{bmatrix} -(2 + \alpha_j \Delta z^2) & \beta_j \Delta z^2 \\ \Delta z^2 & 2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Gamma_{j,i} \\ \tau_{j,i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \gamma_j \Delta z^2 T_{j,i} - \Gamma_{j,i+1} - \Gamma_{j,i-1} \\ \tau_{j,i+1} + \tau_{j,i-1} \end{bmatrix}$$

con le condizioni al contorno espresse come

$$\frac{\tau_{j,2} - \tau_{j,1}}{\Delta z} = c_1, \quad \frac{\Gamma_{j,2} - \Gamma_{j,1}}{\Delta z} = c_3, \quad (2.10)$$

$$\tau_{j,n+1} = 0, \quad \Gamma_{j,n+1} = 0. \quad (2.11)$$

Il discorso è del tutto analogo in riferimento alle tensioni normali di interfaccia, dove l'equazione che regge il problema è (Aprile et Al. 1998):

$$\sigma^{IV}(z) + 4\theta^4 \sigma(z) = V \tau^I(z) + W T^I(z). \quad (2.12)$$

Ad ogni passo di calcolo dell'algoritmo si esegue la verifica completa di tutti i possibili inneschi di un meccanismo di rottura; ciò avviene, per quanto riguarda il collasso convenzionale, controllando il valore delle massime deformazioni presenti nel calcestruzzo e nell'acciaio.

Il controllo dell'interfaccia del placcaggio richiede invece la valutazione della tensione agente nel rinforzo in C-FRP e la posizione nel piano di Mohr delle coppie $\{\sigma_{peeling}, \tau_{shear}\}$, con riferimento al dominio di rottura di tipo Mohr-Coulomb, valido per l'incollaggio prescelto per eseguire il rinforzo.

Nel caso in esame i parametri relativi al dominio di rottura sono desunti da prove sperimentali, e possono essere rintracciati in Letteratura per vari casi d'interesse pratico. Si consulti ad esempio Arduini e Nanni (1997.b).

Il controllo puntuale sezione per sezione, del raggiungimento delle condizioni limite in tutti i materiali costituenti la trave, permette di evidenziare volta per volta, quattro possibili modalità di rottura della trave:

- rottura del C-FRP per trazione nella sezione di massimo momento flettente,
- rottura del calcestruzzo per schiacciamento nella sezione di massimo momento flettente,
- rottura per delaminazione e distacco del C-FRP,
- rottura da taglio al di fuori della zona placcata della trave.

Il procedimento messo a punto consente quindi di condurre in breve tempo estese indagini parametriche, arrivando infine a caratterizzare le modalità di rottura delle varie tipologie di rinforzo in funzione dei parametri caratteristici della struttura.

All'interno delle variabili di progetto, lo spessore del rinforzo in C-FRP, la rigidità dell'adesivo all'interfaccia tra trave e rinforzo, le proprietà meccaniche del calcestruzzo, appaiono giocare un ruolo determinante nell'impedire la rottura prematura della trave rinforzata.

2.3. Studio parametrico di travi rinforzate sotto differenti condizioni di precarico

In generale, l'applicazione del composito agli elementi in calcestruzzo avviene mentre la struttura è soggetta ad un ben preciso stato tensionale.

Dal punto di vista del calcolo, un approccio troppo generale del problema appare condizionato dal fatto che ogni sezione trasversale della trave, rinforzata a struttura inizialmente già deformata, ha un equilibrio interno delle aree reagenti dipendente dalla curvatura iniziale. Perciò, nella costruzione del diagramma momento - curvatura, necessario per studiare il comportamento non lineare dell'elemento placcato, bisogna considerare che ogni sezione ha una sua relazione costitutiva diversa da tutte le altre, a causa del diverso stato di presollecitazione presente.

Limitando l'analisi a travi semplicemente appoggiate e assumendo, come condizione iniziale di calcolo, una situazione ordinaria di servizio alla quale si sovrappone lo stato di forzatura conseguente ad un preciso sistema di puntelli, la valutazione esatta dei diagrammi momento - curvatura di ciascuna sezione è una funzione non lineare dell'incremento di curvatura:

$$M(\chi) = M_0(\chi_0) + M_r(\chi - \chi_0), \text{ per } \chi > \chi_0, \quad (2.13)$$

dove "0" indica lo stato iniziale in cui avviene la riparazione e "r" indica tutti gli stati successivi all'operazione di rinforzo. Ovviamente la curvatura $\chi_0 = \chi_0(z)$ per la generica sezione, dipende dalla distribuzione dei momenti esterni agenti lungo la trave all'istante iniziale.

Il contributo dell'elemento di rinforzo resta, tuttavia, quasi proporzionale all'incremento di curvatura delle sezioni, essendo la non linearità di comportamento della struttura complessiva dovuta soprattutto alla variazione di posizione dell'asse neutro sezione per sezione. Risulta perciò possibile introdurre un'analisi approssimata della singola sezione che, assumendo valida la sovrapposizione degli stati, consente di dividere la relazione (2.1) in due termini calcolabili separatamente per $\chi > \chi_0$:

$$M(\chi) = M_0(\chi_0) + M_r(\chi) - M_r(\chi_0). \quad (2.14)$$

Sotto tale ipotesi le tensioni agenti lungo il rinforzo in C-FRP possono essere calcolate in funzione del solo incremento di curvatura:

$$\sigma_{frp} = E_{frp} y_{frp} (\chi - \chi_0), \quad (2.15)$$

dove E_{frp} è il modulo elastico della placca e y_{frp} è la sua distanza dall'asse neutro della sezione.

In questo modo l'analisi di tutte le differenti relazioni momento-curvatura presenti lungo l'asse della trave viene ricondotta alla valutazione di due soli diagrammi momento-curvatura per ogni tipologia di sezione presente. Infatti, la corretta sovrapposizione dei diagrammi della sezione priva e dotata del rinforzo in fibra di carbonio, fornisce la varietà completa di

tutti i diagrammi delle sezioni precaricate appartenenti alla trave.

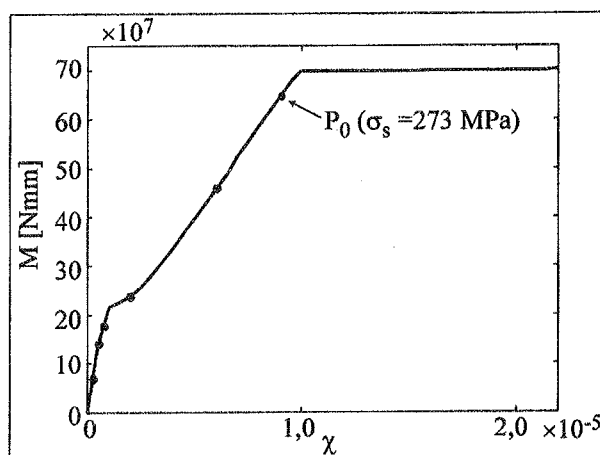


fig. 5.a: Diagramma $M-\chi$ della sezione non rinforzata con indicato il punto corrispondente alla forzatura di precarico

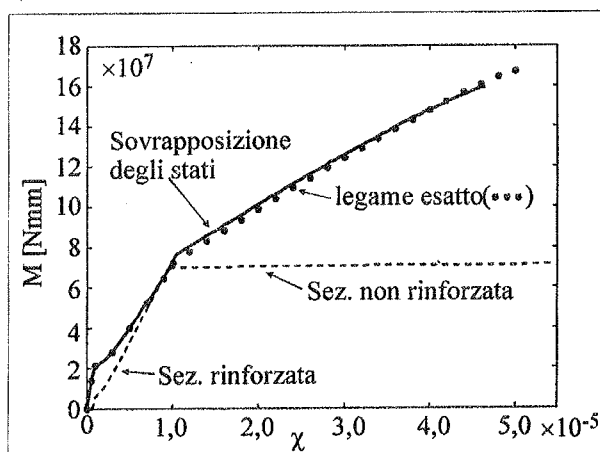


fig. 5.b: Confronto tra la soluzione esatta e la sovrapposizione lineare per lo stato di precarico corrispondente al punto P

Nelle figure 5.a e b, sono rappresentati i diagrammi momento-curvatura ottenuti sperimentalmente per la sezione trasversale di una trave indagata da Arduini e Nanni (1997a). Detti diagrammi, sono stati ricostruiti assumendo differenti stati iniziali χ_0 di curvatura (fig. 5.a), ed usando sia la relazione non lineare esatta, sia la sovrapposizione lineare degli effetti. Dalla fig. 5.b (relativa al precarico indicato in fig. 5.a), si osserva che per lo stato tensionale iniziale riferito a condizioni di servizio (armatura in campo elastico), l'errore commesso con la sovrapposizione degli stati è sempre minore di pochi punti percentuali, anche nella valutazione del momento ultimo della sezione.

Al fine di valutare l'influenza di un eventuale sistema di precarico sull'efficienza del rinforzo

esterno può così essere rapidamente svolto uno studio parametrico su travi semplicemente appoggiate, con diverse sezioni trasversali e più combinazioni di armatura interna in acciaio. Sono state analizzate due sezioni rispettivamente di $800 \times 240 \text{ mm}^2$ e di $240 \times 800 \text{ mm}^2$, entrambe con percentuale d'armatura bassa ed elevata al fine di evidenziare rispettivamente rotture di tipo duttile e rotture di tipo fragile (vedi tabella 2.1). In tutti i casi sono stati previsti all'introduzione della trave fogli di rinforzo in C-FRP (MAC SpA 1998) con area resistente complessiva pari a ad una percentuale fissata rispetto all'armatura in acciaio presente; il placcaggio è stato considerato presente su 4400 mm di lunghezza della trave, su una luce totale di 5000 mm . Le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati sono riportate in tabella 2.2.

Tabella 2.1 – Tipologie di sezione studiate

$b \times h =$	$240 \times 800 \text{ mm}^2$	$800 \times 240 \text{ mm}^2$	
$A_s/A'_s =$	$12/6 \text{ cm}^2$	$24/12 \text{ cm}^2$	$48/24 \text{ cm}^2$
$A_{frp}/A_s =$	$7,5 \%$	15%	

Tabella 2.2 – Proprietà meccaniche dei materiali

Materiale	E [GPa]	f_{ck} [MPa]	f_{yk} [MPa]	ϵ_{cu} [%]	ϵ_u [%]
CLS	25	30	-	0,35	-
Acciaio	210	-	375	-	1,4
C-FRP	23,5	-	-	-	0,15

Il sistema di precarico adottato rispecchia il semplice schema di due puntelli posizionati simmetricamente rispetto alla sezione di mezzera della trave, e l'analisi parametrica è stata condotta in funzione della distanza dei suddetti puntelli dagli appoggi, e della reazione da essi esplicata: fissata una delle due variabili si è studiato il comportamento a rottura della trave al variare dell'altro parametro.

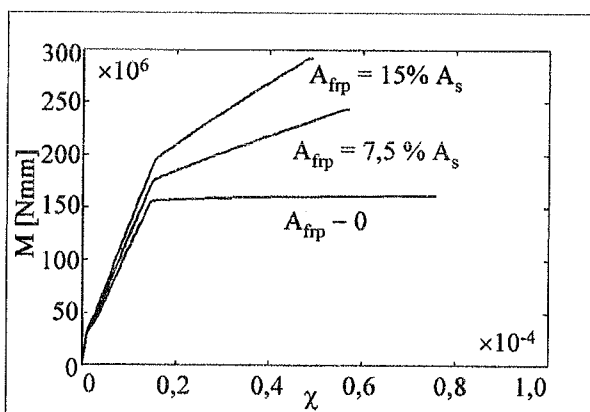


Fig. 6: Diagrammi momento-curvatura per sezione in spessore di solaio rinforzata con C-FRP.

Il comportamento delle due sezioni esaminate appare differente in conseguenza all'armatura in acciaio considerata; ad esempio, i diagrammi momento-curvatura per la sezione della trave in spessore, sono messi a confronto in figura 6. Si nota che il rinforzo in C-FRP è efficace solo per sezioni con bassa percentuale d'armatura, riducendone tuttavia la duttilità. Il discorso è analogo per le sezioni della trave nervata, ma in questo caso la perdita di duttilità appare meno marcata.

Sono state analizzate posizioni dei puntelli pari a $1/4$, $3/8$ e $1/2$ della luce di calcolo, mentre per la reazione fornita dal sistema di forzatura, al fine di rendere confrontabili tutti i risultati fra di loro, si è proceduto ad una parametrizzazione rispetto al carico presente. In particolare, noto il momento ultimo M_U della generica sezione si può esprimere la reazione di un puntello nella forma:

$$F = \eta \frac{M_U}{L}, \quad (2.16)$$

dove η è un coefficiente di amplificazione di calcolo che tiene conto sia dei carichi permanenti che dei carichi accidentali eventualmente presenti; assumendo che la trave sia gravata da un carico permanente pari alla metà del totale, per $\eta = 0,5$ si ottiene una forza di scarico che annulla interamente l'effetto del peso proprio. L'analisi parametrica è stata condotta, con riferimento a valutazioni tecnologiche, per i casi $\eta = \{0,0 ; 0,2 ; 0,4 ; 0,6\}$.

Analizzando i diagrammi carico - abbassamento della sezione di mezzera (figura 7) si vede come tuttavia, il sistema di precarico giochi un ruolo trascurabile sull'efficienza del placcaggio sia per travi in spessore che per travi in luce, laddove si abbia però l'accuratezza di cautelarsi contro il fenomeno di delaminazione del C-FRP.

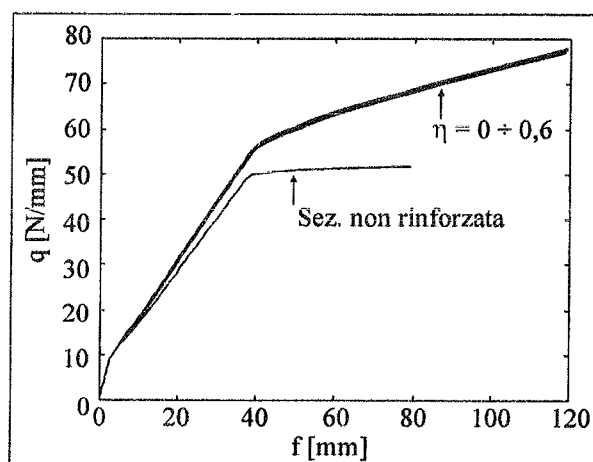


Fig. 7: Diagrammi carico-freccia della trave rinforzata al variare della reazione dei puntelli posizionati ad $1/4$ dagli appoggi.

3. TECNICHE DI CONSOLIDAMENTO MEDIANTE COMPOSITI FIBRO-RINFORZATI

Grazie all'estrema versatilità e adattabilità delle tecniche di consolidamento basate sull'impiego di compositi fibro-rinforzati, il numero delle applicazioni commerciali su elementi strutturali danneggiati o staticamente inadeguati è in costante aumento.

Dal punto di vista degli interventi realizzati, il Giappone è sicuramente il paese che vanta il maggior numero di realizzazioni. Nel corso degli anni '90 e con la spinta propulsiva dei danni causati dai terremoti, in Giappone sono stati riparati numerosi ponti stradali e ferroviari e, più recentemente, edifici per uso civile.

Come risultato della riconversione delle tecnologie aerospaziali gli Stati Uniti hanno ben presto raggiunto un livello di diffusione dei sistemi fibrorinforzati paragonabile a quello giapponese; gran parte delle realizzazioni e delle industrie manifatturiere sono localizzate nella costa occidentale e in particolare, in conseguenza di politiche di sostegno degli enti pubblici stradali, in California.

In Europa, in relazione alle tipologie costruttive presenti, oltre all'impiego nel settore infrastrutturale, si assiste ad una forte richiesta di soluzioni mirate alla protezione degli edifici monumentali e del patrimonio culturale. A titolo di esempio (Nanni, 1997), le prime e più importanti realizzazioni in ambito italiano hanno riguardato la sede della Gazzetta del Mezzogiorno di Bari, alcuni edifici danneggiati dal sisma dell'Appennino reggiano nel 1996, il ponte della Via Flaminia a Spoleto, il sovrappasso sulla Appia vicino a Terracina, e lo stabilimento A. Merloni di Nocera Umbra (Barboni, Benedetti e Nanni, 1997).

L'attuale fase di sviluppo sembra caratterizzata da interventi sempre più estesi e complessi, in grado di sfruttare appieno le peculiari caratteristiche fisico-meccaniche dei compositi fibro-rinforzati. Inoltre, l'ampliamento delle applicazioni va via via producendo una sostanziale riduzione dei costi.

Entrando nel merito del comportamento dei sistemi di placcaggio in composito, i laminati in C-FRP, costituiti da fibre di carbonio immerse in una matrice di resina epossidica, sono caratterizzati da elevata rigidità (modulo elastico $E > 250000$ MPa) ed elevatissima resistenza nella direzione delle fibre (resistenza a trazione > 2400 MPa). Infatti le fibre di carbonio vengono orientate in senso longitudinale, cioè nella direzione di sollecitazione, dando luogo ad una struttura unidirezionale e ad un conseguente comportamento spiccatamente ortotropo, con scarsa resistenza in direzione trasversale e a taglio. Risulta quindi di particolare importanza la disposizione e l'orientazione delle lamine di fibra all'atto della realizzazione.

La messa in opera delle fibre richiede un'accurata preparazione delle superfici di contatto allo scopo di garantire una adeguata aderenza tra trave e fibra di

rinforzo. Tale preparazione, nel caso di strutture in c.a., consiste nella perfetta pulizia del sottofondo mediante sabbiatura o smerigliatura e nella formazione di un piano livellato e preimpregnato mediante primer e putty. Nel caso di sottofondo parzialmente danneggiato, è necessario rimuovere lo strato di materiale degradato e ricostruire un sottofondo integro, in grado di garantire una minima resistenza a trazione (> 1.5 MPa). In genere, l'armatura di acciaio preesistente, una volta riportata in superficie, viene sottoposta ad un trattamento anti-ossidante; la ricostruzione del materiale rimosso viene effettuata impiegando malte anti-ritiro ad alta resistenza di tipo tixotropico, rinforzate con fibre. Anche in questo caso si procede alla sabbiatura ed alla preimpregnazione.

Successivamente, occorre procedere alla miscelazione dell'adesivo a base epossidica ed all'applicazione di un primo strato di tale adesivo sul sottofondo; la striscia di C-FRP viene poi incollata nella direzione prestabilita, ricoperta di un secondo strato di adesivo e pressata con un rullo di gomma allo scopo di eliminare il materiale in eccesso e garantire una aderenza uniforme su tutta la lunghezza.

In alcuni casi risulta indicata la messa in opera della fibra in condizioni di presollecitazione di trazione, allo scopo di migliorare le prestazioni dell'elemento strutturale placcato in esercizio, cioè ridurre l'ampiezza di fessurazione e la freccia massima.

Per quanto riguarda i modi di rottura di una trave in CA rinforzata con C-FRP, è ormai noto in letteratura come esistano diversi meccanismi di rottura, sia di tipo duttile sia di tipo fragile. Dalle numerose osservazioni sperimentali condotte mediante prove di flessione a 4 punti sono stati evidenziati i seguenti ricorrenti meccanismi di rottura (Arduini e Nanni, 1997b):

- rottura della fibra per trazione, per raggiungimento del massimo allungamento tollerabile (dell'ordine del 1.5 %);
- rottura del calcestruzzo per schiacciamento nella zona compressa a massimo momento;
- rottura dell'adesivo d'interfaccia e conseguente delaminazione della fibra;
- rottura del calcestruzzo per taglio, solitamente nella zona di ancoraggio della fibra.

I primi due meccanismi si manifestano in presenza di accentuate deformazioni della trave e sono indicativi di un migliore comportamento strutturale; nel primo caso infatti, all'atto della crisi, l'acciaio presente in zona tesa risulta solitamente ampiamente snervato. I meccanismi successivi sono invece di tipo fragile e si manifestano per valori di carico inferiori rispetto a quelli di progetto convenzionali; in questi casi, il beneficio apportato dal placcaggio risulta poco significativo. Occorre dunque dimensionare opportunamente rigidità, spessore e lunghezza di ancoraggio dello strato di fibra allo scopo di evitare i meccanismi di rottura fragile.

4. RINFORZO CON PLACCAGGI FIBROSI NEL CASO DI DANNO DA INCENDIO

In quanto segue, a scopo esemplificativo delle tematiche discusse in precedenza, si presenta un'applicazione tecnica per il caso del ripristino di un edificio danneggiato da incendio.

Nel caso del Condominio Apollo a Lido degli Estensi (FE), il procedimento esecutivo risulta assai delicato per la difficoltà connessa all'identificazione dello stato di danno; d'altra parte le modalità di applicazione del placcaggio in C-FRP consentono in questo caso un dimensionamento semplificato dell'intervento con tecniche standard della progettazione di sezioni in c.a. (MAC SpA, 1998).

4.1. Descrizione dell'immobile

L'edificio di Lido degli Estensi ove si è verificato l'incendio presenta una struttura principale con travi e pilastri in calcestruzzo armato e solai latero-cementizi; il corpo di fabbrica si compone di piano terra e piano primo, per un totale di due solai fuori terra.



Fig. 8: Danni arrecati dall'incendio nella zona del porticato antistante il negozio.

I locali commerciali del piano terra risultano dotati di due sistemi di accesso: uno fronte strada, vetrato per tutta l'ampiezza del locale e destinato all'accesso della clientela, ed uno dal cortile interno dell'edificio, destinato a servizio dell'attività. Tale conformazione a tunnel ha avuto aspetto rilevante nell'evoluzione del fuoco.

A seguito del sinistro si sono evidenziati danni assai gravi sia alle parti non strutturali, sia alle parti strutturali del locale; la violenza del fuoco e la mancanza di reali separazioni a prova d'incendio hanno prodotto effetti localizzati anche nei negozi adiacenti al compartimento investito dal sinistro; appaiono inoltre danneggiate per gran parte le strutture del porticato in fregio ai due locali indicati (Fig. 8).

Le strutture portanti in calcestruzzo risultano abbastanza danneggiate anche se, in conseguenza della loro massa e della protezione esercitata dal solaio e dall'intonaco, non appaiono in fase di collasso.

In particolare il danno si è manifestato sia sulle travi, sia sulle nervature del solaio, ma con effetti diversi a causa della differente massività: nelle travi si notano infatti perdite di materiale per esfoliazione e, soprattutto in corrispondenza dell'apertura posteriore, le armature risultano messe a nudo e talvolta deformate, ma la consistente massività ha limitato la perdita di rigidità della trave.

Per quanto attiene invece ai solai, una volta che la protezione del laterizio è andata perduta, il modesto spessore della nervatura non ha consentito il mantenimento di un nocciolo freddo, con conseguente generalizzata perdita di consistenza del calcestruzzo (fig. 9); si individuano quindi generalmente nervature in cui gran parte del calcestruzzo è del tutto privo di coesione.

Non si notano comunque deformazioni permanenti delle travi e dei pilastri che possano far pensare all'attivazione di meccanismi di collasso.

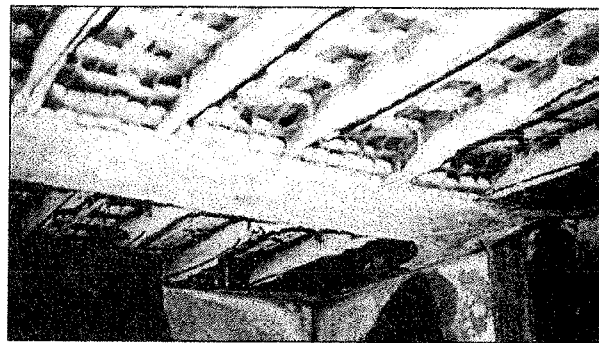


Fig. 9: Danni arrecati dall'incendio all'interno del negozio; particolare del solaio.

4.2. Valutazione dell'affidabilità strutturale residua

L'analisi parametrica dell'incendio condotta in [Aprile et Al. 1998] ha consentito la determinazione dei dati salienti della curva di riscaldamento più probabile per il sinistro richiamato. In particolare si ricava un tempo di picco termico di circa 90 minuti a cui consegue una temperatura dei gas dell'ordine di circa 985°, con incendio controllato dal comburente.

La struttura è stata pertanto colpita da uno shock termico vicino ai 1000 °C; si ha quindi certamente un degrado assai elevato dello strato superficiale delle travi e delle nervature del solaio. Nel corso dei rilievi sono state condotte alcune prove di trasparenza agli ultrasuoni su alcune strutture che presentavano due facce accessibili; come è noto (Benedetti, 1998), la velocità degli ultrasuoni risulta essere un parametro in grado di caratterizzare con buona approssimazione il degrado sofferto dal calcestruzzo.

Nel caso in esame le velocità rilevate si sono assestate intorno ai 2000 m/s; essendo tale valutazione la media della distribuzione di velocità all'interno della sezione, si può determinare un fattore di riduzione media della resistenza all'incirca del 50 % rispetto a quella iniziale.

4.3. Interventi di consolidamento

Come citato nell'introduzione, la somma delle problematiche statiche e d'esecuzione ha infine condotto all'adozione di una tecnica di rinforzo mediante C-FRP.

Il dimensionamento degli interventi è stato definito mediante un'analisi allo stato limite di collasso, con i coefficienti di sicurezza previsti dalla normativa.

La determinazione delle azioni interne resistenti delle sezioni placcate è stata eseguita come riportato in (MAC S.p.A., 1998), assumendo un comportamento indefinitamente elastico della fibra di carbonio; in generale, per le sezioni moderatamente armate del caso citato si ottengono, all'atto del collasso della sezione, deformazioni della fibra pari a circa 5%. Con riferimento ai dati citati in precedenza si determina quindi un coefficiente di sicurezza per il placcaggio di circa tre.

Lo schema di rinforzo delle sezioni è illustrato in figura 10; come già indicato in precedenza, la realizzazione del placcaggio richiede tutta una serie di operazioni di ricostruzione della sezione in conglomerato allo scopo di garantire la collaborazione delle due parti. Nel caso in esame la ricostituzione delle sezioni deteriorate dal fuoco è stata eseguita con malta addizionata con fibre corte, in modo da aumentare la resistenza a trazione della parte su cui il placcaggio trasferisce le azioni tangenziali.

A titolo orientativo si può indicare che i travetti richiedono da progetto un placcaggio di 30 mm² di

fibra secca unidirezionale, mentre le travi di circa 250 mm²; il sistema di rinforzo corrisponde quindi complessivamente a circa 70 m² di nastro secco da tagliare secondo varie misure. Nella figura 11 è mostrata la struttura rinforzata.

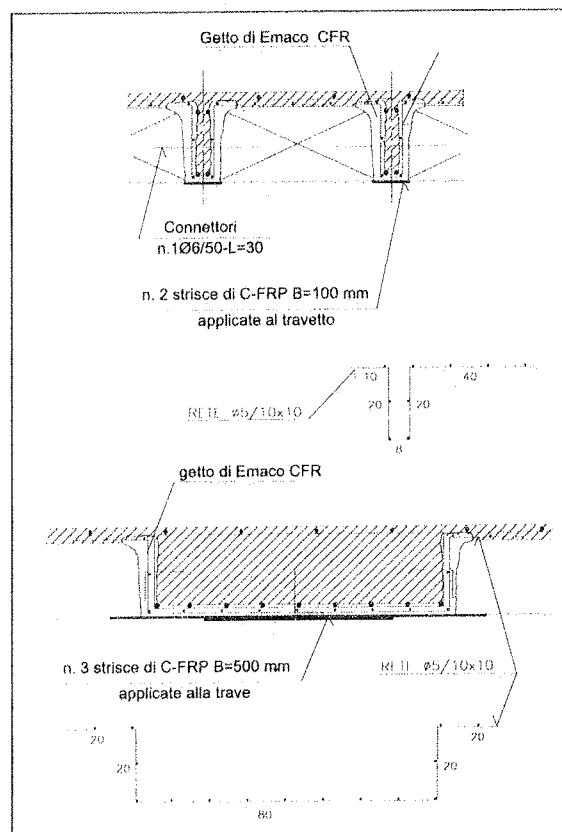


Fig. 10: Schema di rinforzo delle sezioni dei travetti e delle travi in calcestruzzo

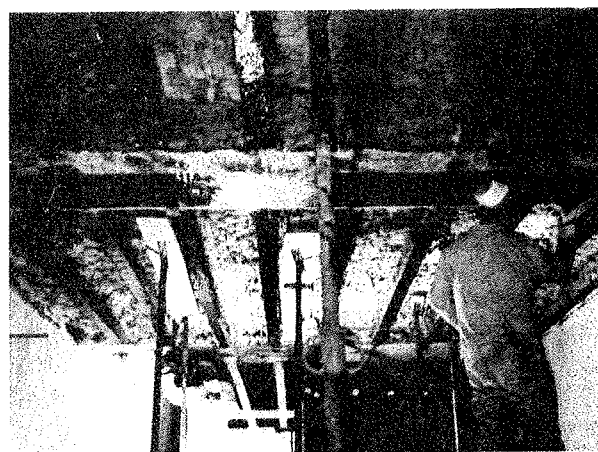


Fig. 11: vista del solaio al termine delle operazioni di rinforzo con C-FRP

Un dettaglio importante è la necessità di prevedere un presidio contro l'eventuale ripetersi del fuoco: infatti, nel caso del placcaggio con resine, nonostante l'elevata stabilità delle fibre, la termoplasticità dell'adesivo non consente protezione passiva sufficiente senza l'utilizzo di uno strato isolante.

5. RINFORZO CON PLACCAGGI FIBROSI NEL CASO DI DANNO DA IMPATTO

La perdita di resistenza conseguente ad una deformazione impressa ad un sistema strutturale può essere efficacemente sanata mediante l'applicazione di materiali compositi fibrorinforzati.

In particolare, nel caso sotto esemplificato del magazzino Omnia Express dello scalo S. Donato a Bologna, una manovra a spinta di un carro ferroviario aveva provocato il collasso per deformazione da urto di una trave in calcestruzzo e delle strutture ad essa connesse.

L'esame dello stato di efficienza delle varie parti strutturali ha consentito di appurare che la trave investita dall'urto risultava irrecuperabile, mentre le strutture ad essa contigue, pur caratterizzate da un consistente livello di danno, presentavano sufficienti risorse per poter essere riparate.

L'analisi numerica di verifica delle strutture ha inoltre consentito di stabilire che le travi trasversali coinvolte nel sinistro, non contenevano una sufficiente quantità di staffe in relazione ai carichi di progetto previsti dall'attuale normativa.

La progettazione dell'intervento di riparazione, tenendo debito conto delle possibili modalità operative e dell'urgenza richiesta dalla Committenza, ha prodotto come risultato la seguente lista di operazioni:

- a) stabilizzazione della struttura per le operazioni di demolizione della trave collassata,
- b) correzione dello strapiombo del pilastro valutato inizialmente intorno a 1° (circa 80 mm di spostamento in testa),
- c) ripristino della resistenza flessionale del pilastro mediante il getto di una crosta perimetrale armata di circa 100 mm di spessore,
- d) consolidamento delle travi trasversali a flessione e taglio mediante placcaggio con C-FRP in strisce secche unidirezionali.

Il sistema di stabilizzazione messo in opera ha compreso un collare intorno al pilastro e due puntoni diagonali. La sostituzione dell'attacco a terra dei puntoni con appoggi scorrevoli ha poi consentito di operare il raddrizzamento del pilastro che ha richiesto l'applicazione di circa 200 kN di forza orizzontale e 600 kN di scaricamento del peso della copertura; le operazioni di correzione geometrica hanno richiesto circa una giornata di lavoro (fig. 12).

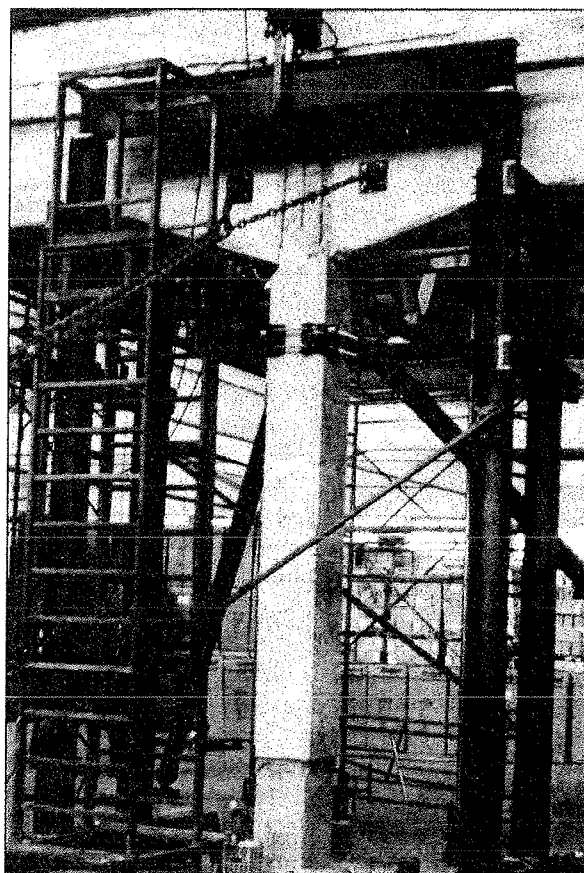


fig. 12: operazioni di raddrizzamento del pilastro deformato dall'urto

Successivamente, il pilastro è stato scarificato in superficie e, dopo aver disposto l'armatura prevista, la sezione è stata integrata con un getto realizzato con calcestruzzo ad alta resistenza.

Si è poi messo in opera il consolidamento per le travi indicato in fig. 13; esso comprende strisce di rinforzo flessionale incollate all'intradosso, e strisce verticali discontinue di rinforzo a taglio. La messa in opera del C-FRP è stata completata in soli due giorni lavorativi.



fig. 13: messa in opera del rinforzo in C-frp flessionale d'intradosso della trave

Nella foto 14 è mostrata la struttura definitivamente consolidata con la messa in opera di una trave sostitutiva metallica al posto di quella demolita. Come si nota dalla foto, i rapporti dimensionali delle varie parti non sono alterati, e non sono visibili elementi sporgenti, ringrossi, parti meccaniche in vista, pur essendo la resistenza generale della zona in esame aumentata di un fattore circa 1,5.

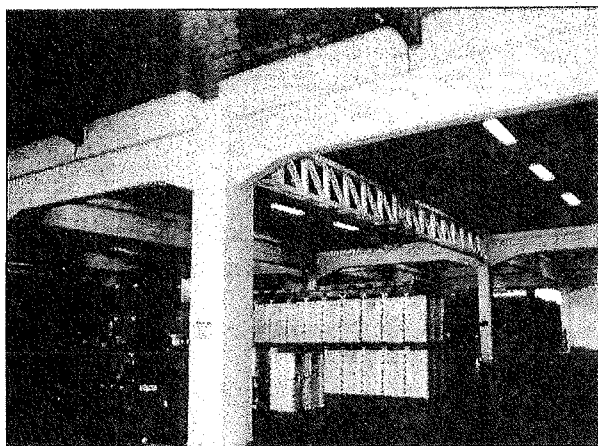


fig. 14: vista del telaio riparato con la trave sostitutiva a struttura metallica

6. CONCLUSIONI

Si sono presentati due recenti interventi di consolidamento già conclusi che sfruttano le potenzialità dei metodi di placcaggio con fibre di carbonio per superare le problematiche di rinforzo strutturale d'elementi in calcestruzzo armato fortemente deteriorati.

Si è mostrato con riferimento a questi concreti esempi che, nel caso di ripristino con C-FRP, i metodi di calcolo propri dei placcaggi in acciaio possono essere notevolmente semplificati. Sono disponibili in Letteratura soluzioni di differente livello di complessità che forniscono, nel caso di strisce fibrorinforzate, soluzioni praticamente coincidenti.

Qualora si voglia analizzare il comportamento in fase di rottura per identificare il meccanismo di collasso, occorre far uso di un procedimento di calcolo in grado di seguire l'evoluzione non lineare della risposta. Tali indagini sono particolarmente importanti in vista della previsione di possibili crisi premature nell'ancoraggio.

D'altra parte si è evidenziato come le strategie di soluzione del problema richiedano una corretta definizione delle fasi d'esecuzione, soprattutto per sfruttare appieno le potenzialità dei rinforzi con fibre.

Nella vicenda relativa all'edificio sito al Lido degli Estensi qui richiamata, la riparazione ha richiesto la ricostituzione delle masse cementizie prima di poter procedere all'incollaggio dei rinforzi.

In tal caso il fattore critico di progetto era l'incapacità del calcestruzzo danneggiato di resistere le azioni tangenziali e di distacco.

Per quel che riguarda invece il caso dello scalo S. Donato a Bologna, il punto caratterizzante appare la ricostituzione dei margini di sicurezza ridotti dal danneggiamento localizzato, fino ad un superamento delle carenze intrinseche della struttura. Nella situazione di danno da impatto, le tecniche di consolidamento con C-FRP consentono con facilità di graduare l'incremento di resistenza sia per flessione, sia per taglio, fino ad adeguare le risorse alla richiesta della Normativa.

Dal punto di vista computazionale, gli esempi illustrati hanno consentito di controllare assai chiaramente l'accordo della teoria tecnica della trave inflessa e parzializzata, con i metodi numerici basati sulla discretizzazione a fibre della sezione.

Per i casi di pratica rilevanza, e con esclusione delle condizioni che danno luogo a crisi localizzate dell'ancoraggio, il dimensionamento degli interventi di rinforzo può essere condotto nell'ambito delle usuali teorie tecniche, ferma restando la necessità di precisare le modalità esecutive capaci di sviluppare appieno le potenzialità del placcaggio.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI 440-F COMMITTEE, "Guidelines for Selection, Design and Installation of FRP Systems for externally Strengthening Concrete Structures, ACI/440-F/440-01B rpt draft of 17/01/97.
- [2] ARDUINI M., DI LEO A., (1996), "Composite Behavior of Partially Plated Beams in the Linear Elastic Range", in ACI SP-165, R.N. Swamy and R. Gaul eds., Detroit.
- [3] ARDUINI M., DI TOMMASO A., NANNI A., (1997), "Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams", *ACI Structural Journal*, 94(4), 363-369.
- [4] ARDUINI M., NANNI A., (1997a), "Parametric Study of Beams with Externally Bonded FRP Reinforcement", *ACI Structural Journal*, 94(5), 493-501.
- [5] ARDUINI M., NANNI A., (1997b), "Behavior of Pre-Cracked RC Beams Strengthened with Carbon FRP Sheets", *Journal of Composites for Construction, ASCE*, 1(2), 63-70.
- [6] BARBONI M., BENEDETTI A., NANNI A., (1997), "Carbon FRP Strengthening of Doubly Curved Precast PC Shell", *ASCE Journal of Composites for Construction*, 1(4), 168-174.

- [7] **BENEDETTI A.**, (1998), "On the Ultrasonic Pulse Propagation in Fire Damaged Reinforced Concrete" *ACI Structural Journal*, 95(3), 1-13.
- [8] **CERVELLATI A.**, (1998), "Applicazioni di compositi fibro-rinforzati per il consolidamento di strutture in conglomerato cementizio armato", Tesi di Laurea, Università di Ferrara.
- [9] **CHAJES M., FINCH W., JANUSZKA T., THOMSON T.**, (1996), "Bond and Force Transfer of Composite Material Plates Bonded to Concrete", *ACI Structural Journal*, 93(2), 208-217.
- [10] **CHAJES M., JANUSZKA T., MERTZ D., THOMSON T., FINCH W.**, (1995), "Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Externally Applied Composite Fabrics", *ACI Structural Journal*, 92(3), 295-303.
- [11] **DI LEO A.**, (1991), "Analisi elastica lineare di travi placcate", *INARCOS*, 522, 451-455.
- [12] **MAC S.p.A.**, (1998), "MBrace FRP: il sistema innovativo per il rinforzo strutturale", Manuale Tecnico.
- [13] **MALEK A., SAADATMANESH H., EHSANI M.**, (1998), "Prediction of Failure Load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentration at the Plate End", *ACI Structural Journal*, 95(1), 142-152.
- [14] **NANNI A.**, (1997), "C-FRP Strengthening", *Concrete International*, 19-23, June 1997.
- [15] **NORRIS T., SAADATMANESH H., EHSANI M.**, (1997), "Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 123(7), 903-911.
- [16] **OEHLERS D., MORAN J.**, (1990), "Premature Failure of Externally Plated Reinforced Concrete Beams", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 116(4), 978-995.
- [17] **ROBERTS T.M.**, (1989), "Shear and Normal Stresses in Adhesive Joints", *ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, 115(11), 2460-2476.
- [18] **SAADATMANESH H., MALEK A.**, (1998) "Design Guidelines for Flexural Strengthening of RC Beams with FRP Plates" *Journal of Composites for Construction, ASCE*, 2(4), 158-164.
- [19] **TÄLJSTEN B.**, (1997), "Strengthening of Beams by Plate Bonding", *ASCE, Journal of Materials in Civil Engineering*, 9(4), 206-212.
- [20] **VILNAY O.**, (1988), "The Analysis of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy Bonded Steel Plates", *Int. Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 10(2), 73-78.

RINFORZO MEDIANTE MATERIALI COMPOSITI CFRP DI TRAVI IMPATTATE DA MEZZI FUORI SAGOMA

Marco ARDUINI

Ingegnere
CO.Force S.R.L, International Consultant
Rimini

Roberto GOTTARDO

Ingegnere
MAC S.p.A
Treviso

Piertomaso DE ZUCCATO

Ingegnere
Padana Interventi srl
Padova

SOMMARIO

Gli impatti di veicoli fuori sagoma sulle infrastrutture sono frequenti. Il danneggiamento che si produce può indebolire fortemente la struttura, soprattutto se esso avviene nella zona di mezzzeria o in posizioni particolari rispetto alla disposizione delle armature. Tra le tecniche di "riparazione" possibili, si sta diffondendo quella dell'impiego di materiali fibrosi a matrice polimerica FRP. In questo articolo si presentano alcuni interventi di riabilitazione di travi a cavi aderenti di opere autostradali con particolare riferimento alle problematiche che si riscontrano durante la fase di applicazione del rinforzo.

SUMMARY

Collisions of extra-large vehicles with infrastructures occur frequently. The resulting damage can greatly weaken the structure, especially if it is in the centre-line zone or in particular positions in relation to the arrangement of the reinforcement. Use of fibrous materials with a polymer matrix FRP is becoming popular as one of the possible "repair" techniques. This article presents some works for restoring bonded prestressed beams of motorway works with particular reference to the problems encountered during application of the reinforcement.

1. INTRODUZIONE

L'impatto è un fenomeno che comporta un danneggiamento profondo nella struttura.

L'energia che viene in pochi attimi, scaricata nella sezione impattata, viene dissipata attraverso la rottura fragile delle barre metalliche presenti e la propagazione di cracks nella matrice cementizia. A volte questo meccanismo veicola la liberazione di autotensioni, che

si vanno a sommare al danno provocato dall'impatto stesso. La Figura, ad esempio, presenta la situazione

dopo-impatto di una trave in c.a.p a cavi aderenti di un sottopasso autostradale.

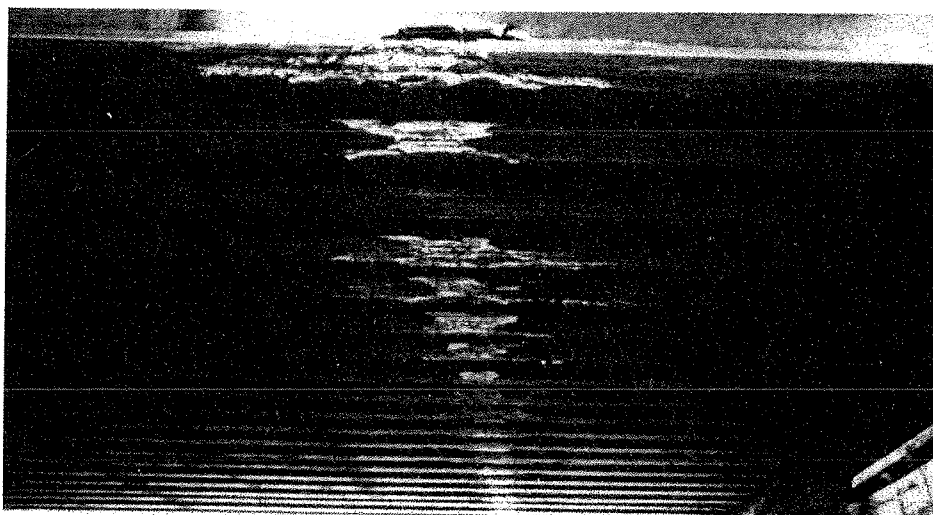


Fig. 1 Situazione dopo-impatto di una trave in c.a.p a cavi aderenti

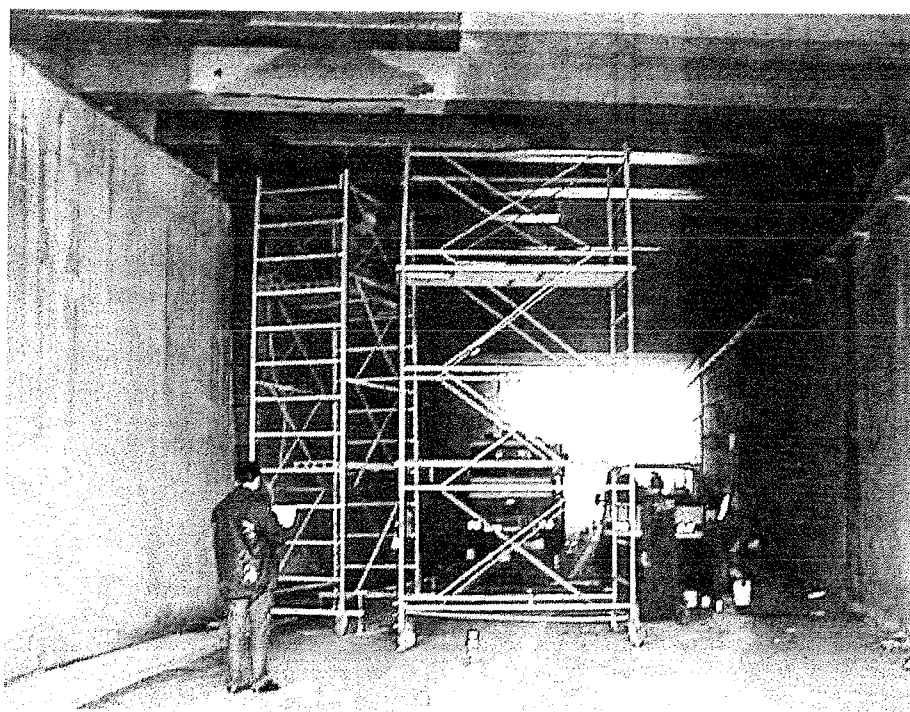


Fig. 2: Particolare della zona di intervento della Trave n. 7, dopo il ripristino

Nell'urto la propagazione dei cracks nel conglomerato è stata enfatizzata dalla liberazione di autotensioni presenti nella trave. Il risultato è la formazione di una grossa fessura dominante da spacco. In una situazione di questo tipo è essenziale, qualora sia ancora fattibile l'esecuzione del rinforzo, riportarsi ad

una struttura "internamente compatta" con una superficie, su cui applicare il rinforzo, di elevata resistenza meccanica. Infatti, come più volte dimostrato dalla letteratura scientifica, le tensioni normali assorbite dal rinforzo, si scaricano sul conglomerato mediante tensioni tangenziali di aderenza. La presenza di

fessurazioni o discontinuità nell'incollaggio dell'intero rinforzo. La tecnologia del placcaggio è perciò intimamente legata con la buona tecnica del ripristino superficiale.

E deve essere vista come uno strumento di ripristino e rinforzo della capacità concentrata nell'intorno tensioni tangenziali pericolose che possono produrre premature crisi di interfaccia portante, alternativo al tradizionale steel plate bonding. Restano quindi inalterate le operazioni di preparazione superficiale e di ripristino dell'omogeneità:

- Eliminazione del conglomerato degradato, incoerente, sbriciolato
- Iniezioni di resine epossidiche e di stuccatura superficiale di tutte le lesioni
- Getto di conglomerato o betoncino a ritiro compensato nelle zone di forte presenza di vuoti

2. IL RINFORZO DI TAVI PRECOMPRESSE A CAVI ADERENTI DANNEGGIATE DA IMPATTI

L'impalcato danneggiato, del sottopasso prima citato, è costituito da sedici travi in c.a.p. a cavi aderenti di luce libera $L=10$ m, senza traversi di collegamento, lo schema di figura presenta le dimensioni principali della struttura che sono state impiegate per questa analisi.

Prima di procedere al design si è condotta una indagine sperimentale in situ rilevando: la velocità di propagazione di impulsi ultrasonici V_1 nel calcestruzzo sia con metodo diretto che indiretto, la resistenza a compressione su provini cilindrici ricavati con carotaggio, la massa volumica, la posizione dei trefoli e l'entità del danno in ogni trave. La Tabella presenta i risultati medi ottenuti e le caratteristiche meccaniche dedotte. Dalle indagini effettuate sulle travi danneggiate, viene considerata la presenza di 22 trefoli di acciaio armonico da 0.5" su ogni trave a sette fili di 10 mm di diametro. Essi sono disposti su due file da 12 e 10 rispettivamente a 4 e 8 cm di distanza dall'intradosso. Il conglomerato delle travi è di classe C40 a compressione cilindrica.

Materiale	V_1 [m/s]	Densità [kg/m ³]	Resistenza a trazione f_{tk} [MPa]	Resistenza a compressione f_{tk} [MPa]	Modulo secante E [GPa]
Travi in cls	Diretta 4543 Indiretta 3396	==	==	==	==
Campioni di cls	Diretta 4446	2430	==	47	38
Acciaio precompr.	==	==	1600	==	200

Tabella 1 Risultati delle prove di caratterizzazione

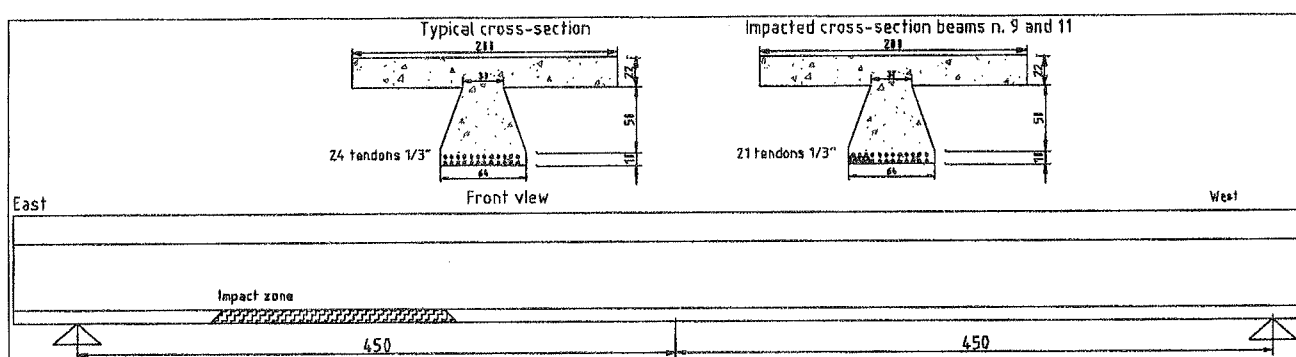


Fig. 3: Situazione originaria dell'impalcato, dimensioni in cm.

Si è inoltre determinato, sulla base delle indicazioni di progetto dell'opera, che:

- la tensione di tiro a tempo infinito viene approssimata a valori verosimilmente attendibili e cioè pari a : 800 MPa,
- la tensione caratteristica di snervamento pari a 1400 MPa;

- calcestruzzo di soletta di resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck}=30$ MPa;
- l'interasse tra le travi pari a 120 cm;
- l'armatura lenta presente in soletta nelle direzioni longitudinale e trasversale costituita da doppia rete diametro 5 mm passo 10 cm tipo Feb44 k;
- luce di calcolo di 10 m, semplice appoggio alle estremità

- la trave n. 11 presenta un danneggiamento simile alla trave n. 7.

Dall'analisi dello stato attuale si individuano tre tipologie di travi danneggiate: il gruppo delle travi 7 e 11 che presentano un danno discreto, la trave 9, che possiede una maggior estensione della zona interessata dalle fessurazioni e la trave n. 10 che ha un danno molto rilevante.

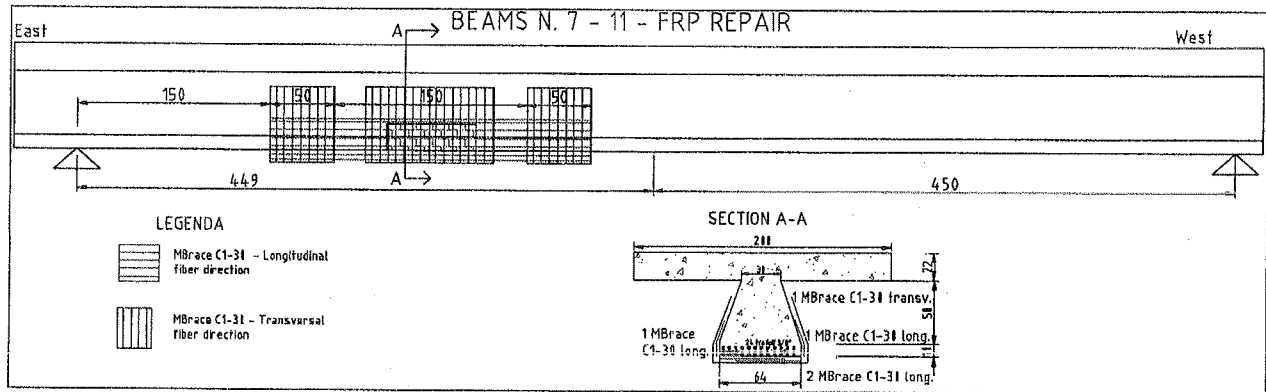


Fig. 4 Schema del rinforzo impiegato

A seguito di impatto di veicolo fuori sagoma, a circa un terzo della luce lungo la corsia che da sud porta verso Verona in direzione nord, alcune travi della copertura del sottopasso sono state danneggiate in modo differente:

- la trave n. 7 e' stata scalfita all'intradosso per un tratto di circa 50 cm, l'asse della zona danneggiata è a circa 2.5 m dall'appoggio lato Venezia. Tre trefoli risultano tranciati o semi tranciati così come risultano rotti i ferri lenti longitudinali e la rete metallica nell'intorno;
- la trave n. 8 e' stata scalfita all'intradosso con rottura della armatura lenta e scopertura dei trefoli della prima fila lato sud;
- la trave n. 9 ha subito il tranciamento di 2 trefoli di precompressione con scopertura delle armature per un tratto di circa 50 cm e distante circa 2.5 m dall'appoggio lato Venezia. Dal punto di impatto diramano fessure da spacco interessanti tutta la semitrave lato Venezia;
- la trave n. 10 è stata violentemente colpita, con rottura di 9 trefoli, rottura dell'armatura lenta e presenza di una lesione da spacco nel conglomerato che si propaga dal punto di contatto alla mezzeria e in prossimità dell'appoggio più vicino. Da queste fessure è già stato rimosso del conglomerato distaccato e pericolante, l'ampiezza è dell'ordine di decine di millimetri;

In particolare la presenza delle fessure da spacco produce un impoverimento della sezione resistente perenne perchè lo sforzo di precompressione agente prima dell'impatto non viene più recuperato per un tratto consistente di trave.

Dall'analisi dello stato attuale risultano necessari interventi di ripristino della capacità portante su tutte le travi suddette.

In effetti l'urto ha indebolito un intorno del punto di impatto molto considerevole, e la riduzione di resistenza a flessione di queste zone produceva la crisi della struttura a carichi flessionali inferiori a quelli riscontrabili in mezzeria.

Il calcolo è stato condotto per comparazione numerica tra la risposta dell'elemento non danneggiato, quello impattato e quello danneggiato-rinforzato.

Per quanto riguarda la scelta del quantitativo e della posizione del rinforzo, è stata condotta una analisi parametrica sulla base di un modello tridimensionale di tipo non-lineare, conforme alle indicazioni di [2] e [3].

Nella taratura del miglior rinforzo si sono considerati i seguenti aspetti:

- presenza di una zona danneggiata con mancanza di precompressione dovuta all'impatto;
- applicazione del composito di rinforzo sulla struttura già danneggiata e caricata dal carico permanente;

- possibilità di meccanismi di rottura per delaminazione o taglio di interfaccia tarati sulla tipologia di conglomerato presente in situ.

Dal processo di parametrizzazione sono state individuate le tipologie di rinforzo che ottimizzano la risposta strutturale senza appesantirne il costo complessivo dell'intervento. La configurazione del rinforzo adottata ad esempio per la trave n. 7 e 11 è

riportata in Figura. La prestazione in termini di carico uniforme - freccia, comparata a quella delle travi originaria e danneggiata è riportata in Figura.

Le massime reazioni flessionali esistenti nella configurazione originaria e in quella attuale, nelle sezioni danneggiate della Trave n. 10 (la più danneggiata), sono riportate in Tab. 2 in conformità al metodo degli stati limite secondo normativa vigente.

Posizione	Deformazione/spost. [mm]	Tensione [MPa]
calcestruzzo compresso in L/2	-0.03	-6
trefolo teso in L/2	0.07	900
composito MBrace Fibre C1-30 in L/2	==	300
max. tensione tangenziale di interfaccia	==	1
max apertura fessure nel cls	0.1 ¹	==

Tabella 2 a) – Trave n. 10: Situazione di esercizio: tensioni e deformazioni massime

Posizione	Deformazione/Spst. [mm]	Tensione [MPa]
calcestruzzo compresso in L/2	-0.05	-10
trefolo teso in L/2	0.3	1400
Rinforzo fibroso MBrace Fibre C1-30 in L/2	==	750
max. tensione tangenziale di interfaccia	==	2
max apertura fessure nel cls	0.3	==

Tabella 2 b) – Trave n. 10 Situazione limite ultima: tensioni e deformazioni massime

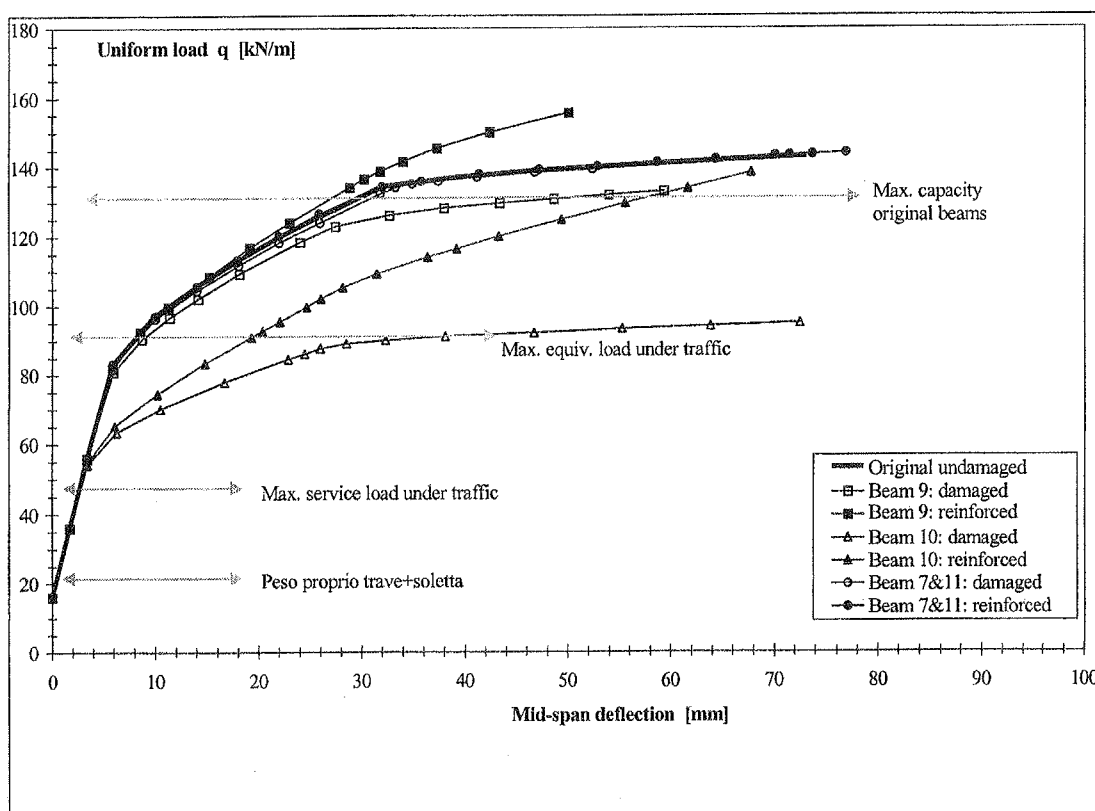


Fig. 5: Comportamento carico distribuito – freccia delle travi esaminate

¹ La fessura è comunemente completamente coperta dal composito di rinforzo

Dalla Figura sopra, si denota una riduzione significativa della portanza delle travi n. 7 e 11 e molto importante per le travi 10 e 9. L'effetto di precompressione dovuto ai cavi resta comunque presente nelle zone non danneggiate. Le Figure di

seguito presentano infine lo stato di deformazione e di tensione longitudinale al carico limite ultimo presente sulla struttura, ottenuto dal modello agli elementi finiti per il caso della Trave n.10 più sollecitata.

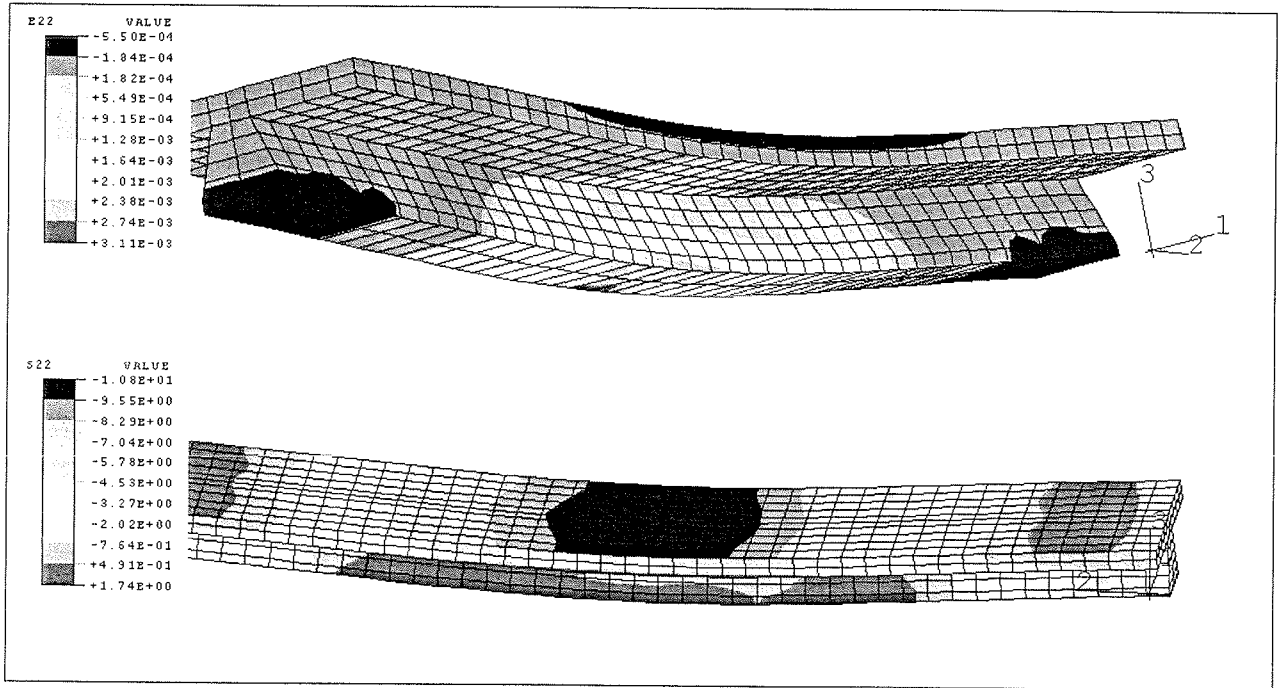


Fig. 6 Trave n. 10: andamento della deformazione E22 e della tensione S22 longitudinale al carico limite ultimo

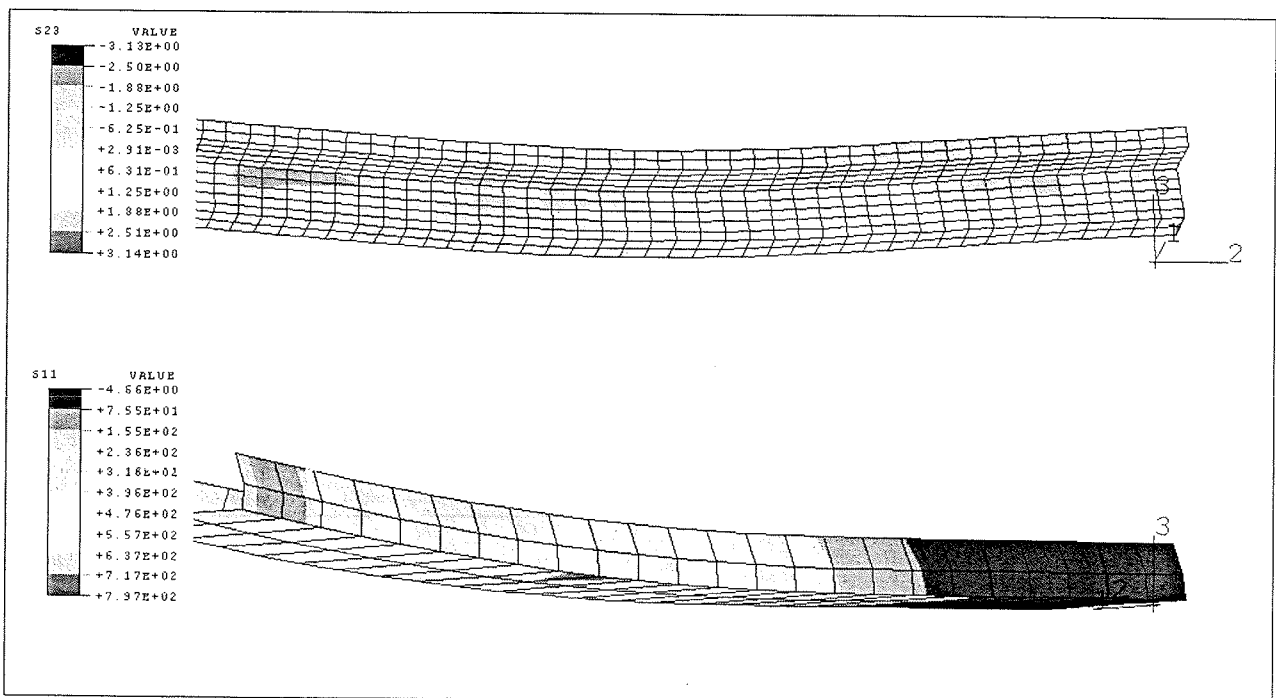


Fig. 7 Trave n. 3: andamento della tensione tagliante nel piano longitudinale S23 e della tensione longitudinale nel rinforzo longitudinale in composito S11 al carico limite ultimo

SCHEMA APPLICATIVO USATO PER IL SISTEMA FRP “HAND WET LAY UP”

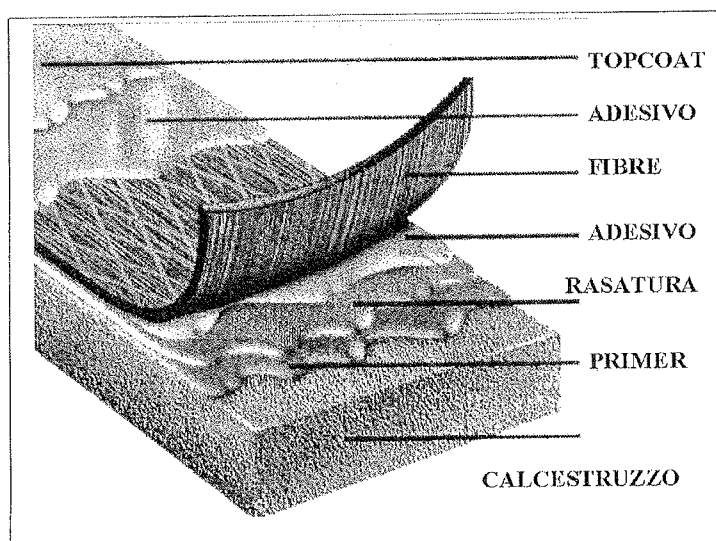


Fig. 8 Struttura FRP “hand wet lay up” application

Modalità applicative PRIMER

- Rimuovere oli, grassi, polvere e qualsiasi altro materiale incoerente dalla superficie.
- Miscelare meccanicamente il componente A prima di aggiungere il componente B.
- Una volta aggiunto il componente B miscelare per circa 1 minuto sino ad ottenere una un composto omogeneo.
- PRIMER può essere applicato a pennello o a rullo.

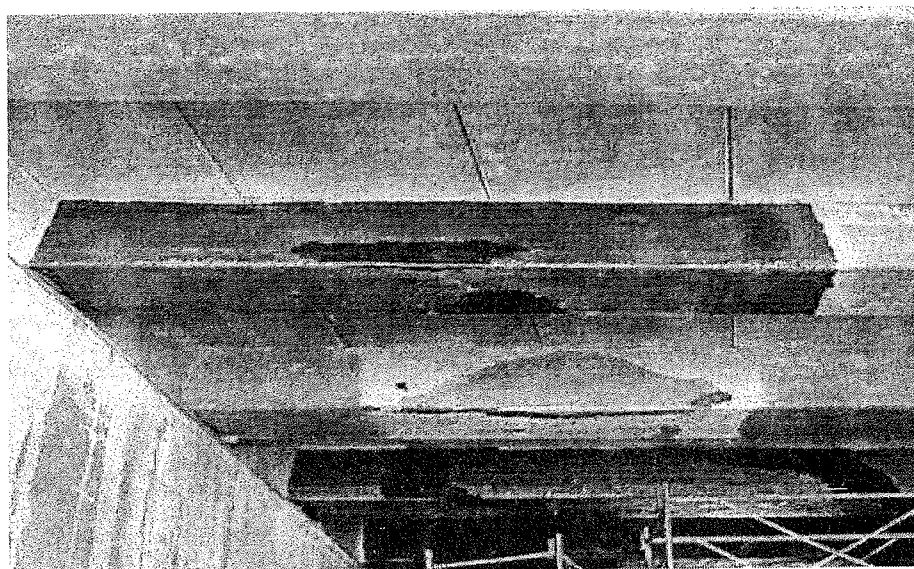


Fig. 9: Primer già applicato alla superficie delle travi

Modalità applicative RASATURA

- Miscelare meccanicamente il componente A prima di aggiungere il componente B.
- Una volta aggiunto il componente B miscelare per circa 3 minuti sino ad ottenere una un composto omogeneo.
- RASATURA può essere applicata a spatola, dopo PRIMER, attendendo il fuori tatto o entro le 24 ore.

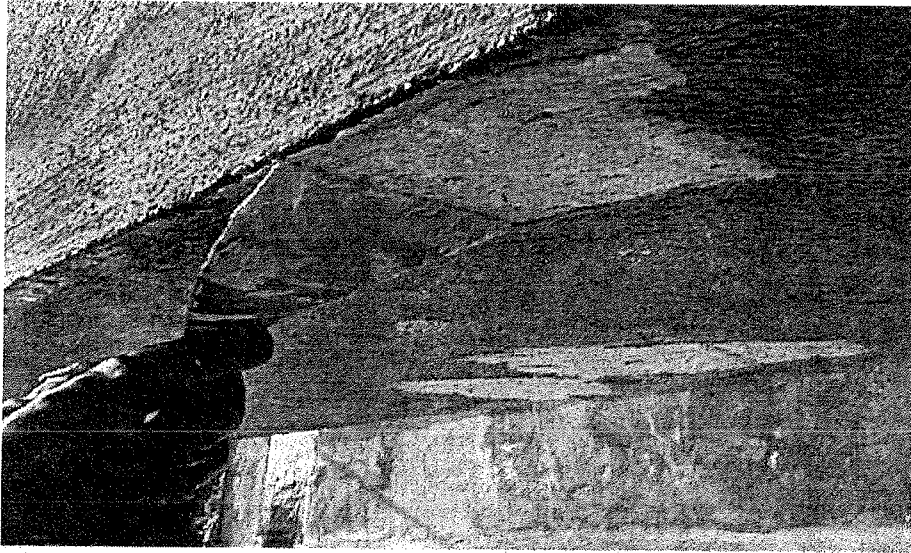


Fig. 10: Rasatura per la regolarizzazione della superficie

Modalità applicative ADESIVO

- Miscelare meccanicamente il componente A prima di aggiungere il componente B.
- Una volta aggiunto il componente B miscelare per circa 1 minuto sino ad ottenere un composto omogeneo.
- Il primo strato di ADESIVO può essere applicato a rullo o a spruzzo.

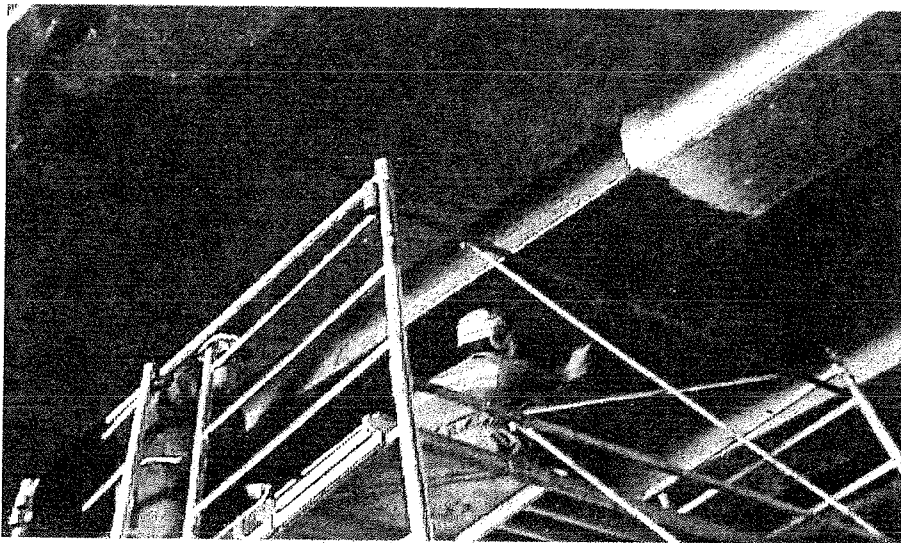


Fig. 11: Applicazione dell'adesivo

Applicazione del rinforzo fibroso CFRP

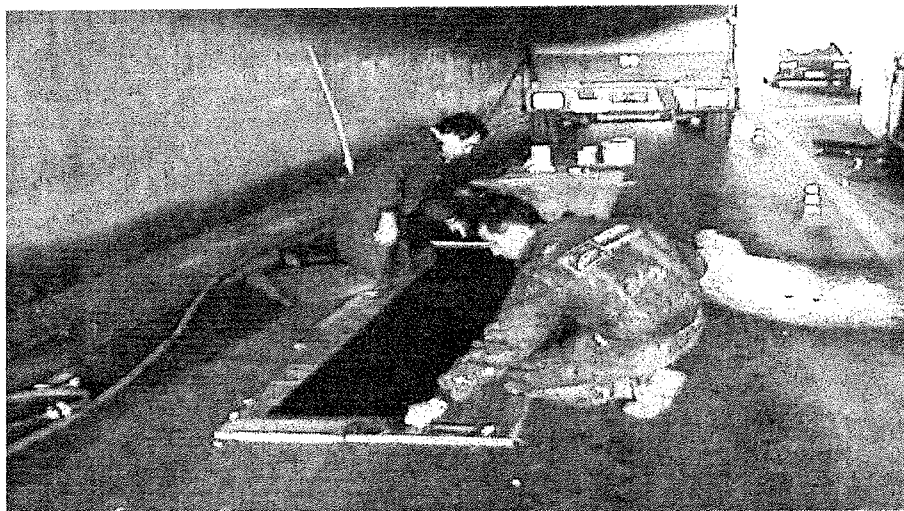


Fig. 12: Taglio preliminare del rotolo in striscie di larghezza voluta

- Dopo aver steso la mano di stendere lo strato di FIBRE.
- Strappare la carta adesiva.
- Con l'appropriato rullino esercitare una costante pressione muovendo lo strumento nei due versi nella direzione delle fibre sino a completa impregnazione delle stesse.
- Attendere circa 30 minuti

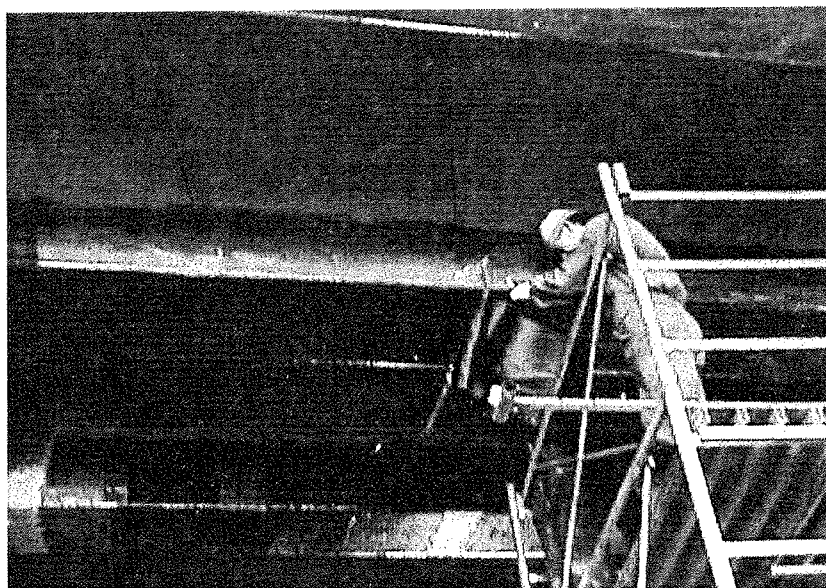


Fig.13: Applicazione del rinforzo fibroso CFRP

- Procedere quindi con la stesura del secondo strato di ADESIVO
- Ripetere i quattro punti precedenti per tutti gli strati di FIBRE previsti nell'applicazione

Tipo di fibra	Carbonio Alta Resistenza
Aspetto	Tessuto Unidirezionale
Densità superficiale, D_s , $\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}$	0.300
Densità, ρ , $\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$	1820
Spessore equivalente di tessuto secco s , mm	0.165
Area resistente per unità di larghezza, A_{eff} , $\text{mm}^2\cdot\text{cm}^{-1}$	1.65
Resistenza caratteristica a trazione, f_{tk} , MPa	3430
Resistenza caratteristica a trazione per unità di larghezza, f_{tkl} , $\text{N}\cdot\text{mm}^{-1}$	565
Modulo elastico caratteristico a trazione, E_{tk} , MPa	230000
Deformazione ultima, ϵ_{u} , %	1.5

Tabella 3: Prestazioni caratteristiche del rinforzo fibroso CFRP utilizzato

CONCLUSIONI

La tecnologia degli FRP sta riscuotendo sempre maggior interesse nel mercato delle costruzioni. La leggerezza e la resistenza del materiale diventa un fattore preferenziale di notevole impatto. A dimostrazione dei benefici che l'FRP può produrre sulle costruzioni, si sono presentati alcuni interventi tipici di riparazione di travi in c.a.p. danneggiate da impatto. Si è in particolare discussa la necessità di procedere alla riparazione del conglomerato con le tecniche tradizionali e si dimostrano i benefici ottenibili con analisi numeriche di supporto.

Altri dati

COMMITTENTE: "AUTOSTRADA Serenissima Milano - Venezia", Località Verona Sud.

IMPRESA: Padana Interventi srl, Padova.

MATERIALI FRP: MBrace FRP, MAC spa Treviso (MBT-SKW Group).

PROGETTISTA: Co.force srl, Rimini, Italy.

ANNO: APRILE 1999.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MAC spa, Italy: MBrace FRP Technical Data Sheets, 1998
- [2] Arduini M., Di Tommaso A., Nanni A., "Brittle failure in FRP plate and sheet bonded beams", ACI Structural Journal, vol. 94, n.4, July/August 1997.
- [3] Arduini M., Nanni A., "Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets", Journal of Composites for Construction, ASCE, May 1997, vol. 1, n. 2, 1997.

SOVRAPPASSO TIPO PER L'ELIMINAZIONE DI INTERSEZIONI STRADALI A RASO

Lorenzo ATTOLICO

Architetto
PADOVA

Enzo SIVIERO

Ingegnere
PADOVA

Massimo TRINCHIERI

Architetto
PADOVA

SOMMARIO

Il proposito è quello di offrire un contributo al problema delle intersezioni stradali a raso ancor oggi dislocate in gran numero lungo strade a grande scorrimento, di servizio soprattutto alle aree industriali o in prossimità di svincoli di accesso alle stazioni autostradali.

Il nostro progetto tipo prevede, in corrispondenza dell'eventuale innesto stradale, una rotatoria e l'innalzamento della sede stradale tramite la costruzione di un viadotto, la cui particolarità è costituita dalla realizzazione di due impalcati gemelli affiancati.

Essi verranno costruiti in sequenza consentendo, una volta terminato il primo, l'utilizzo dello stesso in concomitanza con i lavori di costruzione del secondo, in modo da non intercludere l'accessibilità stradale agli automezzi.

Per evitare la costruzione di pile di sostegno a ridosso dell'anello esterno della rotatoria sottostante la parte centrale del viadotto, si utilizza un sostegno posto centralmente alla stessa, costituito da un insieme di membrature arcuate costituenti un "giglio", in modo da raccogliere un pulvino monolitico a pianta circolare dal quale si dipartono le campate longitudinali tra loro separate.

SUMMARY

This paper deals with road intersections, a problem which reaches crisis proportions in industrial areas especially for the linking of minor accesses to motorways.

Our model design developed originally for the Associazione degli Industriali di Vicenza within an improvement programme of the town West-bypass project comprises a round-about at ground level and a viaduct formed by two contiguous precast concrete decks. The two carriageways can be built in sequence, thus allowing the traffic flow also during construction.

In order to avoid piles on the external border of the round-about, we have devised a lily-shaped central pile formed by height arched precast concrete members which stem distinctly from a unique monolithic ground anchorage.

1. PREMESSA

Senza dover risalire ad esempi eloquenti si può facilmente immaginare come il problema delle intersezioni stradali a raso dia luogo a frequenti fenomeni di congestione del traffico; anche in condizioni di scorrevolezza, tipologicamente tali nodi presentano carenze in quanto a

capacità e sicurezza di attraversamento.

In genere, molte delle soluzioni progettuali adottate in questi ultimi anni a travi prefabbricate, ancor oggi in uso, sono prive di aspetti formali significativi, con impatti non certo gradevoli e concezione costruttiva un po' datata.

Questo è l'aspetto che attualmente più marcatamente

accomuna numerosi progetti infrastrutturali, che concepiti molti anni addietro, attraverso "aggiornamenti" più o meno rilevanti, sono giunti in fase esecutiva ai giorni nostri, senza una revisione costruttivo-concettuale sull'intera impostazione progettuale così da porsi in linea con le nuove tendenze che tendono a considerare, con il dovuto rilievo, gli aspetti architettonico-formali, il rapporto con l'ambiente e il territorio circostante e, non ultimo, i problemi di durabilità nel tempo.

L'opera di cui trattasi, nasce dalla rivisitazione di un progetto, redatto dalla Società Autostrada BS-VR-VI-PD tra il 1989 e il 1990, per il collegamento tra la stazione autostradale di Vicenza Ovest e la S.S. 11 viale Degli Scaligeri (fig. 1).

In considerazione dell'elevata importanza dell'opera anche in rapporto con i luoghi e in particolare il quartiere fieristico di rinomanza mondiale per l'esposizione "Vicenza Oro", l'Associazione Industriali di Vicenza ha richiesto di rivisitare il progetto allo scopo di suggerire eventuali ipotesi alternative da sottoporre alla stazione appaltante.

Gli elementi posti come vincolo nella proposta di revisione erano:

- un netto miglioramento delle soggezioni al traffico durante l'esecuzione dei lavori e quindi una tempistica ridotta;

- una migliore qualificazione architettonico-formale del viadotto in relazione all'adiacenza del quartiere fieristico;
- una valutazione economica sostanzialmente in linea con le somme previste in appalto.

Sulle basi di quanto sopra esposto, si è proceduto alla redazione di un progetto che realisticamente intendeva porsi come prima ipotesi di lavoro, su cui innestare successivamente ogni possibile ulteriore miglioramento.

Sebbene la soluzione alternativa fosse risultata tecnicamente ed esteticamente rispondente a quanto richiesto, per evidenti timori di prolungamento dei tempi di approvazione (tra l'altro con appalto già effettuato e dovendosi rispettare la Merloni "ter") la Società Autostrada non ha accettato l'ipotesi di revisione dell'Associazione Industriali, ha però preso atto delle carenze del progetto appaltato evidenziato dal confronto con le caratteristiche tecnico-costruttive della nostra soluzione e ha dichiarato la possibilità di procedere con un "adeguamento" in corso d'opera.

Si è trattato dunque di un esercizio "culturale", volto a richiamare l'attenzione su un tema di straordinaria rilevanza per la città di Vicenza e non solo, ma più in generale come contributo al miglioramento della "qualità" delle infrastrutture nella più ampia accezione in rapporto con l'ambiente ed il territorio.

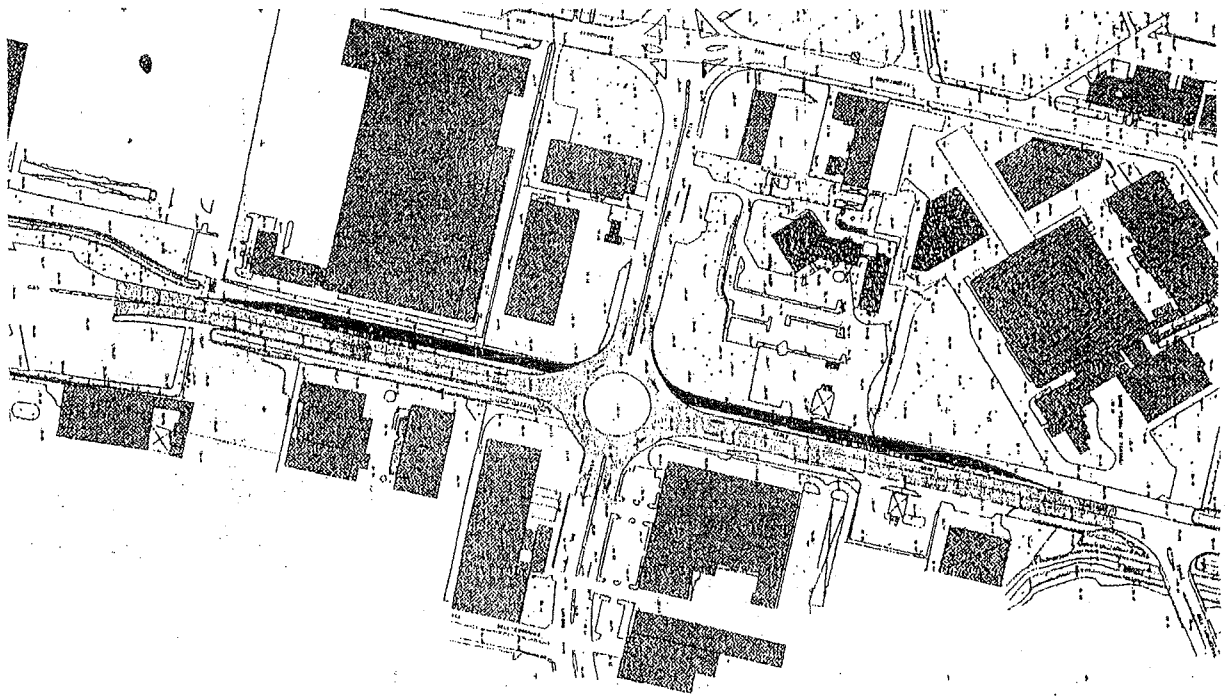


Fig. 1 Planimetria comprendente il quartiere fieristico

Da questa esperienza è nata l'idea di utilizzare questo progetto come sovrappasso tipo.

2. IL PROGETTO

Il viadotto proposto è costituito da due piastre gemelle affiancate in cemento armato precompresso, continue su più campate (numero variabile a seconda delle necessità derivanti dalle diverse caratteristiche geomorfologiche riscontrabili nelle aree di intervento): le campate intermedie hanno una luce di 33 m, e le due campate terminali di 24 m, con una "pila-giglio" centrale a sviluppo circolare di luce 14.20 m (figg. 2-3).

Nella parte centrale del viadotto, per ottenere l'allontanamento delle pile di sostegno dalla zona adiacente l'anello esterno della rotatoria sottostante, si utilizza un sostegno posto centralmente alla stessa, costituito da un insieme di membrature arcuate costituenti la già citata forma di "giglio", in modo da raccogliere un pulvino monolitico a pianta circolare dal quale si dipartono le campate longitudinali tra loro separate (fig. 4).

Le pile a sostegno dell'impalcato hanno una conformazione a "V" (fig. 5), considerando tale forma una valida soluzione sia da un punto di vista estetico (la V si ripete ruotando su se stessa nella pila centrale), sia da un punto di vista strutturale, in quanto ricevono gli sforzi

trasmessi dalla sola parte centrale della piastra concentrando quindi su di un'area ristretta, riducendo al minimo l'ostruzione visiva.

Oltre a costituire una certa novità dal punto di vista strutturale e costruttivo, la plasticità che si ottiene con questa proposta progettuale, assume sicuramente il ruolo di segno tangibile di distinzione dell'opera, anche agli effetti della sua riconoscibilità: vero e proprio "Ponte-Porta".

È questo, un modo efficace per marcare il luogo, elevandone il rango a nuovo punto di riferimento per una ritrovata qualità architettonica nelle opere d'arte stradali. In tal senso si potrebbero anche sviluppare ulteriori ipotesi di arredo con particolari giochi di luce, senza escludere il ricorso a fontane con giochi d'acqua che possono riflettere gli elementi scultorei della pila centrale (fig. 6).

La soluzione tipologica adottata è finalizzata al più soddisfacente rispetto del contesto ambientale, pur cercando nello stesso tempo di conseguire un risultato ottimale sotto il più generale aspetto economico, avendo riguardo non solo del costo iniziale e dei tempi di costruzione, ma anche della durabilità e quindi dei successivi costi di manutenzione nel tempo da limitare al minimo indispensabile.

Dal punto di vista strutturale il viadotto realizza uno schema statico di telaio continuo con le pile intermedie

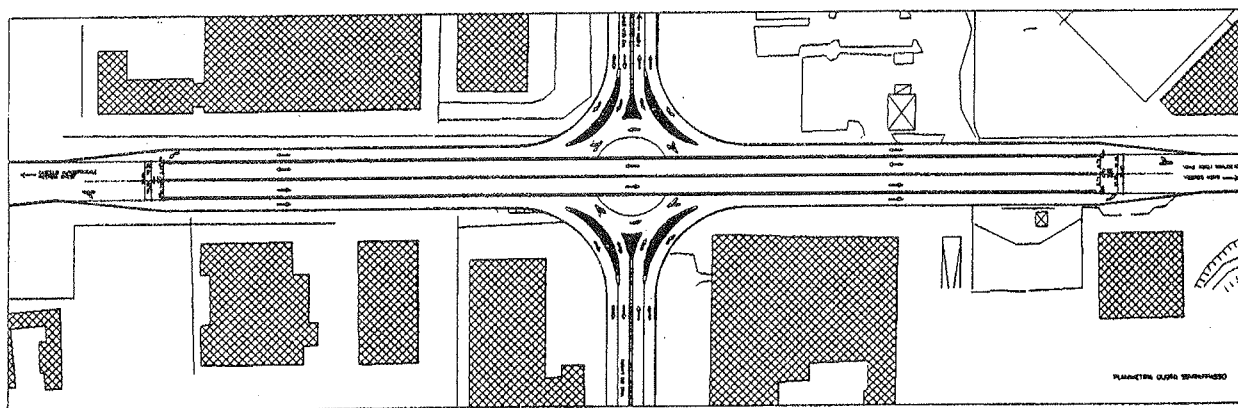


Fig. 2 Planimetria di progetto

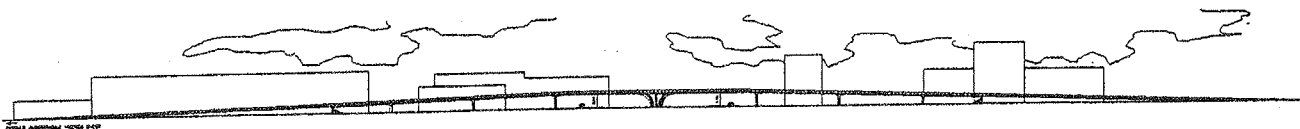


Fig. 3 Prospetto del sovrappasso

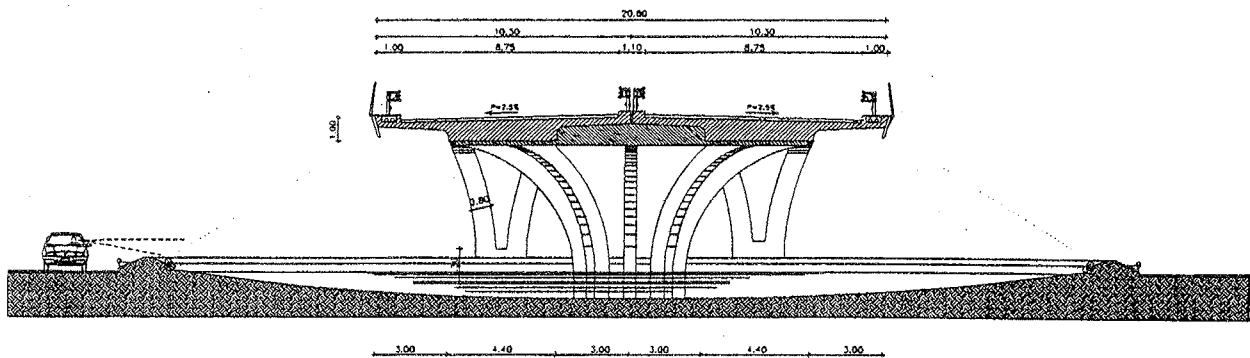


Fig. 4 Sezione trasversale con prospetto della pila "giglio"

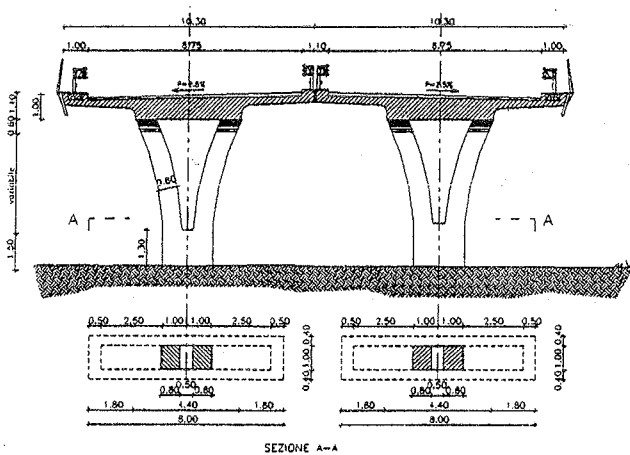


Fig. 5 Sezione trasversale con prospetto delle pile

in continuità con l'impalcato stesso. La pila centrale funge da elemento di simmetria e di punto fisso sul piano architettonico-strutturale, ma anche costruttivo.

L'irrigidimento longitudinale delle estremità degli sbalzi laterali è determinato da due cordoli-marciapiedi rialzati che, robustamente armati, ben garantiscono l'assorbimento delle sollecitazioni indotte dai carichi concentrati.

La sezione stradale rispecchia quella tipo III delle Norme CNR a due carreggiate separate (piattaforma stradale di 18.60 m). Ogni singolo impalcato è a piastra a getto pieno monolitico in cemento armato precompresso con una larghezza di 4.40 m e uno spessore medio di 1 m, ed è dotato d'ampi sbalzi laterali di 3.05 m, di spessore variabile da 35 a 20 cm, che contribuiscono efficacemente all'alleggerimento visivo, oltre a costituire sostanzialmente elemento d'economia di peso e di materiali.

Per migliorare ulteriormente il funzionamento stati-

co, mentre l'intradosso si colloca sul piano orizzontale, il getto dell'estradosso è previsto inclinato trasversalmente, con pendenza laterale del 2.5%, ciò consente di mantenere costante lo spessore della pavimentazione bituminosa.

L'adozione per l'impalcato di una struttura a piastra continua con giunti posizionati alle sole estremità, corrisponde alla più avanzata progettazione strutturale che tende ad utilizzare l'indiscutibile superiorità delle strutture iperstatiche, sia sotto l'aspetto della sicurezza, sia sotto quello della maggior rigidità e della durezza. A parte le pile terminali, è stata poi prevista anche la continuità strutturale tra impalcato e pile, allo scopo di diminuire il numero degli apparecchi d'appoggio, ottenendo così una minore deformabilità e un'ottimale risposta della struttura alle sollecitazioni orizzontali.

La tipologia sopra descritta, è già stata sperimentata con successo: in prossimità di Vicenza lungo la direttrice S.S. 53 in direzione Treviso, per il sovrappasso stradale e ferroviario (213 m di lunghezza complessiva) nel Comune di San Pietro in Gù in Provincia di Padova, a servizio della S.P. 26 "Bassanese", ultimato nel 1990 per conto dell'Amministrazione della Provincia di Padova (fig. 7).

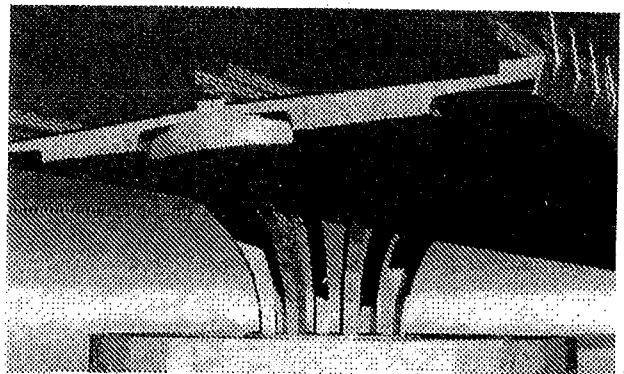


Fig. 6 Simulazione al computer della pila "giglio"

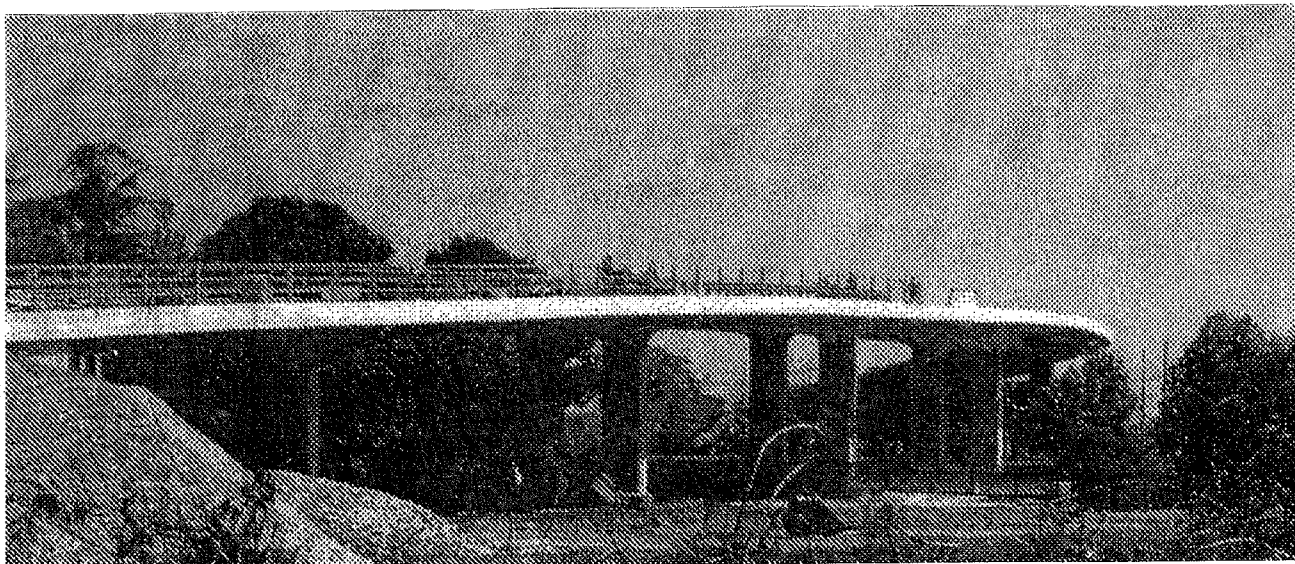


Fig. 7 Viadotto di San Pietro in Gù sulla SS 53 "Postumia" e sulla linea FS Vicenza-Treviso a servizio della SP 26 "Bassanese" in Provincia di Padova

3. LA REALIZZAZIONE

Trattandosi sostanzialmente di un'opera prevista con esecuzione dei getti in opera, allo scopo di riutilizzare al massimo ponteggi e cassetture, con notevole risparmio economico, la costruzione del viadotto è sviluppata per fasi successive, partendo dalle campate centrali, connesse alla pila-giglio precedentemente costruita al centro della rotatoria (figg. 8-9-10).

Nella fase iniziale dopo l'esecuzione della pila-giglio si effettua il getto delle campate centrali da 33 m, unitamente allo sbalzo pari a 7 m, appartenente alla campata adiacente, realizzata per consentire l'ottimizzazione del regime strutturale nelle fasi transitorie.

Si procede poi in successione all'esecuzione delle altre campate con un getto comprendente il completamento della campata adiacente, ripetendo l'operazione progressivamente da ambo i lati fino alle campate di riva, il cui getto completerà l'impalcato fino alle spalle.

In sintesi, l'esecuzione di ogni singolo impalcato, si sviluppa come segue:

- a getto ultimato e prima della scasseratura, si effettua una preflexione dello sbalzo, mediante alcune barre d'acciaio ad alta resistenza, poste ad ogni estremità e ancorate in fondazione, in modo da conferire alla sezione d'appoggio il momento flettente negativo più opportuno;
- nelle campate successive si procede analogamente, solidarizzandole alle precedenti mediante la continuità delle barre di precompressione, che risultano alla fine continue per tutta la lunghezza dell'opera grazie alle connessioni con manicotti filettati.
- trasversalmente, nella parte terminale della soletta a

sbalzo, l'esecuzione del getto dell'impalcato, è limitata a pochi centimetri, con l'esclusione quindi dei cordoli-marciaiepi, infatti, la formazione di questi ultimi, che hanno la funzione di travi di irrigidimento longitudinali, dovrà avvenire solo dopo il completamento dell'intero impalcato.

4. LE INTERFERENZE CON LA VIABILITÀ

Nello schema delle fasi costruttive previste per la realizzazione dei sovrappassi, in genere il progetto può denotare alcuni limiti per le notevoli soggezioni che la sua realizzazione comporta per mantenere l'accessibilità all'area.

Quest'aspetto, oltre a determinare costi aggiuntivi per opere temporanee, implica altresì che la funzionalità dell'opera viene acquisita solo a lavori completamente ultimati.

A fronte delle citate problematiche, si è studiata una sequenza esecutiva delle opere da realizzarsi, tale da poter assicurare, per tutto il tempo necessario a portare a termine i lavori, la transitabilità.

La sequenza è stata suddivisa in tre fasi distinte (invertibili secondo le caratteristiche del sito di progetto):

- *prima fase*: si realizzeranno la nuova corsia di collegamento a nord del nuovo sovrappasso e parte della rotatoria senza dover deviare il traffico (fig. 11);
- *seconda fase*: il traffico in direzione ovest verrà deviato sulla nuova corsia realizzata nella prima fase, mentre il traffico in direzione est continuerà a percorrere la corsia originaria. La sua sezione sarà leggermente ampliata per permettere, nel cantiere adia-

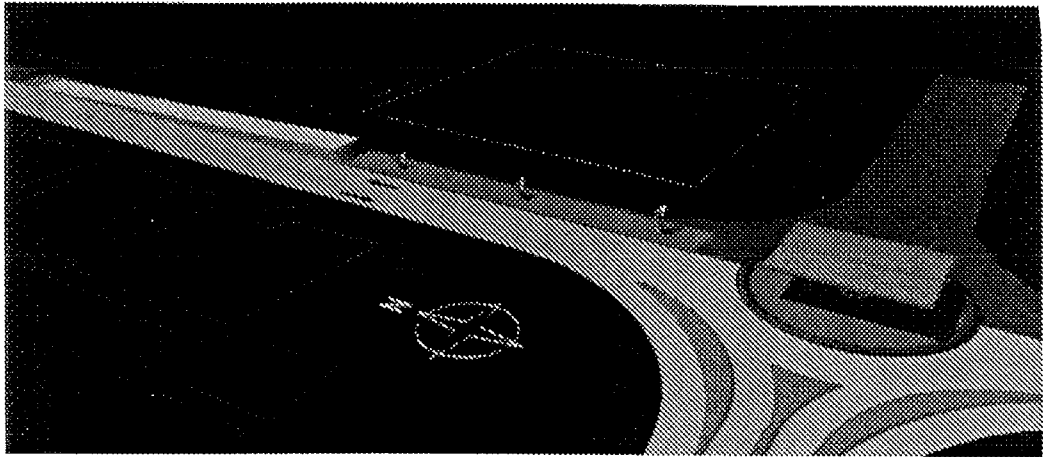


Fig. 8 Costruzione della pila "giglio" e relativa parte d'impalcato

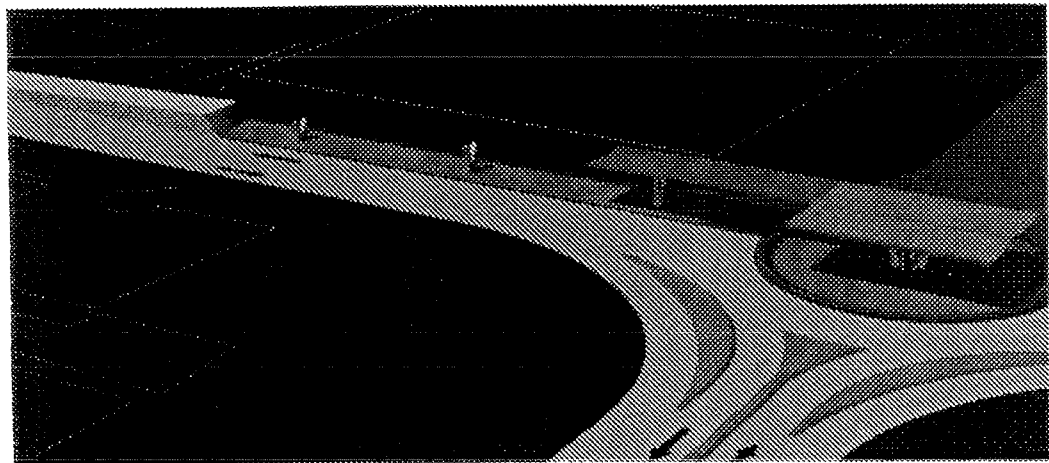


Fig. 9 Costruzione in successione del primo impalcato lato nord

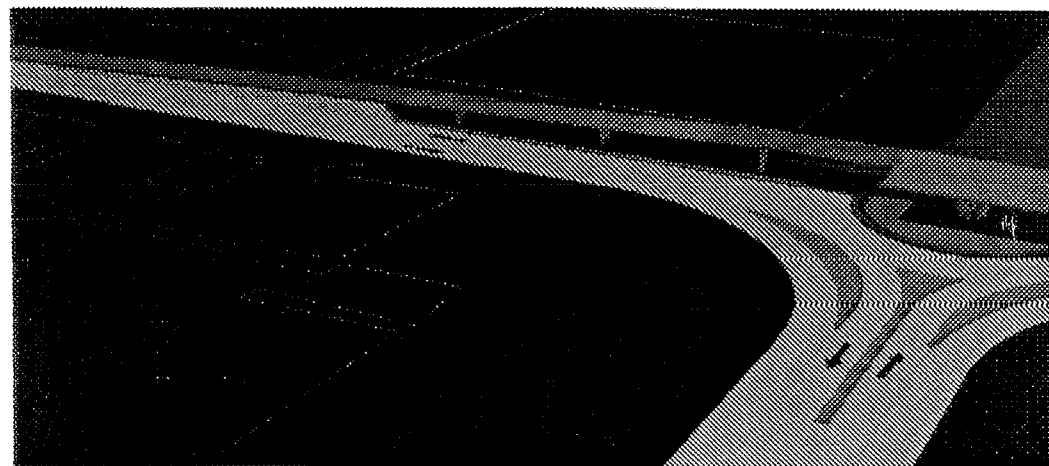


Fig. 10 Completamento dell'impalcato lato nord e costruzione in successione dell'impalcato lato sud

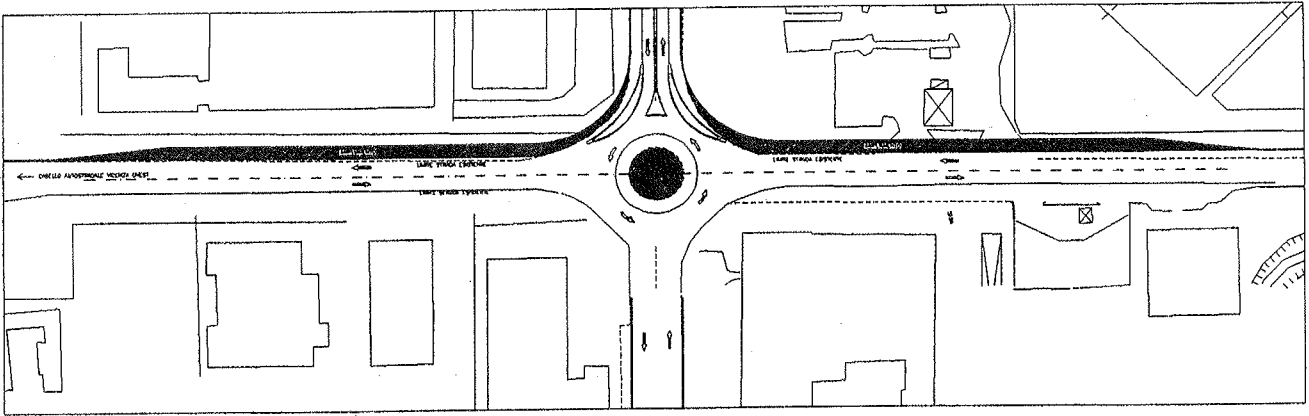


Fig. 11 Prima fase: ampliamento della strada esistente lato ovest e costruzione della pila "giglio"

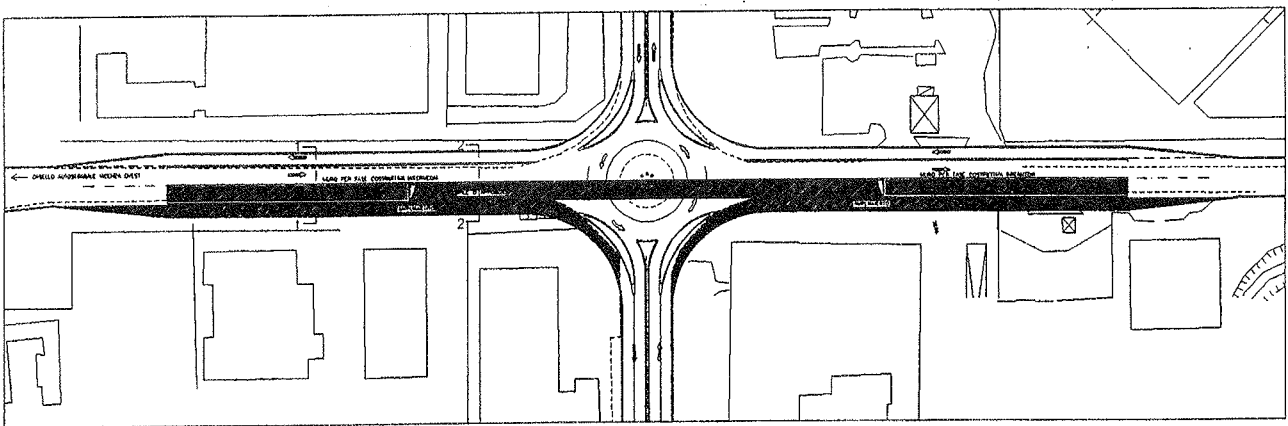


Fig. 12 Seconda fase: ampliamento della strada esistente e costruzione del primo viadotto lato est

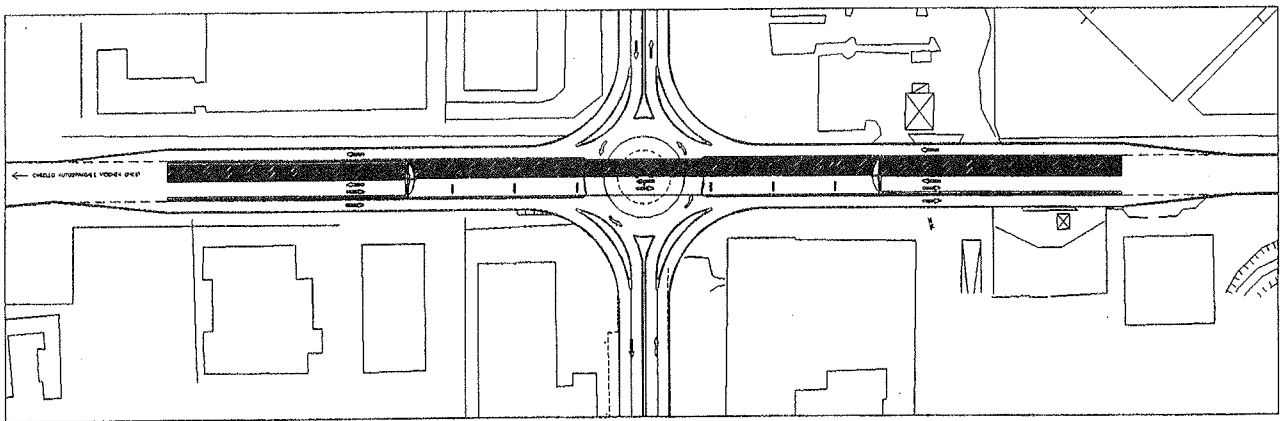


Fig. 13 Terza fase: costruzione del secondo viadotto lato ovest con percorrenza del primo viadotto in due direzioni

cente, la costruzione della "pila giglio" al centro della rotonda. Essa sarà sormontata da un tratto di impalcato solidale alla stessa che verrà a costituire il "puntello-spalla" centrale, al quale verranno poi collegate le campate del nuovo ponte stradale. Essendo questo costituito da due viadotti affiancati, si proce-

derà alla costruzione del primo, a nord, e delle rispettive corsie di collegamento (fig. 12);

- terza fase: a conclusione del ciclo precedente, sarà costruito il secondo viadotto a sud, affiancato a quello già ultimato, che essendo perfettamente funzionante verrà utilizzato già in quest'arco di tempo per il

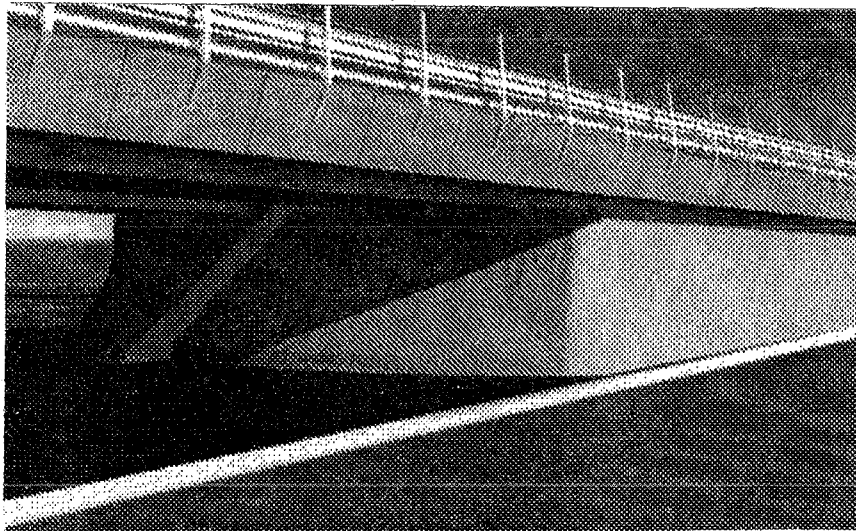


Fig. 14 Simulazione a computer - spalla

traffico in direzione est. Il cantiere occuperà invece il restante tracciato, vale a dire la vecchia corsia a sud, per la costruzione del suddetto viadotto e delle rispettive corsie di collegamento (fig. 13).

Vista la tipologia costruttiva che prevede fasi differenziate dei due viadotti gemelli, in corrispondenza delle rampe d'accesso in rilevato, per consentire la percorribilità veicolare anticipata, dovrà essere costruito un muro di sostegno intermedio, che verrà poi affiancato nell'ultima fase, (costruzione del secondo viadotto) da un ulteriore setto in c.a. costituendo così una spalla con sistema a tre lame di sostegno, nelle due estremità dell'opera ultimata.

A testimoniare l'esistenza del setto centrale, non più visibile una volta eretto anche il secondo viadotto, si è proposto di far "affiorare", in forma scultorea, da un paramento in calcestruzzo troncoconico posto anteriormente ad ambo le spalle, una lama triangolare che divide in due parti tale forma (fig. 14).

In tal modo assieme alla pila "giglio" (fig. 15) anche la spalla può costituire un ulteriore elemento di richiamo ad una ricerca formale più consona agli attuali indirizzi costruttivi, completando l'intero viadotto con linee architettoniche adeguate al nuovo contesto, mentre ulteriori arricchimenti simbolici possono ritrovare, con luci notturne, ampie suggestioni emotive (fig. 16).

5. CONCLUSIONI

La tipologia strutturale e costruttiva proposta vuole essere motivo di meditazione tenendo conto della evoluzione tecnica e tecnologica sempre più veloce ed inarrestabile.

Certo, in assenza di esplicite direttive della committenza o da parte di commissioni tecniche preposte alla valutazione e approvazione dei progetti, non si può chiedere ai progettisti di rivedere autonomamente progetti che hanno già trovato in molti esempi di realizzazione la conferma del tempo.

Del resto in Italia da decenni regna quasi sovrana la tendenza alla realizzazione d'opere standardizzate progettate con l'unico criterio della massima economia immediata che, nei paesi europei più attenti non sono nemmeno immaginabili, cosicché per unanime riconoscimento l'Italia, per questi aspetti si colloca ben al di sotto della media europea.

Tuttavia oggi non può più essere eluso il dibattito culturale nello «sviluppo sostenibile», la cui rilevante attualità è anche provata dalle non infrequenti bocciature dei progetti in sede di commissione per la Valutazione d'Impatto Ambientale.

È dunque auspicabile che, prima o poi, ciò possa condurre ad una maggior attenzione agli aspetti formali propri dell'architettura strutturale, trattandosi d'opere che marcando i luoghi abitati e la cui vita si misura in 100-120 anni, debbono proprio per questo contenere canoni d'adeguato pregio qualitativo, a testimoniare l'avvenuto cambiamento evolutivo, stimolandone la continua crescita.

Su questa linea culturale si colloca l'insegnamento di Teoria e Progetto di Ponti, che da anni uno degli autori tiene presso il corso di laurea in architettura dell'Istituto Universitario di Architettura di Venezia, il cui stemma vitruviano (fig. 17) intende materializzare una filosofia di pensiero-azione costruttiva al servizio della collettività.

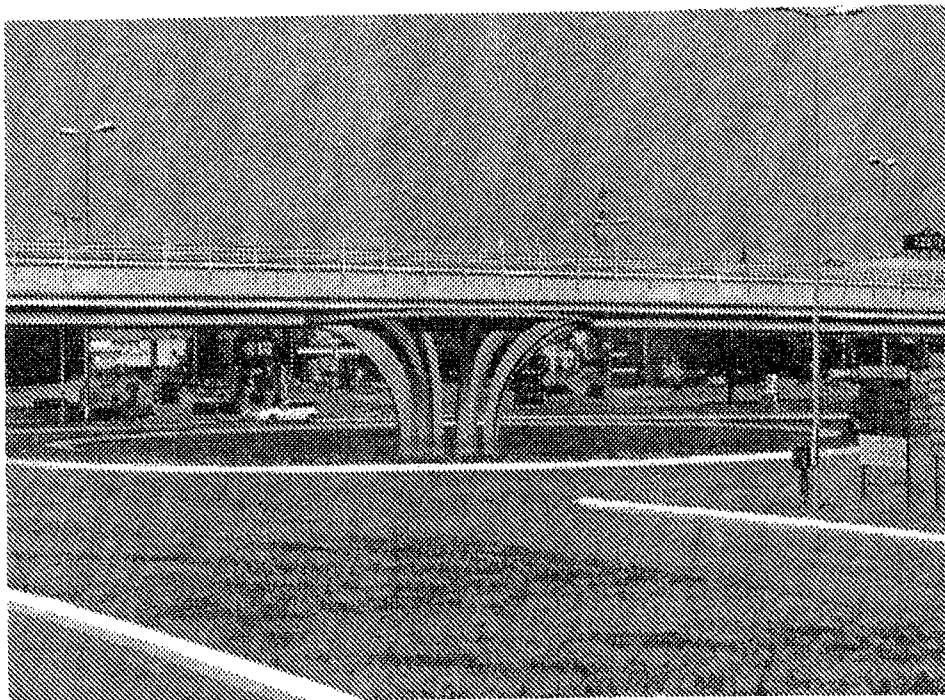


Fig. 15 Simulazione a computer - prospetto

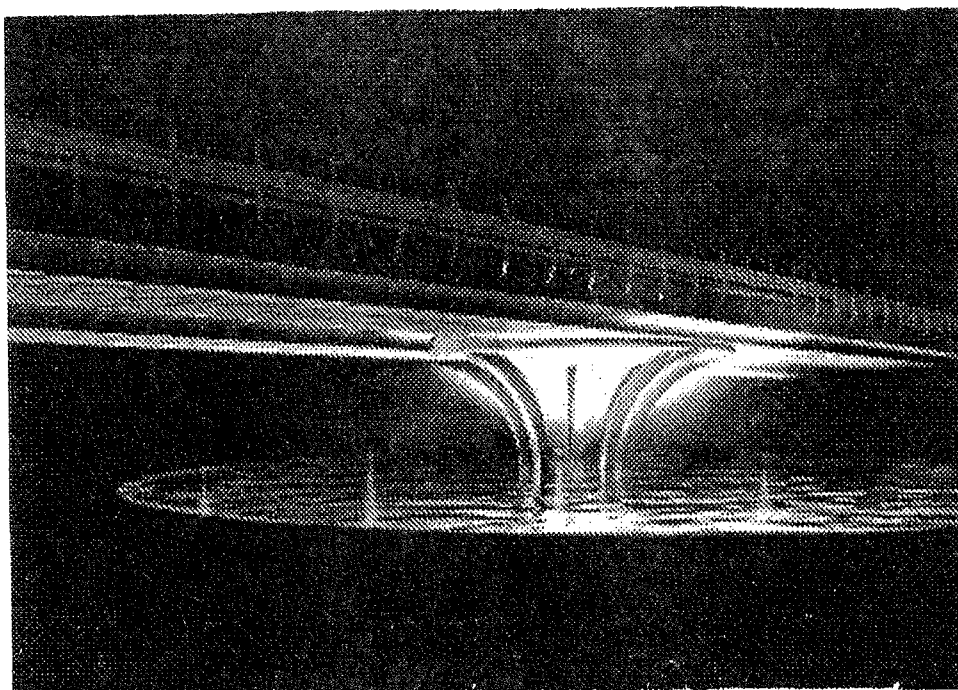


Fig. 16 Simulazione notturna



Fig. 17 Vitruvio: *firmitas, utilitas, venustas*. Stemma dell'Istituto Universitario di Architettura di Venezia

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] E. SIVIERO - 1990, "Un esempio di opera progettata per durare nel tempo", *Galileo* n.15.
- [2] E. SIVIERO - 1992, "Ritorno al passato per un'opera del futuro", *Galileo* n. 32.
- [3] AA.VV. (a cura di E. Siviero, C. Modena) - 1992, *La manutenzione programmata di ponti e viadotti*, Collana Architettura e Strutture, vol. 2, CEV, Padova.
- [4] AA.VV. (a cura di E. Siviero, S. Casucci, A. Cecchi) - 1994, *Il progetto del ponte*, Collana Architettura e Strutture, vol. 6, Collegio degli Ingegneri di Padova.
- [5] AA.VV. (a cura di E. Siviero, S. Casucci, R. Gori) - 1995, *Studio e recupero del ponte*, Collana Architettura e Strutture, vol. 8, Collegio degli Ingegneri di Padova.
- [6] S. CASUCCI, S. LINCETTO, *Silvano Zorzi e i suoi ponti* - 1995, Collana Architettura e Strutture, vol. 9, Collegio degli Ingegneri di Padova.
- [7] E. SIVIERO, S. CASUCCI, A. CECCHI (a cura di) - 1995, *Il ponte e l'architettura*, Collana Strutture in Architettura, vol. 1, CittàStudiEdizioni, Milano.
- [8] AA.VV. (a cura di E. Siviero, S. Casucci, R. Gori) - 1996, *Ponti delle Venezie. Un percorso storico*, Collana Architettura e Strutture, vol. 11, Libreria Cortina, Padova.
- [9] AA.VV., (a cura di R. Gori con S. Casucci e G. Roviario) - 1997, *Il ponte e il territorio*, Collana Architettura e Strutture, vol. 13, Libreria Cortina, Padova.
- [10] L. ATTOLICO, N. DANIELI - 1997, "Una soluzione viaria per Padova Nord: il progetto per un nuovo ponte sul Brenta", *Galileo* n. 87.
- [11] G. FERRARA, M. TRINCHIERI - 1999, "Architettura e viabilità per la zona industriale di Padova. Progetto di viadotto e stazione autostradale", *Galileo* n. 115.
- [12] L. ATTOLICO - 1999, "Il premio BIBM '99 per la passerella di Ponte San Nicolò", *Galileo* n. 116.
- [13] E. SIVIERO, S. CASUCCI - 1999, "Il conceptual design dei ponti", conferenza tenuta al Corso di aggiornamento *Ponti e viadotti: concezione, progetto, analisi, gestione*, Milano 28 giugno.

CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE NELL'EDILIZIA OSPEDALIERA TRE ESEMPI DI OSPEDALI CON STRUTTURE DI CEMENTO ARMATO

Raffaello BARTELLETTI

Ordinario nell'Università di Pisa
Dipartimento di Ingegneria Strutturale

Gianfranco CARRARA

Ordinario nell'Università di Roma "La Sapienza"
Dipartimento di Architettura e Urbanistica per l'Ingegneria

SOMMARIO

Nella presente memoria vengono indicati i principali requisiti di un moderno complesso ospedaliero e come questi si riflettano sulla disposizione della struttura portante, dando una sintetica valutazione dei costi. Si presentano successivamente, a titolo esemplificativo, i progetti di tre edifici ospedalieri in corso di costruzione, le cui strutture prevalentemente di cemento armato, sono felicemente combinate con strutture di acciaio, in linea con la moderna tendenza di impiegare in combinazione materiali diversi in relazione alle loro specifiche potenzialità.

SUMMARY

This paper shows some major requirements of modern hospitals and their relationship with structural frame design together with a synthetic cost estimate. The paper presents three hospital buildings under construction designed according to the above mentioned criteria as well; reinforced concrete structures are used in combination with steel structures, following the modern trend in using different materials according to their specific characters.

1. CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA PROGETTAZIONE DELL'EDILIZIA OSPEDALIERA

Pochi settori dell'edilizia hanno subito recentemente altrettante trasformazioni di quello ospedaliero: trasformazioni distributive, spaziali e tecnologiche conseguenti a trasformazioni funzionali e strumentali per la diagnostica e la terapia.

Tale processo è ancora in rapida evoluzione e le soluzioni tecnologiche ed edilizie sono oggi ben lontane da un assetto consolidato e tanto meno definitivo.

Dati costanti peraltro di un moderno edificio ospedaliero sono: la complessità della dotazione impiantistica e la necessità di una diffusione capillare (equipotenzialità) della distribuzione dei fluidi di servizio (gas, aria compressa, vuoto, gas medicali, etc.) della forza elettromotrice e dell'aria per la climatizzazione; la manutenibilità ed ispezionabilità degli impianti senza interruzione dell'attività ospedaliera; la modificabilità (per aree funzionali omogenee) della dotazione di attrezzature medicali e conseguentemente delle opere edili (distribuzione, finiture etc.).

Quanto sopra si riflette sulla definizione delle scelte relative alla struttura portante dell'edificio ospedaliero.

In primo luogo va considerata la scelta delle campate strutturali in rapporto alle scelte distributivo-funzionali dei vari reparti dell'ospedale.

Va fatta una distinzione tra le aree funzionali improntate a rilevante flessibilità distributiva e quelle fortemente condizionate da strutture diagnostico-terapeutiche fondamentalmente rigide.

Nel primo caso si possono annoverare innanzitutto i reparti di degenza ordinaria, le aree ambulatoriali, i servizi generali amministrativi e tecnici e, in parte, le aree diagnostico-terapeutiche di tipo tradizionale (radiologia, rianimazione, terapia intensiva, pronto soccorso, etc.).

La maglia strutturale è evidentemente onditionata dalle specifiche progettuali, legate al sito, al contesto architettonico-ambientale, all'organizzazione sanitaria, che concorrono a definire il tipo edilizio. E' peraltro sufficientemente generalizzabile il ricorso ad una struttura regolare che, per esperienza diretta, verificata anche su numerosi altri esempi anche stranieri, raggiunge il massimo dei benefici con la trama di 7,20 m x 7,20 m. In questa maglia strutturale infatti trovano posto le camere a 2 letti, gli ambulatori e gli uffici (3,60 m lordi di larghezza), ma anche le camere radiologiche (7,20 m x 7,20 m).

Le sale di rianimazione, e in generale gli ambienti flessibili di notevole dimensione, possono essere distribuiti in lunghezza per più maglie nella profondità libera lorda di 7,20 m.

Diverso è il caso di quelle parti di un ospedale a tecnologie diagnostico-terapeutiche di alta specializzazione che richiedono strutture ad hoc sia per le dimensioni delle attrezzature medicali e dello spazio necessario per le attività relative, sia per i carichi che comportano sulle strutture.

A parte va considerato il caso assolutamente speciale dei bunker per radioterapia, costituiti da pareti e chiusure superiori ed inferiori in calcestruzzo baritato di almeno 1,60 m di spessore.

E' evidente che tali unità non possono trovare collocazione all'interno di una struttura ordinaria in elevazione e devono trovare posto in idonee aree, in genere interrate, di solito all'esterno della struttura principale.

La complessità dell'organizzazione funzionale e sanitaria di un moderno ospedale richiede che le aree di degenza siano direttamente collegate con le aree diagnostico-terapeutiche cui fanno più diretto riferimento. E' questa la conseguenza diretta della filosofia più recente, detta del *patient-care*, secondo la quale il paziente deve spostarsi il meno possibile per essere curato.

Ciò ha comportato, sempre più spesso, il rifiuto del cosiddetto "ospedale monoblocco su piastra" che per diversi decenni è stato considerato il tipo ospedaliero per antonomasia. Non è più considerata accettabile per l'efficienza del servizio sanitario la distinzione tra un corpo in elevazione di degenze ed una piastra orizzontale di servizi. In quel caso la struttura del corpo principale risultava assai semplice, analoga a quella di un comune edificio alberghiero a corpo triplo (circa 13 m di profondità, lunghezza circa 60 m), mentre la piastra aveva spesso forma e struttura irregolare in rapporto ai tipi di spazi previsti.

La richiesta di integrazione tra degenze e aree di diagnosi e cura ha comportato l'adozione ormai frequente di edifici a corpo quintuplo o sestuplo di circa 20-30 metri di profondità, con chiostrine interne per illuminazione. In tali strutture possono trovare opportuna collocazione sia i reparti diagnostici e di cura (operatorio, diagnostica di immagine, laboratori etc.) sia le degenze differenziate per specialità e livello di terapia (elevata, media o bassa intensità). E' così possibile rendere direttamente connesse le varie aree del ciclo diagnostico-terapeutico in rapporto al tipo di patologia e gravità del paziente.

Dal punto di vista strutturale la maglia può permanere ancora di 7,20 m x 7,20 m, che comporta una profondità teorica del corpo di fabbrica variabile da 21,60 m a 21,80 m. In genere tale misura è troppo ridotta, e può pertanto essere ampliata a 26,40 m con

due file di sbalzi da 2,40 m, come attuato nel progetto dell'ospedale della Versilia.

Poiché la scelta tipologica sopra indicata consente di sovrapporre le degenze alle terapie corrispondenti con sufficiente approssimazione, l'edificio che ne deriva ha andamento prevalentemente orizzontale, con un numero di piani (livelli di elevazione) generalmente variabile da 4 a 6.

Pertanto, collocando opportunamente gli elementi rigidi, costituiti in genere dai corpi delle comunicazioni verticali (scale, ascensori, montaletti e montalettighe, montacarichi), la struttura portante può risultare sufficientemente contenuta nelle dimensioni dei pilastri e delle travi, che possono convenientemente essere realizzate a spessore di solaio.

In tal modo si ottiene una buona diffusibilità impiantistica a soffitto, fatto assolutamente necessario in qualunque edificio ospedaliero.

Gli schemi sopra illustrati sono attualmente piuttosto diffusi in Italia e, più in generale, in Europa nei nuovi edifici ospedalieri.

Nella progettazione di un nuovo complesso va però considerato che le scelte generali sanitarie brevemente esaminate sono soggette a rapida evoluzione, sia per la evoluzione delle tecnologie biomediche, sia per la stessa concezione delle terapie da adottare. Ne consegue che gran parte delle scelte distributive e funzionali è soggetta in tempi relativamente brevi a radicali trasformazioni.

Se si può ritenere che, almeno in prima approssimazione, in un ospedale ben progettato le grandi aree permangano nella loro ubicazione originaria, deve tuttavia considerarsi ineluttabile la necessità che ogni reparto possa modificarsi al proprio interno.

Dal punto di vista strutturale la scelta di una maglia modulare opportunamente dimensionata (ottima quella citata di 7,2 m x 7,20 m) con ridotte dimensioni dei pilastri (vantaggiosa da questo punto di vista la limitazione dell'altezza complessiva), rende apparentemente agevole ogni modificazione distributiva interna. In effetti in questo modo le trasformazioni e gli adeguamenti funzionali sono fortemente facilitati per quanto concerne le opere strutturali e civili in genere, specialmente con l'adozione diffusa delle tramezzature in doppio strato di pannelli di gesso fibro rivestito per ogni faccia, che consentono agevole montaggio e smontaggio.

Il vero problema proviene dagli impianti, la cui importanza in un ospedale oggi è dimostrata dalla loro incidenza economica rispetto al costo totale di costruzione: in genere variabile tra il 40% ed il 45% contro il 20% di una normale edilizia per servizi, tenendo conto che in valore assoluto il costo di costruzione di un ospedale è maggiore dal 50% all'80% di una costruzione civile corrente.

La grande dotazione di impianti (meccanici, idraulici ed elettrici) e la loro diffusione richiede comunque che fin dalle prime fasi di progettazione venga tenuto debito conto della loro entità e della loro distribuzione, dai luoghi di produzione e trasformazione di energia fino ai recapiti terminali.

Ciò comporta la previsione accurata dei cavedi verticali, specialmente per l'aria, di rilevanti dimensioni, e della collocazione dei canali orizzontali a soffitto, in genere nei corridoi. Da qui la opportunità di non avere travi intradossate che ne ostacolerebbero la distribuzione.

Questo quadro, ben noto a chi opera come progettista strutturale nel settore ospedaliero, viene reso più complesso qualora si consideri come dato centrale della progettazione la flessibilità funzionale e distributiva sopra indicata: diviene infatti cruciale prevedere una struttura fisica che tenda alla equipotenzialità impiantistica e ne consenta la trasformabilità senza interferire con le attività che si svolgono nelle aree limitrofe.

In questa prospettiva un ruolo primario assumono i cavedi verticali, che è opportuno vadano posizionati con passo modulare e siano ampi a sufficienza per consentire di provvedere al loro interno alle operazioni di manutenzione e adeguamento.

Cavedi di tal tipo sono utilizzabili per l'impiantistica dei servizi igienici, per le adduzioni elettriche e idrauliche verticali principali, per i canali dell'aria condizionata in mandata e ritorno. E' possibile, con opportune scelte distributive, avvalersi della presenza dei cavedi di adeguate dimensioni (in genere bastano 2 m x 2 m per gli impianti elettrici e idraulici e fino a 3 m x 3 m per le canalizzazioni dell'aria) con passo modulare, con pareti di c.a. (in opera o prefabbricate a conci anulari) per assumerli come pilastri cavi di una struttura portante in c.a.

Tale soluzione è stata adottata dagli scriventi nell'ampliamento del padiglione 2 dell'ospedale Campo di Marte di Lucca e, con motivazioni diverse, nel padiglione malattie infettive dell'ospedale di Careggi a Firenze.

Si ottiene in tal modo una distribuzione impiantistica altamente flessibile in verticale sia in facciata sia nella parte centrale dell'edificio.

La distribuzione orizzontale avviene nei controsoffitti, prevalentemente nei corridoi ove l'altezza netta del piano si riduce da 3 m a 2,40 m, lasciando più spazio per le canalizzazioni. Nelle aree a maggiore dotazione tecnologica sono peraltro richiesti spazi di controsoffitto variabili da 1 m a 1,50 m e oltre.

L'esigenza non solo di trasformazioni nella dotazione e distribuzione impiantistica, ma anche della continua manutenzione, senza che questa interferisca con la normale attività sanitaria né la disturbi, ha condotto da vari anni, specialmente in America ed in

particolare in Canada, a realizzare un vero e proprio solaio a delimitazione inferiore del vano di controsoffitto, realizzando così un *interstitial space*, o interpiano tecnico, di circa 2 m di altezza interna libera.

Tutta la manutenzione degli impianti può essere così effettuata all'interno di questo piano, che si alterna ad ogni piano utile dell'ospedale, senza che l'attività ospedaliera venga a subire alcuna interferenza.

Nel caso di adeguamenti funzionali le trasformazioni impiantistiche (le principali) avvengono internamente all'interno dell'interpiano tecnico, riducendo i tempi di sospensione dell'attività.

La struttura che ne deriva in sostanza si può così riassumere: membrature verticali cave di grandi dimensioni, strutture orizzontali a doppio solaio di altezza netta interna di 2 m.

Le esperienze straniere, in particolare quelle canadesi negli anni '70 e '80, si sono orientate verso strutture metalliche, sia per la consuetudine con tale materiale, sia perché la dimensione dell'interpiano tecnico favorisce l'uso di travi reticolari di grande luce, spaziando i cavedi-pilastri di circa 25+30 m.

Le soluzioni italiane sono indirizzate più frequentemente all'uso del cemento armato, mantenendo la struttura su maglia di medie dimensioni (in particolare quella citata di 7,20 m x 7,20 m) sostenute da pilastri cavi (cavedi) alternati a pilastri semplici, sostenenti il doppio solaio dell'interpiano tecnico non a tutti i livelli, bensì localizzato in due o tre fasce orizzontali (a soffitto delle centrali impiantistiche, a soffitto delle aree diagnostiche e terapeutiche, a soffitto dell'ultimo piano delle aree di degenza).

La struttura che ne emerge è sicuramente un po' più onerosa di quella tradizionale: il suo costo può, a seconda dei casi e delle situazioni progettuali, risultare maggiore del 15+20%.

Va tenuto conto peraltro che l'incidenza della struttura sul totale dell'importo dei lavori di un ospedale di nuova costruzione è circa del 20%, per cui il maggior costo comporta un aumento complessivo del 3+4% circa dell'opera.

A fronte di questo maggior costo, sufficientemente limitato, si hanno i rilevanti benefici gestionali precedentemente indicati: maggior facilità manutentiva degli impianti, minori costi di trasformazione, eliminazione delle interferenze manutentive con le attività ospedaliere in corso di svolgimento, riduzione delle interferenze delle trasformazioni funzionali con le altre attività ospedaliere.

Tutto ciò si traduce in minori costi gestionali e maggiori benefici economici derivanti dalla riduzione delle interruzioni dei servizi sanitari. Pertanto una semplice analisi economica su ogni progetto, caso per caso, può quantificare i costi e i benefici e verificare la convenienza ad adottare la soluzione indicata.

2. TRE ESEMPI DI OSPEDALI

Si presentano qui di seguito tre progetti di ospedali particolarmente significativi per l'applicazione, totale o parziale, dei criteri illustrati nel paragrafo precedente.

Nell'ordine cronologico di progettazione sono: il nuovo ospedale della Versilia, il cui progetto iniziale è del 1990, rileborato nel 1995; il nuovo ospedale di Matera, progettato nel 1995, in fase di realizzazione e l'ampliamento del padiglione 2 dell'ospedale Campo di Marte a Lucca, progettato nel 1995-96, attualmente in fase di appalto.

2.1. Il Nuovo Ospedale della Versilia a Lido di Camaiore

Il nuovo ospedale, destinato a sostituire i 4 presidi ospedalieri di Viareggio, Camaiore, Pietrasanta e Seravezza, sorge in territorio del Lido di Camaiore, a monte della Strada Statale n. 1 "Aurelia", in prossimità con l'incrocio di questa con la Via Arginvecchio.

L'edificio è prossimo alla ultimazione e le sue strutture portanti sono ormai da tempo completate (Foto 1).

Esso è costituito da una grande piastra, delle dimensioni di circa 315 m per 85 m, in cemento armato, con maglia strutturale quadrata di 7,20 m di lato, che si sviluppa su tre livelli.

Questi tre livelli sono parzialmente interrati, raggiungendo una profondità corrente di circa 5 m ed una

massima, nella zona delle centrali impiantistiche, di circa 9 m, allo scopo di contenere l'altezza fuori terra dell'edificio.

Al livello più basso è ubicato un vasto parcheggio per circa 650 auto, al livello seminterrato si trovano i servizi generali ed al livello rialzato il complesso delle unità funzionali di diagnosi e cura.

Al di sopra della piastra si elevano 3 livelli su corpi quintupli (25 m di larghezza) con struttura metallica, per un'altezza totale, al piano di copertura, di 17,40 m sul piano campagna.

I piani interrati hanno richiesto l'esecuzione di un'opera strutturale di grande rilevanza per la imponenza delle dimensioni planimetriche e per la presenza di una falda a quota molto elevata, di cui è stato previsto l'innalzamento, in condizioni eccezionali, fino al disopra della quota stessa del piano campagna.

Alla più costosa soluzione con diaframmi perimetrali e di spina, cui ancorare la platea di fondo per fronteggiare la sottospinta idraulica, utilizzando quelli esterni anche come muri a retta dello scavo, è stata preferita la soluzione con palancolata provvisoria tipo Larssen, spinta fino alla profondità corrente di 11 m sotto il p.c. e di 16 m sotto il p.c. nella zona delle centrali.

La palancolata, infissa con vibratore nel terreno costituito da sabbia, è stata ancorata con tiranti inclinati della lunghezza di circa 26 m, con bulbo di 6 m, che sono state oggetto di numerose prove distruttive preliminari, che ne hanno comprovato la efficacia.

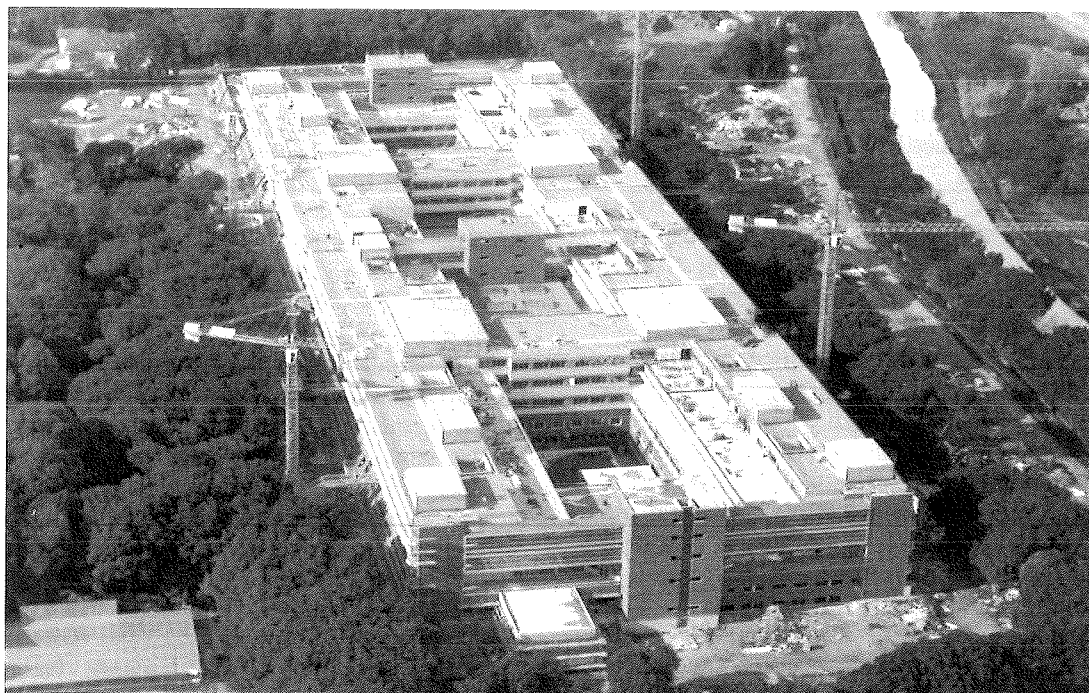
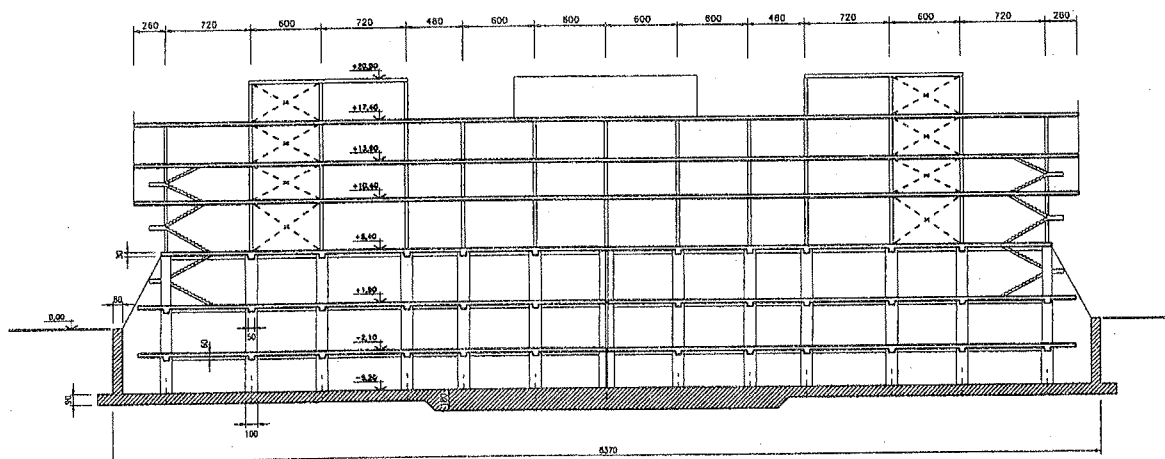
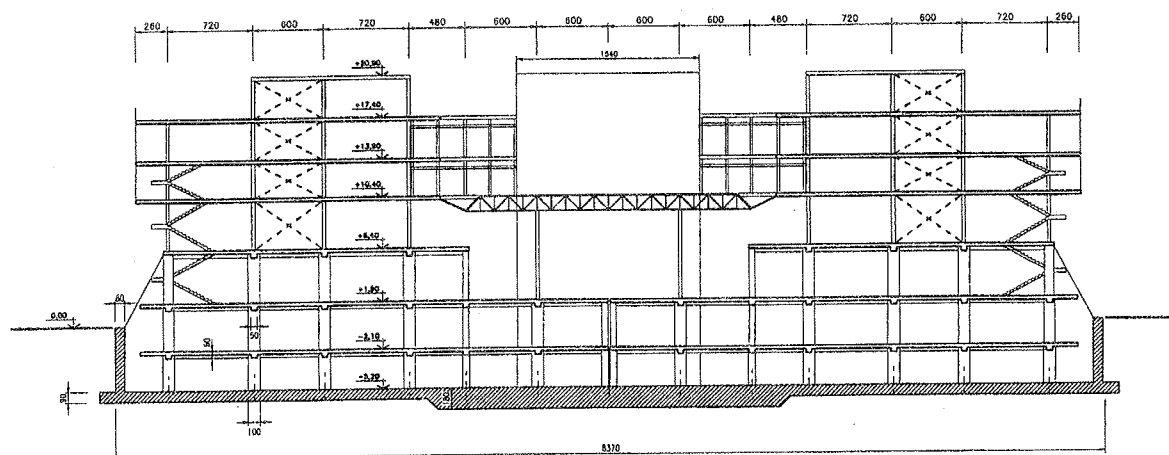


Foto 1 - Il Nuovo Ospedale della Versilia

SEZIONE SUI CORPI DI COLLEGAMENTO



SEZIONE SULL'ATRIO



SEZIONE SULLE CHIOSTRE

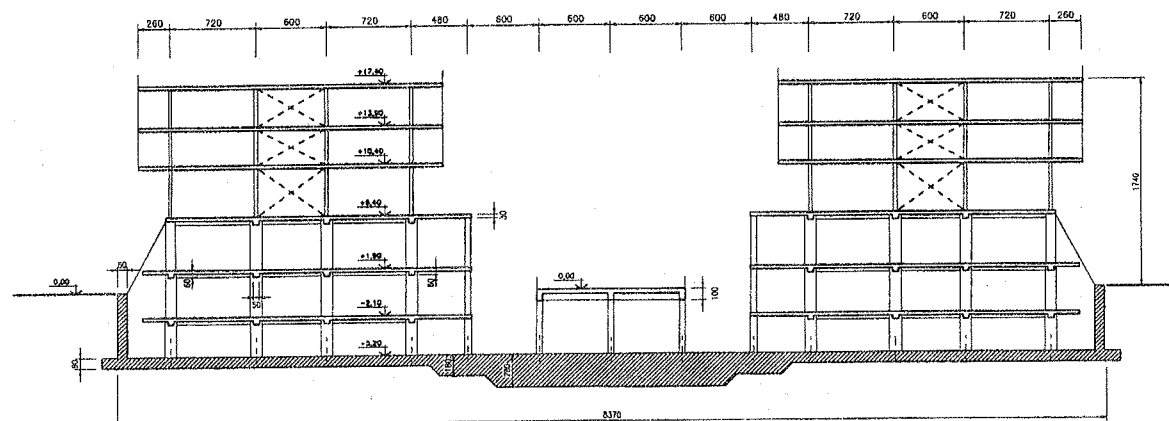


Fig. 1 - Ospedale della Versilia - Sezioni trasversali

Lo scavo è stato effettuato dopo che la falda era stata abbassata con un complesso sistema *wellpoint*.

Per far fronte alla sottospinta idraulica a lavori ultimati, in assenza di regolazione della falda, si è fatto assegnamento, per tutta la parte di struttura interrata con quota pavimento posta a - 4,80 m, sulla sola gravità, appesantendo convenientemente la platea di fondo, che viene ad assumere spessori variabili in funzione inversa rispetto al carico sovrastante (Fig. 1).

Per la parte di struttura interrata, indicata con le lettere O-P nella pianta schematica riportata in Fig. 2, la cui quota di pavimento finito raggiunge - 6,65 m, e che peraltro si eleva soltanto fino a quota + 2,0 m, lo stesso criterio avrebbe condotto a spessori della platea dell'ordine di 3 m, che sono risultati meno economici della soluzione adottata, anche in relazione al conseguente notevole approfondimento dello scavo.

E' stata pertanto studiata una soluzione che utilizza tiranti di ancoraggio permanenti, per i quali è stata

particolarmente curata la protezione contro la corrosione.

Il proporzionamento della platea di fondazione della zona "a gravità" è stato effettuato sulla base dei parametri di carico, in fase di costruzione e ad opera finita, che possono sintetizzarsi come segue, intendendosi per condizioni normali quelle in cui la falda si trova a quota - 1,00 m sotto il piano campagna ed estreme quelle in cui la falda si trova a quota + 0,50 m sopra il piano campagna:

- carico massimo totale sul terreno: 100 kN/m²;
- carico permanente sul terreno: 80 kN/m²;
- carico sul terreno dovuto ai soli pesi propri delle strutture: 66 kN/m²;
- sottospinta idraulica in condizioni normali : 50 kN/m²;
- sottospinta idraulica in condizioni estreme: 65 kN/m².

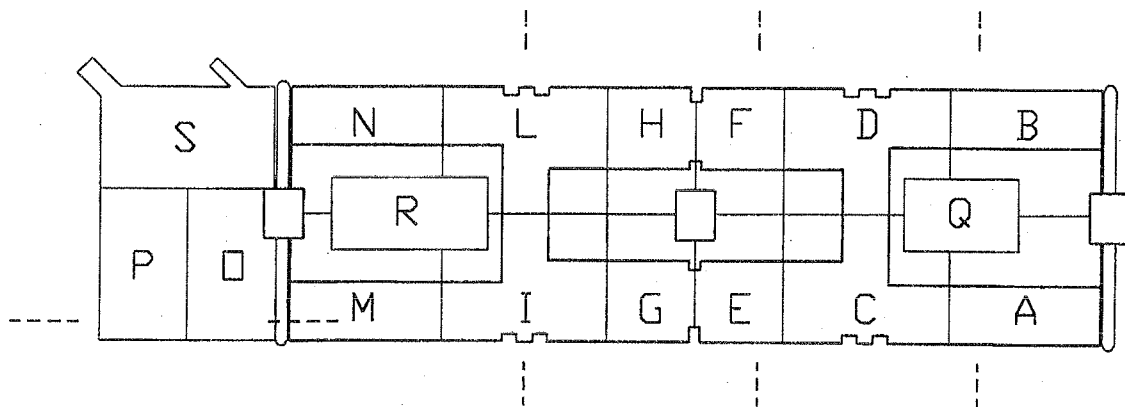


Fig. 2 - Ospedale della Versilia - Pianta schematica

Nella zona ancorata con tiranti, i parametri di carico considerati sono i seguenti:

- carico permanente sul terreno: 61 kN/m²;
- peso proprio della platea: 27 kN/m²;
- sottospinta idraulica in condizioni normali : 66 kN/m²;
- sottospinta idraulica in condizioni estreme: 81 kN/m².

I tiranti sono stati proporzionati per la situazione di massima sollecitazione, corrispondente all'ipotesi estrema di falda a quota + 0,50 m e presenza del solo carico dovuto al peso proprio della platea, ciò che comporta per ciascun tirante uno sforzo di trazione pari a circa 700 kN.

In effetti lo sforzo permanente di trazione, ad opera finita e con falda alla quota normale, non raggiunge il 10% del suddetto valore.

I tiranti hanno una lunghezza di circa 17,50 m di cui 80 cm destinati all'ancoraggio nella platea di fondazione e 400 cm ancorati in bulbi di *jet-grouting* del

diametro nominale di 120 cm e della lunghezza di 450 cm. (Fig. 3).

Con la disposizione adottata, di fatto tutto il peso del terreno immerso compreso tra la sommità dei bulbi e l'intradosso della platea viene a costituire zavorra per l'ancoraggio dei tiranti; questi sono realizzati con tubi di acciaio del diametro esterno di 89 mm e dello spessore di 10 mm; all'interno del tubo è stata inserita una barra DYWIDAG ϕ 20 con successiva iniezione di cemento. Detta barra, in grado di far fronte da sola agli sforzi di trazione in esercizio, risulta così protetta, contro la corrosione, dalla guaina di plastica che avvolge il tirante, dalla iniezione di cemento esterna al tubo metallico, dal tubo metallico stesso dello spessore di 10 mm e dall'iniezione di cemento interna la tubo.

Su questi tiranti sono state effettuate numerose prove di carico distruttive e di collaudo, ottenendo risultati ampiamente soddisfacenti.

Le strutture dell'Ospedale, pur non ricadendo l'opera in zona dichiarata sismica, sono state progettate,

SEZIONE LONGITUDINALE ZONA O-P

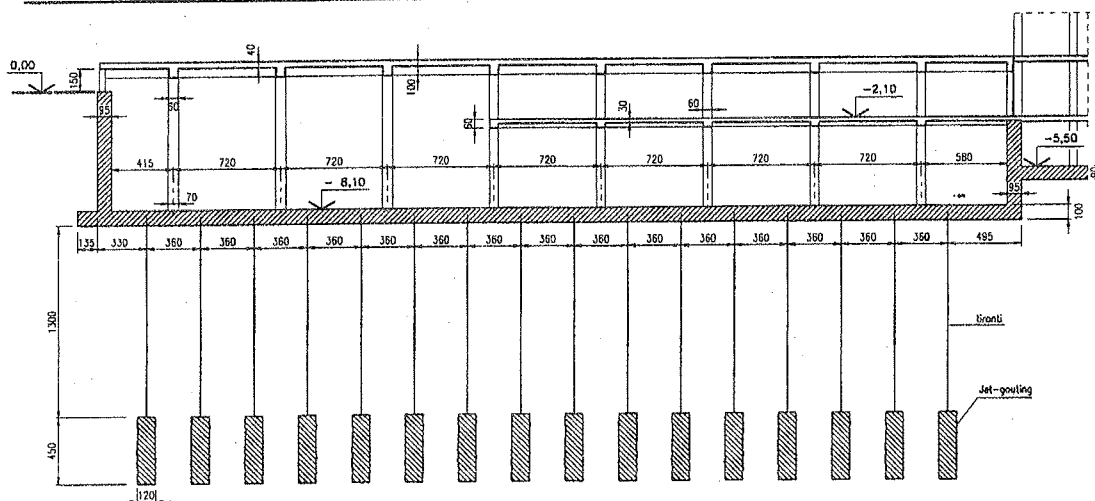


Fig. 3 - Ospedale della Versilia - Ancoraggio zona O-P

per richiesta dell'Ente Committente, secondo le norme antisismiche per zone di 3^a categoria.

I corpi di fabbrica principali dell'edificio per la parte in cemento armato sono stati concepiti con struttura intelaiata a travi e pilastri incastrati nella platea di fondazione, senza la collaborazione di elementi verticali rigidi; i vani scale ed ascensori costituiti da pareti in cemento armato che si elevano fino alla sommità dell'edificio, sono infatti strutturalmente indipendenti dagli altri corpi.

La struttura superiore in carpenteria metallica, mentre ricorre anch'essa ad uno schema intelaiato in direzione longitudinale, stante la notevole complicazione della esecuzione di nodi rigidi in entrambi i piani, si avvale in direzione trasversale di controventature a croce di Sant'Andrea.

Aspetto caratteristico della struttura dell'edificio, data la sua notevole estensione, è la disposizione dei giunti di dilatazione.

In direzione longitudinale l'intero edificio è suddiviso in 6 corpi, con una distanza massima tra i giunti trasversali di circa 60 m; in direzione trasversale l'edificio è suddiviso in due maniche simmetriche da un giunto che interessa soltanto il 1° ed il 2° orizzontamento, con raddoppio dei pilastri centrali dei tre piani interessati; pertanto il 3° orizzontamento in cemento armato ed i piani sovrastanti in carpenteria metallica risultano continui su una larghezza di circa 75 m.

La suddetta disposizione comporta un minor costo di carpenteria metallica e di coprigiunti ed aumenta notevolmente la sicurezza strutturale sostanziale, senza

particolari aggravii per le sollecitazioni termiche, che sarebbero risultati intollerabili nel caso di eliminazione del giunto longitudinale anche nei primi due orizzontamenti.

Tutti i solai dell'edificio, anche nella porzione metallica, sono realizzati con predalle in calcestruzzo, utilizzate come cassero perduto, essendo stata disposta tutta l'armatura di forza nei getti eseguiti in opera.

2.2. Il Nuovo Ospedale di Matera

Il complesso, in fase avanzata di costruzione, è costituito (Fig. 4) da quattro corpi di fabbrica principali - A, B, C, D - che si sviluppano notevolmente in altezza, 6 piani fuori terra l'A il B ed il C e 7 piani fuori terra il D. Gli altri corpi del complesso edilizio, la "piastra" P, si sviluppano prevalentemente in orizzontale, con due soli piani fuori terra.

Tutti i corpi di fabbrica suddetti sono separati, in elevato, da giunti, sia per consentire un comportamento autonomo a strutture adiacenti molto diverse, sia soprattutto per contenere le sollecitazioni derivanti dalle variazioni termiche e dal ritiro; il fabbricato D, di notevoli dimensioni planimetriche, è stato inoltre suddiviso in tre blocchi di lunghezze tra loro paragonabili.

La tipologia strutturale adottata è quella di telai spaziali di cemento armato, salvo che per i 4 piani più elevati dei corpi A, B e C, per i quali, data la destinazione a degenze, è stata prevista la struttura

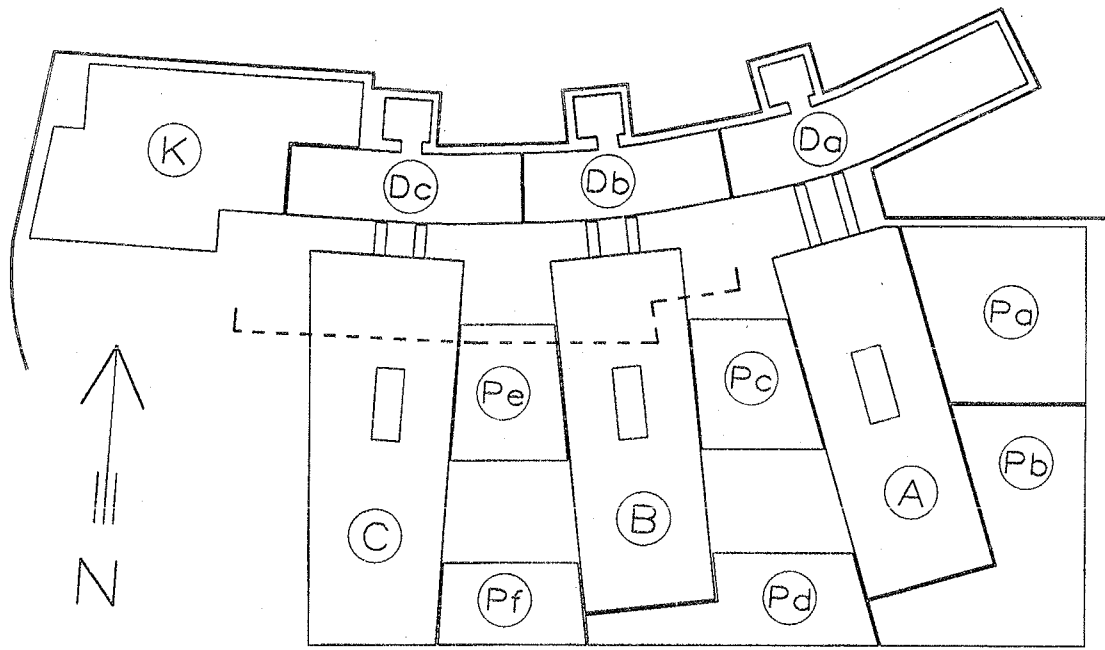


Fig. 4 - Ospedale di Matera - Pianta schematica

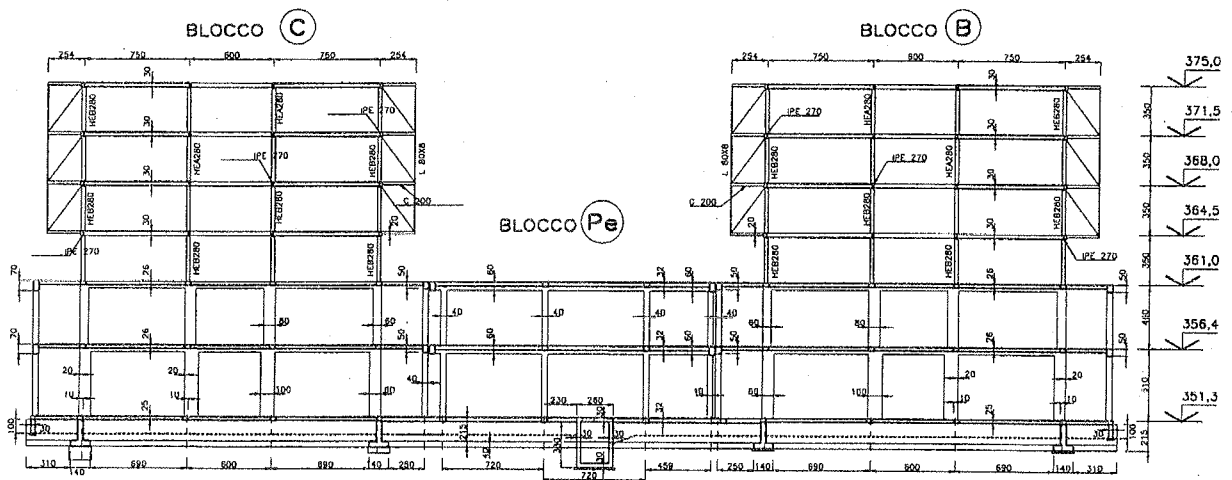


Fig. 5 - Ospedale di Matera - Sezione corpi B e C

portante di acciaio, che consente minori ingombri e maggior flessibilità nelle scelte funzionali ed architettoniche interne (Fig. 5). L'impiego delle strutture di cemento armato e di acciaio è pertanto motivato dalle differenti esigenze di flessibilità e di ingombro nei vari corpi di fabbrica, in vista della migliore utilizzazione delle proprietà dei due materiali.

L'impostazione strutturale di questo complesso è in parte analoga a quella dell'edificio precedente: piastra di base su due livelli di cemento armato, con maglia (7,20 m x 7,20 m) e strutture in elevazione sovrastanti a corpo quintuplo in acciaio con elementi di controventamento e solai alleggeriti di cemento armato.

In quest'opera peraltro l'impiego del cemento armato assume un ruolo più ampio, non soltanto perché è esteso a tutto il corpo D, ma anche perché per tutte le parti a struttura metallica, le azioni orizzontali e la stabilità globale sono affidate agli elementi irrigidenti a tutta altezza costituiti dai corpi scale ed ascensori.

Nell'area interessata dalla costruzione si succedono due tipologie di terreno: superiormente, uno strato argilloso di ricoprimento, dello spessore variabile da 3 a 10 m, non idoneo a sostenere fondazioni dirette, che è stato in gran parte asportato in conseguenza dello sbancamento necessario per il piano terreno di tutti i corpi del complesso ad un unico livello; sotto questo strato, sabbie calcaree con vario grado di cementazione, che vengono sempre raggiunte dal piano di posa delle fondazioni, costituite generalmente da travi rovesce di

c.a., sia semplici, sia a graticcio.

L'altezza delle travi di fondazione è stata proporzionata sia per ottenere un adeguato ricoprimento rispetto al piano di posa, sia per realizzare un'intercapedine tra solaio del piano terreno e piano campagna definitivo, che consenta l'ispezionabilità delle canalizzazioni impiantistiche, predisponendo a questo scopo anche i necessari passi d'uomo nelle travi.

2.3. L'Ampliamento del Padiglione n. 2 dell'Ospedale di Campo di Marte a Lucca

Si tratta del progetto dell'ampliamento, in corso di appalto, di un edificio esistente (a struttura indipendente in cemento armato degli anni '50), che viene anch'esso ristrutturato.

L'iniziale proposta di costruzione in aderenza all'esistente, così da realizzare un corpo quintuplo, è stata successivamente variata, con la progettazione di due corpi di fabbrica, paralleli al vecchio edificio e distaccati da esso per ridurre al minimo l'interferenza tra le nuove e le vecchie fondazioni (Fig. 6).

La caratteristica strutturale saliente dei nuovi corpi di fabbrica è costituita dai pilastri cavi di cemento armato - della sezione esterna di 2,10 m x 2,10 m - realizzati con conci prefabbricati, solidarizzati in opera e precompressi con barre DYWIDAG, secondo una tipologia costruttiva mutuata dagli impalcati da ponte.

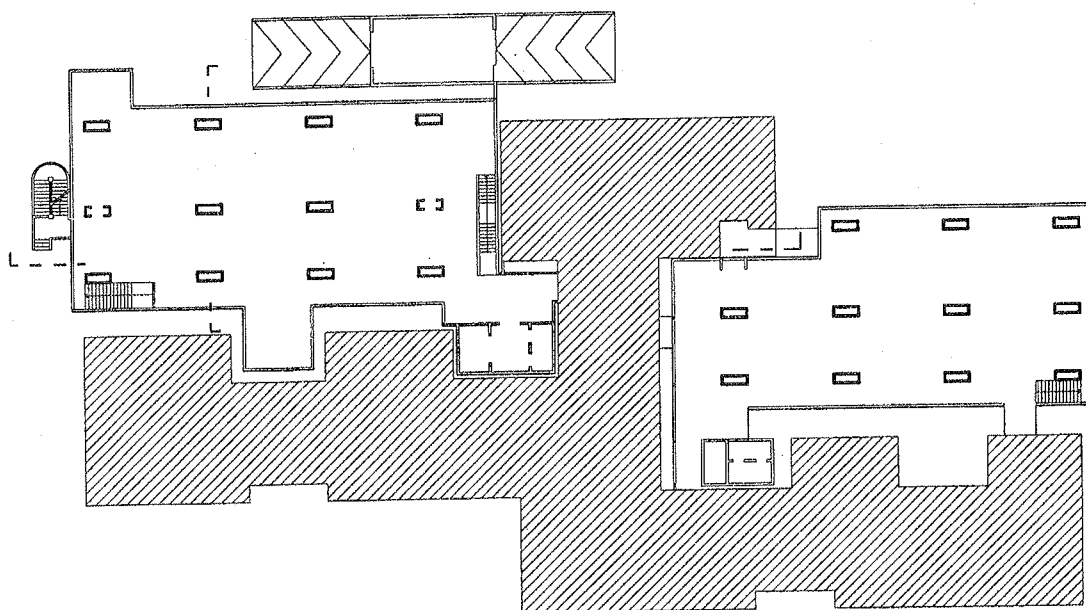


Fig. 6 - Ospedale di Lucca - Pianta schematica

Lo schema statico pertanto è quello di pilastri-mensole, di notevole efficienza flessionale, che evitano la presenza di traversi di irrigidimento negli impalcati di piano, costituiti da solai del tipo con predalle ed alleggerimenti in laterizio, portati da travi metalliche incorporate (Fig. 7).

I pilastri così realizzati consentono di ottenere cavedi interni per mezzo dei quali è possibile ottimizzare la distribuzione impiantistica e facilitarne l'ispezionabilità e la manutenibilità; essi sono eviden-

ziati dal rivestimento con lastre di cotto montate a secco a costituire parete ventilata, alternata, nei "ponti" delle degenze, con chiusure in pannelli di GRC.

Lo schema strutturale risulta particolarmente efficiente sia dal punto di vista statico sia per la "pulizia" della costruzione, che riduce i disturbi al corpo esistente, che deve continuare l'attività ospedaliera durante i lavori di costruzione dei nuovi corpi, sia per la manutenibilità impiantistica nel corso dell'esercizio.

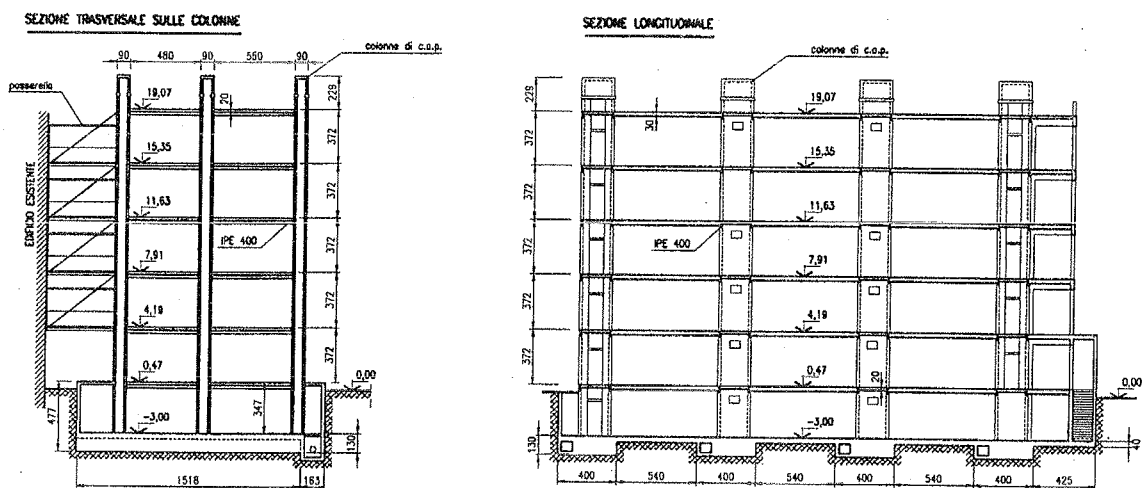


Fig. 7 - Ospedale di Lucca - Sezioni

3. CONCLUSIONI

Le soluzioni strutturali adottate nei progetti presentati dagli scriventi sono un esempio, ancorché limitato, di quanto è possibile realizzare nella integrazione con le scelte impiantistiche in rapporto alle necessità distributive e funzionali, cui corrisponde un modesto aumento dei costi di realizzazione a fronte di notevoli risparmi previsti per la gestione.

E' pur tuttavia evidente che, fino a che nel nostro Paese i finanziamenti per l'edilizia ospedaliera (ma il discorso potrebbe ben estendersi a tutta l'edilizia pubblica) saranno distinti fondi per gli investimenti (realizzazione) e fondi per la ordinaria gestione (inclusa la manutenzione) e i due capitoli permarranno assolutamente distinti e non travasabili uno nell'altro, non vi sarà convenienza per l'Amministrazione (vedi Azienda Ospedaliera), anche la più illuminata, a cercare soluzioni di investimento anche più costose, ma tali da ridurre il costo gestionale, in modo da abbattere

decisamente il costo globale del *life-cycle* dell'intervento.

Dal punto di vista strutturale, dalle tre opere presentate si trae un'ulteriore conferma della possibilità di combinare proficuamente, con particolare vantaggio in edifici complessi quali quelli ospedalieri, strutture di cemento armato e strutture di acciaio.

Le indiscusse caratteristiche di leggerezza, ingombro ridotto, rapidità di costruzione, che sono proprie dell'acciaio, trovano infatti in alcune parti dell'edificio l'applicazione più appropriata, la cui rinuncia avrebbe condotto a risultati meno soddisfacenti per l'opera.

Negli esempi mostrati il cemento armato sarebbe stato peraltro insostituibile nelle fondazioni, nelle opere interrato, nei pilastri-cavedi; nelle altre parti strutturali, ove non ricorrono le particolari esigenze assolute dalla struttura in acciaio, l'impiego del cemento armato ha comportato notevoli vantaggi economici e nei riguardi della protezione dal fuoco.

INFLUENZA DELLE TECNICHE DI REGOLARIZZAZIONE NELL'ANALISI DI ELEMENTI STRUTTURALI IN HSC

Paolo BENETTI

Ingegnere in Sondrio.

Franco BONTEMPI

Professore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".

Pier Giorgio MALERBA

Professore

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Udine.

SOMMARIO

Si studia l'applicabilità delle ipotesi e dei criteri di modellazione fondati sulla Modified Compression Field Theory (MCFT) all'analisi di elementi strutturali in regime di membrana, realizzati con calcestruzzi ad alta resistenza (High Strength Concrete - HSC). Con riferimento a prove sperimentali differenziate per caratteristiche strutturali e meccanismi di rottura, si esamina l'influenza dell'adozione o meno di tecniche di regolarizzazione delle deformazioni. Tali studi comparativi mostrano come gli effetti della localizzazione delle deformazioni possano assumere un ruolo più importante che non le scelte operate per caratterizzare la forma del legame costitutivo.

SUMMARY

Hypotheses and criteria of the Modified Compression Field Theory (MCFT) are applied to the analysis of HSC membrane elements. With reference to experimentally tested beams, the influence of the application of the regularization techniques is studied. Such comparative studies show how the effects of the strain localization may assume a more important role than a particular choice on the shape of the concrete constitutive law.

1. INTRODUZIONE

Nell'analisi di strutture continue in C.A. è ormai consolidato il ricorso a modellazioni del materiale a fessurazione diffusa e rotante (Benetti 1998, Malerba 1998). L'efficacia di tali formulazioni deriva in gran parte dall'adozione di ipotesi che fanno riferimento ad un comportamento medio del calcestruzzo armato, definito su elementi di continuo in una scala prossima a quella degli elementi strutturali. Tali ipotesi tengono conto di alcuni aspetti fondamentali e, in particolare, del fatto che la resistenza a compressione del calcestruzzo in elementi fessurati è diversa da quella in compressione monoassiale e che la presenza di deformazioni di trazione in direzione trasversale riduce rigidità e resistenza nella direzione della compressione principale (Vecchio e Collins 1986, Bontempi et al. 1995).

Per estendere l'analisi al campo dei calcestruzzi ad alta resistenza (High Strength Concretes, HSC), si deve tenere in conto del fatto che per gli HSC l'evoluzione del quadro fessurativo è in genere sensibilmente diversa da quella rilevabile nei calcestruzzi a resistenza normale. I calcestruzzi HSC, infatti, tendono ad essere più fragili ed a presentare fessure che attraversano gli

inerti, anziché enuclearli. Questa caratteristica porta a superfici fessurate con minori asperità e, di conseguenza, con un minore contributo dell'ingranamento degli inerti. Ne deriva che per gli HSC l'influenza del comportamento fessurativo sulla capacità resistente è più accentuata che non per i calcestruzzi normali.

Altri aspetti essenziali per un'affidabile modellazione degli HSC riguardano la maggior pendenza del ramo softening del legame sforzi deformazioni e la maggior sensibilità agli effetti di eventuali trazioni in direzione trasversale.

Per il calcestruzzo il comportamento softening, sia in trazione, sia in compressione, rappresenta un aspetto caratteristico importante. Ignorandone gli effetti, le risposte strutturali che si ottengono sono quelle inquadabili nei confini definiti dall'analisi limite. Considerando nelle analisi anche il softening, si è invece in grado di cogliere aspetti meccanici nuovi e più ampie e dettagliate informazioni sul comportamento complessivo della struttura.

Di particolare rilievo è il softening associato a stati di trazione. Esso infatti controlla le modalità di transizione dallo stato non fessurato e quello fessurato. Come noto, in corrispondenza ad una fessura, gli sforzi di trazione sono nulli nel calcestruzzo e sono massimi

nell'acciaio. Tra una fessura e l'altra gli sforzi di trazione si trasmettono dall'acciaio al calcestruzzo per azione dell'aderenza che si sviluppa lungo le barre di armatura. Il calcestruzzo contribuisce in tal modo a sopportare le forze di trazione e ad incrementare la rigidità della struttura. Un'accurata modellazione di questo meccanismo di interazione, noto come *tension-stiffening*, è fondamentale per una verosimile riproduzione della propagazione e dell'accrescimento dello stato fessurativo.

Da un punto di vista generale, l'analisi per elementi finiti di strutture in materiale con comportamento strain-softening può portare a soluzioni numericamente instabili e, col raffinamento della suddivisione, essa può convergere a risultati fisicamente non consistenti (Bazant e Cedolin 1979, Bontempi e Malerba 1997a, 1997b). La soluzione può dipendere dalla dimensione, dalla forma e dall'orientamento della discretizzazione ed il modello porta a rappresentazioni non oggettive del problema strutturale. Questi effetti nascono dal considerare il conglomerato come un continuo standard: i legami costitutivi *standard* vengono ricavati in base alle curve forza-spostamento, ottenute sperimentalmente, semplicemente dividendo la forza per la sezione resistente iniziale e dividendo gli allungamenti per la lunghezza iniziale del provino. In fase incrudente, questa idealizzazione non comporta conseguenze, mentre in fase softening un tale criterio non consente di tener conto delle trasformazioni che si manifestano a livello microstrutturale durante il processo di fratturazione.

Un procedimento di analisi che recepisca in forma adeguata questi aspetti e che porti ad una soluzione meccanicamente corretta, è definito *robusto*. La robustezza è ovviamente un requisito fondamentale per un'effettiva applicabilità delle modellazioni numeriche a problemi ingegneristici e rappresenta una caratteristica fondamentale da perseguire nello sviluppo di una qualsiasi tecnica risolutiva.

Obiettivo di questo lavoro è quello di sviluppare un algoritmo robusto, applicabile all'analisi di elementi strutturali in HSC. Per la modellazione del materiale si farà riferimento alla Modified Compression Field Theory (MCFT) e si porranno a confronto i più diffusi legami sforzo - deformazione con caratteristiche strain-softening proposti in letteratura. Per la modellazione della struttura si useranno Elementi Finiti CST per stati piani. Attraverso confronti con l'esito di diverse prove sperimentali, si mostrerà in particolare l'effetto stabilizzante fornito dalla valutazione non locale delle deformazioni.

2. LEGAMI COSTITUTIVI BIDIMENSIONALI PER HSC

Caratteristica fondamentale della Modified Compression Field Theory (MCFT) è la rappresentazione del c.a. come materiale ortotropo, con assi di ortotropia individuati dalle direzioni principali di deformazione. Le direzioni degli sforzi principali si assumono coincidenti con quelle delle deformazioni.

Lungo tali direzioni si attribuisce al materiale comportamento iperelastico non lineare, mutuando in tal modo il legame materiale in regime biassiale, da quello in regime monoassiale. In termini di calcolo ciò risulta estremamente vantaggioso, essendo i legami monoassiali di più semplice formulazione.

La scelta di un adeguato legame monoassiale è quindi uno dei requisiti fondamentali per sviluppare analisi strutturali consistenti. Allo sviluppo di tali legami è dedicata un'ampia letteratura specialistica, ravvivatasi di recente per la necessità di adeguare le formulazioni passate e di formularne di nuove, specifiche ai calcestruzzi ad alta resistenza (si veda ad es. il contributo di Collins, Mitchell, e MacGregor sulla rivista *Concrete International* del maggio 1993).

Fra le numerose formulazioni proposte, quelle che portano a risultati più realistici derivano in genere dalla relazione che Popovics suggerì nel 1973. Posto:

f'_c : resistenza del calcestruzzo

ϵ'_c : deformazione corrispondente al valore di picco f'_c

f'_c valore di sforzo corrispondente alla deformazione ϵ_c , il legame $f'_c = f'_c(\epsilon_c)$, secondo Popovics è dato dall'equazione:

$$\frac{f'_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^n} \quad (1)$$

dove il coefficiente n controlla la curvatura del tratto iniziale (maggiore è n , minore è la curvatura, come appunto si rileva per gli HSC). L'Eq. (1), tuttavia, non appare adeguata a modellare il tratto discendente, successivo al picco, presentando uno sviluppo troppo graduale e lontano dall'effettivo ripido andamento del ramo softening degli HSC.

Per migliorare questo aspetto della risposta del modello, Thorenfeldt, Tomascewics e Jensen nel 1987 modificarono la formula di Popovics, modulando la parte esponenziale con un fattore correttivo k introdotto e definito come segue:

$$\frac{f'_c}{f'_c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon'_c}\right)^{k \cdot n}} \quad (2)$$

$$n = \frac{8.32}{8.32 \cdot (f'_c)^{0.475}}; \epsilon'_c = \frac{0.7(f'_c)^{0.31}}{1000} \quad (3)$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{per } \epsilon_c \leq \epsilon'_c \\ f'_c / 20 & \text{per } \epsilon_c > \epsilon'_c \end{cases} \quad (4)$$

Sulla traccia degli studi e delle proposte di Collins e Mitchell, si può estendere al regime biassiale l'applicabilità di un legame sviluppato in regime monoassiale, pur di tener conto in modo adeguato dell'effetto *strain-softening*. Per tale effetto, come noto, la resistenza a compressione risulta sensibilmente ridotta in presenza di deformazioni trasversali di trazione. La modellazione dello *strain-softening* secondo Collins verrà richiamata nel seguito come parte della Modified Compression Field Theory.

deformazione trasversale di trazione ε_t e deformazione di compressione di picco ε'_c e di un fattore dipendente dalla resistenza del calcestruzzo f'_c :

$$\frac{f_c}{f'_c} = \frac{1}{\lambda} \frac{n \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}\right)^{kn}} \quad (5)$$

$$\lambda = \left(0.8 - 0.34 \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon'_c}\right) (0.9 + 0.0045 f'_c) \geq 1$$

$$k = 0.67 + \frac{f'_c}{62}; \quad n = 0.8 + \frac{f'_c}{17}; \quad \varepsilon'_c = -0.0022 \quad (6)$$

Come noto, per calcestruzzi normali il valore della deformazione corrispondente al picco dello sforzo è pressoché costante con la resistenza ($\varepsilon'_c = 0.002$). Per calcestruzzi HSC, invece, tale valore di deformazione tende invece ad aumentare con f'_c . Collins, Mitchell, MacGregor, nel 1993 modificarono in tal senso il legame di Collins e Porasz facendo dipendere ε'_c , tramite il coefficiente n , della resistenza f'_c :

$$\varepsilon'_c = \frac{f'_c \cdot n}{E_c \cdot n - 1} \quad (7)$$

Nel 1994 Collins, Vecchio e Aspiotis, a seguito di una specifica sperimentazione su elementi di membrana in HSC armati con tondi tra loro ortogonali, hanno separato il contributo della resistenza a compressione dal contributo della deformazione trasversale, proponendo le seguenti funzioni:

$$\frac{f_c}{f'_c} = \beta \frac{n \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}\right)^{kn}}; \quad \beta = \frac{1}{1 + K_c K_f} \quad (8)$$

dove al crescere della deformazione trasversale ε_t ,
- in un Mod. (a) vengono ridotti sia il valore dello sforzo f'_c , sia quello della deformazione $\beta \varepsilon'_c$ di picco e la resistenza è mantenuta costante tra i valori $\beta \varepsilon'_c$ e ε'_c .

- in un Mod. (b) viene ridotto il solo valore di picco f'_c .
I coefficienti per i due modelli sono dati dalle Eq.:

Modello (a):

$$K_c = 0.35 \left(-\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_2} - 0.28 \right)^{0.8} \quad (9)$$

$$K_f = 0.1825 \sqrt{f'_c} \geq 1$$

dove $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ sono, rispettivamente, le deformazioni principali di trazione e di compressione.

Modello (b):

$$K_c = 0.27 \left(-\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon'_c} - 0.37 \right) \quad (10)$$

$$K_f = 2.55 - 0.2629 \sqrt{f'_c} \leq 1.11$$

In questo lavoro si riportano alcuni dei risultati ottenuti da uno studio comparativo sistematico su quattro serie di travi in HSC modellate per Elementi

Finiti adottando i seguenti sette diversi legami costitutivi a compressione:

- Vecchio e Collins, 1986 (*MCFT originale*);
- Vecchio e Collins, 1988 (*VC-88*);
- Collins e Porasz, 1989 (CEB) (*CP-89*);
- MC90 CEB-FIP Code, 1990 (*MC-90*);
- Collins, Mitchell e McGregor (1993) (*CMM-93*);
- Vecchio, Collins e Aspiotis, 1994 (Modello a) (*VCA-94a*);
- Vecchio, Collins e Aspiotis, 1994 (Modello b) (*VCA-94b*);

Il comportamento a trazione è stato assunto identico per tutti i casi, e verrà descritto nel prossimo paragrafo.

I grafici delle espressioni analitiche ora richiamate, sono posti tra loro a confronto in Fig.1 per i seguenti casi rappresentativi di resistenza f'_c e di deformazione trasversale di trazione ε'_t :

f'_c	ε'_t
40	0
40	0
100	0.0022

3. MODELLAZIONE MATERIALE E REGOLARIZZAZIONE DELLA SOLUZIONE CON STIMA NON LOCALE DELLE DEFORMAZIONI

Per la modellazione del materiale si fa riferimento alle ipotesi ed ai legami costitutivi della Modified Compression Field Theory (MCFT). Tale teoria propone un modello a fessura diffusa rotante nel quale il C.A. è visto come un materiale composito, ortotropo, a comportamento iperelastico non lineare (Vecchio e Collins, 1986; Bontempi et al., 1995).

Si considera un elemento di lastra di spessore costante, costituito da una matrice di calcestruzzo e da due ordini di armatura distribuiti in modo uniforme e tra loro ortogonali. A livello macroscopico calcestruzzo ed armatura sono considerati aderenti. L'elemento ha dimensioni finite, ma viene trattato come un infinitesimo: entro l'elemento il campo di sforzi è costante ed i lati assumono spostamenti e rotazioni relative mantenendosi retti. Per un assegnato stato di sforzo o di deformazione le relazioni tra sforzi agenti ai bordi dell'elemento e le corrispondenti deformazioni vengono sviluppate sulla base delle ipotesi seguenti.

(1) Equilibrio e compatibilità sono formulati in termini di sforzi e deformazioni medi, ovvero riferiti ad aree sufficientemente grandi da comprendere un quadro fessurativo definito (Figura 2.a).

(2) Nel generico stato biassiale la direzione della deformazione principale di compressione ε_1 e quella dello sforzo principale di compressione f_{c1} sono correlati in una banda ristretta ($\Delta\theta_c \approx \pm 10^\circ$). Si assume pertanto che gli assi delle deformazioni principali e quelli degli sforzi principali coincidano.

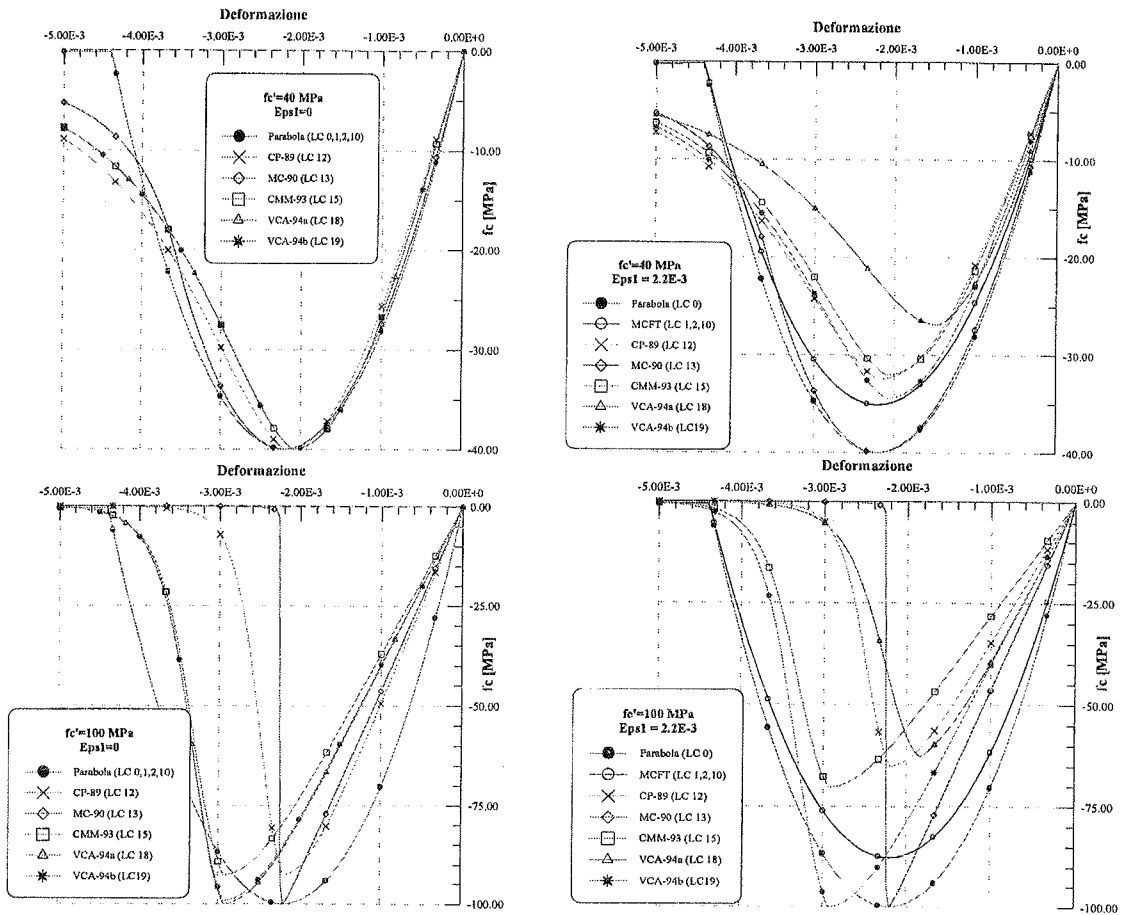


Fig.1.: Effetto della deformazione trasversale ($\epsilon_1=0, \epsilon_1=0.0022$) sui modelli delle curve sforzo-deformazione di un calcestruzzo normale ($f'_c=40MPa$) e di uno ad alta resistenza ($f'_c=100MPa$).

(3) Lo sforzo principale di compressione f_{c2} corrispondente alla deformazione principale di compressione ϵ_2 , varia in funzione dello sforzo principale di trazione in direzione trasversale ϵ_1 che rende il materiale più deformabile (*strain softening*). La resistenza a compressione f_{c2max} decresce con ϵ_1 ed il legame sforzo-deformazione si riduce in affinità con f_{c2max} (Figura 2.b,c):

$$\left| \frac{f_{c2max}}{f_c} \right| = \frac{1}{0.8 - 0.34(\epsilon_1/\epsilon_o)} \leq 1.0 \quad (p.e. \epsilon_o=0.002) \quad (11)$$

$$f_{c2} = f_{c2max} \left[2 \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_o} \right) - \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_o} \right)^2 \right] \quad (12)$$

(4) Prima di raggiungere la deformazione ϵ_{cr} il calcestruzzo ha comportamento elastico lineare con modulo elastico E_c , pari a quello tangente all'origine. Per $\epsilon > \epsilon_{cr}$ il calcestruzzo si considera fessurato lungo giaciture che si mantengono costantemente normali alla direzione della corrispondente tensione principale massima. In questa fase si tiene conto della collaborazione dovuta al tension-stiffening con un andamento di f_{c1} decrescente con ϵ_{c1} (Figura 2.d):

$$\begin{cases} f_{c1} = E_c \epsilon_1 & , \epsilon_1 \leq \epsilon_{cr} \\ f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{200\epsilon_1}} & , \epsilon_1 > \epsilon_{cr} \end{cases} \quad (13)$$

(5) L'acciaio di armatura puo' avere un comportamento arbitrario, in particolare un legame di tipo elastico-perfettamente plastico con tensioni di snervamento f_{yx}, f_{yy} , modulo elastico E_s e deformazione ultima ϵ_{su} .

Per ogni stato di sforzo va inoltre verificata l'effettiva possibilità di trasmettere lo sforzo di trazione medio f_{c1} attraverso le fessure. In un elemento in C.A. fessurato (Figura 2.a) lo sforzo di trazione al bordo della fessura è nullo nel calcestruzzo e massimo nelle barre di armatura ($f_{sx}=f_{sx,cr}; f_{sy}=f_{sy,cr}$). Tra due fessure adiacenti gli sforzi di trazione si trasmettono dall'acciaio al calcestruzzo per l'azione di aderenza che si sviluppa lungo le barre. Il calcestruzzo, come già detto, collabora in tal modo nel sopportare le azioni di trazione e contribuisce ad incrementare la rigidezza complessiva dell'elemento strutturale. Tra i bordi della fessura si manifesta inoltre una resistenza allo scorrimento, dovuta all'ingranamento degli inerti (*aggregate interlock*). Tale azione può essere rappresentata mediante una relazione che esprima lo

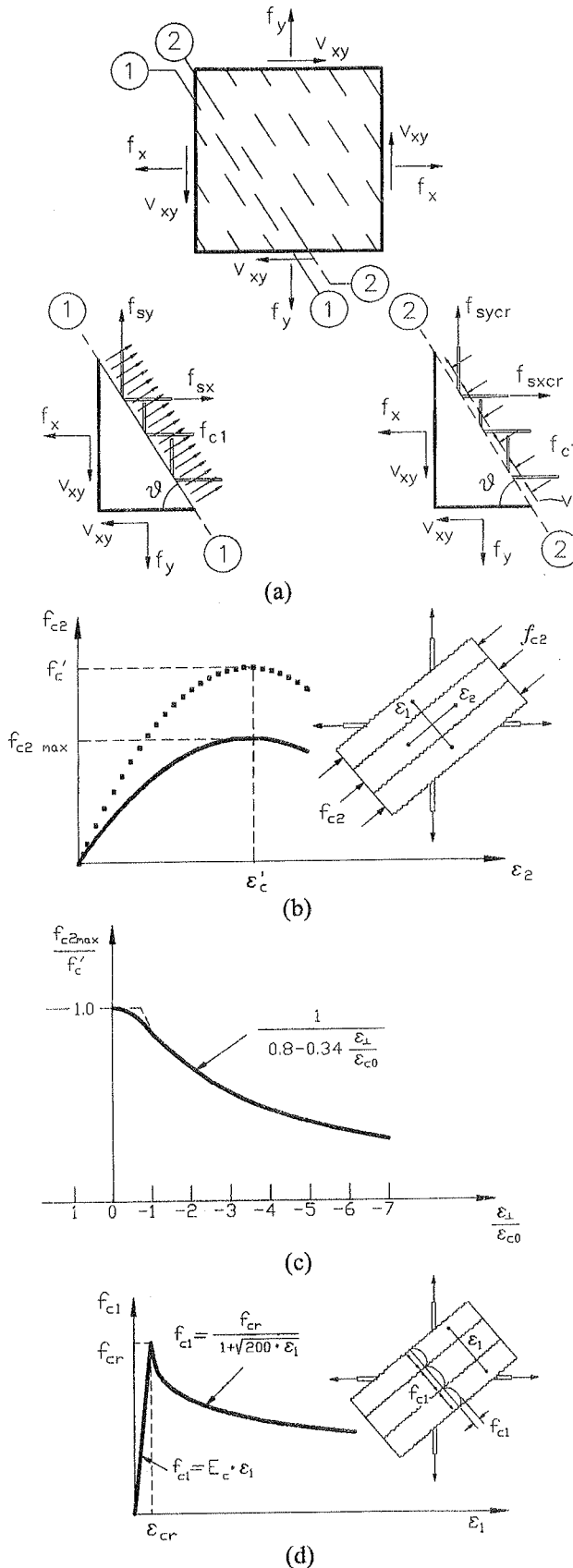


Fig.2. Legami sforzo-deformazione medi (MCFT): (a) sforzi su un elemento fessurato; (b) calcestruzzo in compressione; (c) massimo sforzo in compressione; (d) calcestruzzo in trazione.

sforzo tangenziale in funzione di quello di contenimento,

normale alla fessura $v_{ci} = v_{ci}(f_{ci})$.

Il quadro completo di tali sforzi, intesi come rappresentativi dello stato di sforzo effettivo, è quello associato al piano ② in Figura 2.a. D'altro canto, operando con legami costitutivi formulati in termini di tensioni medie, gli sforzi agenti sulle facce parallele al bordo della fessura sono quelli relativi al piano ①. Tra queste due rappresentazioni degli sforzi devono sussistere le seguenti condizioni di equivalenza statica:

$$\rho_x f_{sx} \sin \theta + f_{c1} \sin \theta = \rho_x f_{sx,cr} \sin \theta - f_{c1} \sin \theta - v_{ci} \cos \theta$$

$$\rho_y f_{sy} \cos \theta + f_{c1} \cos \theta = \rho_y f_{sy,cr} \cos \theta - f_{c1} \cos \theta + v_{ci} \sin \theta$$

alle quali corrisponde la delimitazione:

$$f_{c1} \leq \rho_x (f_{yx} - f_{sx}) \cdot \sin^2 \theta + \rho_y (f_{yy} - f_{sy}) \cdot \cos^2 \theta \quad (14)$$

che deriva dai limiti di capacità portante conseguenti alla plasticizzazione dell'acciaio di armatura ($f_{sx} \leq f_{yx}; f_{sy} \leq f_{yy}$) e/o dai limiti della capacità di trasmissione delle sollecitazioni tangenziali attraverso l'ingranamento degli inerti.

Con tali posizioni, risulta definito il legame:

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \cdot \underline{\varepsilon} \quad (15)$$

fra i valori medi di tensione $\underline{\sigma} = |f_x \ f_y \ v_{xy}|^T$ e di deformazione $\underline{\varepsilon} = |\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy}|^T$ per l'elemento composito. La matrice \underline{D} si ottiene in particolare trattando separatamente i contributi di calcestruzzo e maglia di armatura:

$$\underline{D} = \underline{T}^T \underline{D}' \underline{T} + \sum_i \underline{T}_i^T \underline{D}'_{si} \underline{T}_i = \underline{D}_c + \sum_i \underline{D}_{si} \quad (16)$$

con \underline{D}'_c matrice costitutiva del calcestruzzo nel riferimento principale, \underline{D}'_{si} matrice costitutiva dell'*i*-esimo ordine di armatura in un riferimento ad esso solidale e $\underline{T}_i, \underline{T}_i$, matrici di trasformazione.

Questi sviluppi sono una breve sintesi della MCFT nella sua formulazione originale.

Come già accennato, un primo passo per l'applicabilità della stessa teoria ad elementi strutturali in HSC comporta l'aggiornamento del legame costitutivo monoassiale di riferimento, ovvero la sostituzione del legame sforzo-deformazione parabolico dell'Eq. (2) con uno dei legami costitutivi presentati in precedenza.

Attraverso una serie di prove preliminari, si è visto tuttavia che quest'unica modifica non era sufficiente per assicurare un'accuratezza uniforme dei risultati ottenuti e ciò, soprattutto, per la maggior sensitività della risposta strutturale nei riguardi dello stato fessurativo. Per evitare risposte strutturali improprie e rendere più stabili i procedimenti numerici si fa ricorso alle cosiddette tecniche di regolarizzazione (Bontempi e Malerba 1997a, 1997b): qui in particolare, si è adottata una stima non locale delle deformazioni nel senso di seguito precisato.

In una stima locale delle deformazioni il campionamento del comportamento materiale avviene in punti fissi, esaminati con la sequenza degli elementi e, entro ciascun elemento, con la sequenza dei punti di integrazione adottati. Nel caso dell'elemento CST (Constant Strain Triangle) questi punti si limitano ai baricentri degli elementi, nei quali si valuta il tensore (locale) di deformazione $\underline{\varepsilon} = |\varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy}|^T$ corrispondente allo stato iniziale o a quello dell'iterazione precedente.

Per tensore non locale delle deformazioni si intende

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{W} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \varepsilon(\xi, \eta) w(\xi, \eta) d\xi d\eta \quad (17)$$

dove $w(\xi, \eta) = \exp\left(-\sqrt{(\xi^2 + \eta^2)}/\lambda\right)$ è una funzione peso

e $W = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} w(\xi, \eta) d\xi d\eta$. La (17) rappresenta quindi una media pesata dei tensori locali. Il parametro λ è una distanza convenzionale, rappresentativa delle dimensioni dell'intorno nel quale mediare le deformazioni. Per il caso di stato piano di sforzo λ è assunto pari allo spessore della lastra. La risposta del materiale viene valutata in base ad lettura del legame costitutivo non più basata sulle componenti locali del tensore di deformazione, ma bensì sulle componenti del tensore

$$\hat{\varepsilon} = \alpha \cdot \varepsilon + (1 - \alpha) \cdot \bar{\varepsilon} \quad (18)$$

combinazione lineare dei tensori di deformazione locale e non locale. Un tale tecnica, pur traendo origine da considerazioni meccaniche, ha un carattere sostanzialmente numerico e contribuisce in modo determinante a stabilizzare la soluzione ed a rendere obiettivi i risultati.

4. STUDI COMPARATIVI E LORO OBIETTIVO

Gli effetti del ricorso a diversi legami costitutivi e dell'adozione o meno di tecniche di regolarizzazione è stato studiato facendo riferimento ai risultati di sperimentazioni su elementi in HSC documentate in Letteratura.

• Pannelli di Vecchio, Collins, Aspiotis (1994)

Gli Autori presentano una serie di 12 pannelli di forma quadrata, con lato di 890mm e spessore di 70mm, armati con due strati ortogonali di armatura. La resistenza dei calcestruzzi impiegati varia da 43 a 72.2MPa. Mediante l'attrezzatura di prova mostrata in Fig.3, i pannelli sono stati sottoposti a stati di sollecitazione tangenziale costante con/senza azioni membranali normali di trazione/compressione.

Si riportano i risultati ottenuti sui Pannelli PHS3, PHS7, PHS10, realizzati con i calcestruzzi, gli acciai ed le percentuali di armatura esposte in Tab.I. La Fig.4, mostra i confronti tra i risultati sperimentali e le curve carico spostamento ottenute per ciascun pannello e per i diversi legami costitutivi esaminati. La serie dei diagrammi incolonnati sulla sinistra si riferisce ad analisi condotte senza regolarizzazione delle deformazioni. I diagrammi incolonnati sulla destra sono stati ottenuti col procedimento di regolarizzazione indicato in precedenza.

Gli effetti della regolarizzazione sono evidenti: si riduce la dispersione tra le diverse curve, gli andamenti sono più regolari, migliora l'accordo con i risultati sperimentali sia nella zona di passaggio allo stadio fessurato sia in quella corrispondente allo snervamento dell'armatura trasversale, presente in percentuale minore.

• Travi di Foster e Gilbert (1998)

In una ricerca volta a sperimentare il comportamento di travi alte in HSC fortemente armate, gli Autori studiano 16 modelli, differenziati a gruppi per caratteristiche geometriche, resistenza del calcestruzzo ($f'_c = 77-120$ MPa), percentuale di armatura. I risultati sono confrontati in termini di capacità portante con quelli forniti da modelli Strut and Tie, sviluppati con diverse espressioni

del fattore di efficienza attribuito al calcestruzzo compresso.

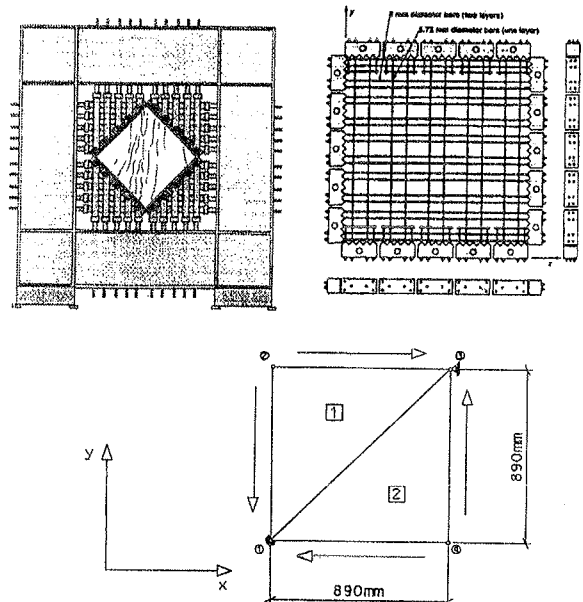


Fig.3. Attrezzatura di prova dei pannelli di Vecchio, Collins, Aspiotis (1994) e discretizzazione con CST.

	PHS3	PHS7	PHS10
f'_c [MPa]	58.40	53.60	51.40
f'_t [MPa]	2.63	2.61	3.01
ρ_x [%]	3.23	3.23	3.23
f_{yx} [MPa]	606	606	606
ρ_y [%]	0.82	0.82	1.24
f_{xy} [MPa]	521	521	521
$f_{x/y}$	0	-0.25	+0.25

Tab.I.: Caratteristiche meccaniche e geometriche dei pannelli di Vecchio, Collins, Aspiotis (1994).

Si riportano i risultati relativi alla trave B1.2(-3) avente le seguenti caratteristiche: larghezza $b=12.5$ cm, altezza $D=120$ cm, resistenza a compressione $f'_c=80$ MPa, resistenza a trazione $f'_t=6.31$ MPa, modulo elastico all'origine $E_o=48.6$ GPa, armatura longitudinale inferiore $A_s = 6\Phi 20$, armatura longitudinale superiore $A_s = 2\Phi 12$, armature di parete orizzontali $A_{wo} = 5 \times 2\Phi 6$, armature di parete verticali $A_{wv} = 8 \times 2\Phi 6$.

In Fig.5 sono riportati: lo schema di carico, la suddivisione in elementi, il quadro fessurativo rilevato sperimentalmente al collasso, il confronto tra i risultati sperimentali e le curve carico spostamento ottenute dall'analisi, con i diversi legami costitutivi senza/con regolarizzazione delle deformazioni, la configurazione deformata ed il quadro fessurativo a collasso incipiente. Diversamente dal caso precedente (pannelli semplici, in stato di sforzo costante, debolmente armati in una direzione) non si notano in questo caso, con un campo diffusivo di sforzi più vario e complesso, sensibili differenze tra le analisi senza e con regolarizzazione. Peraltro il tipo di rottura riscontrato sperimentalmente (*balanced failure*) appare ben modellato, sia in termini deformativi, sia come traiettoria delle fessure, che tendono a riprodurre i puntoni compressi del modello sperimentale.

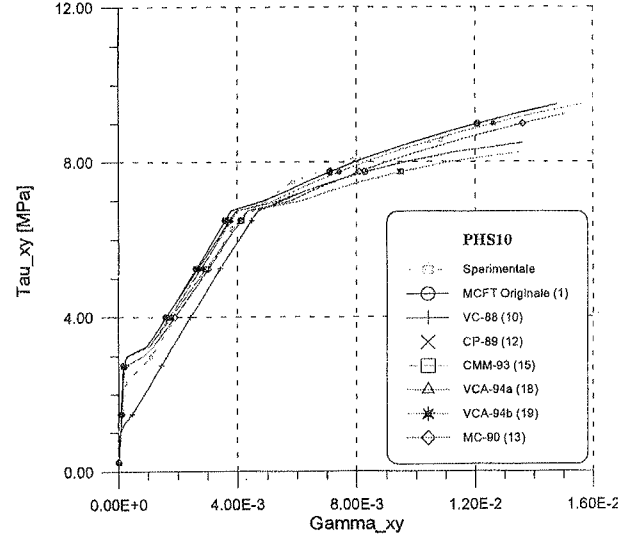
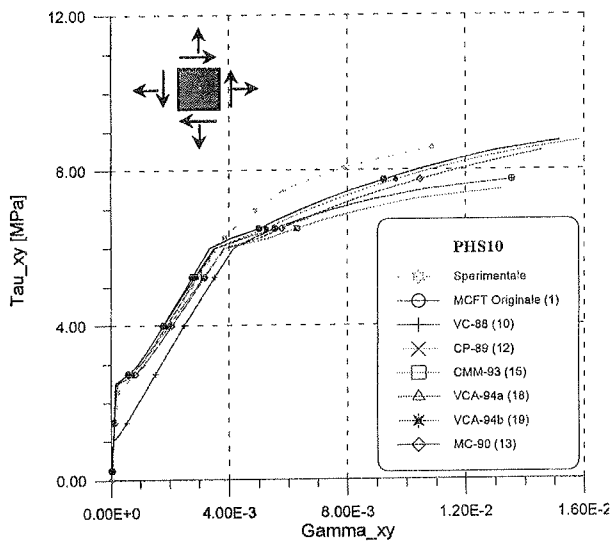
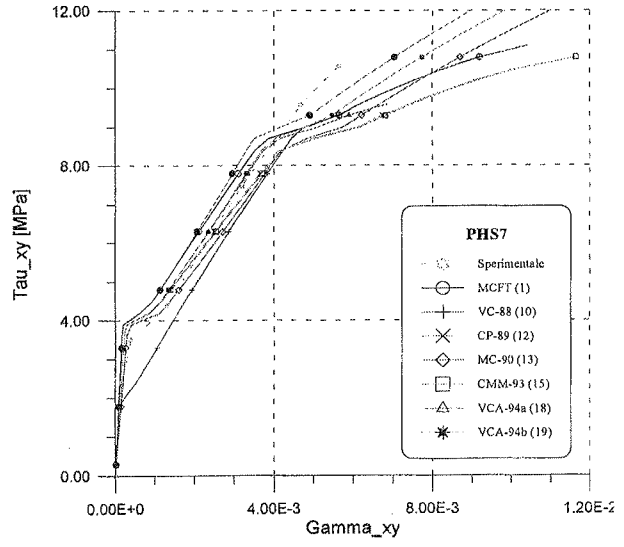
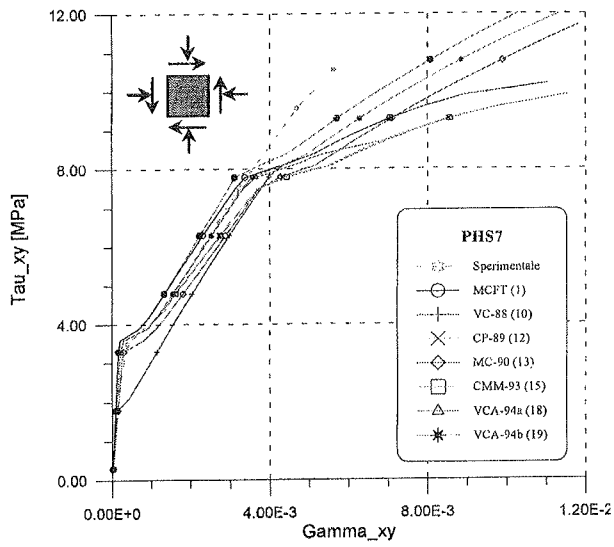
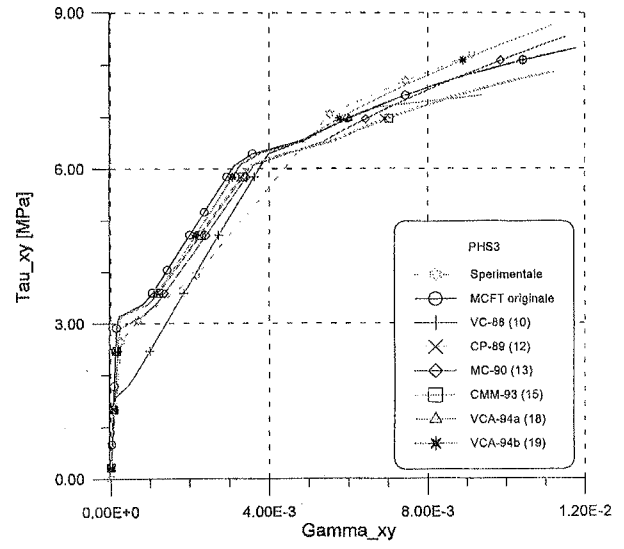
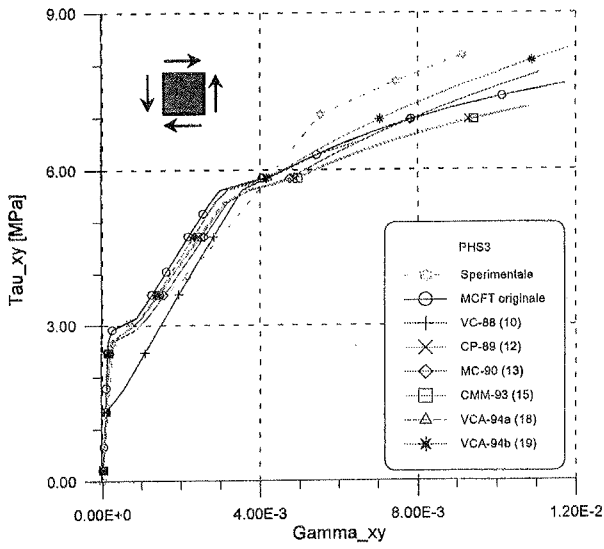


Fig.4: Pannelli di Vecchio, Collins, Aspiotis (1994). Risultati sperimentali e curve carico spostamento per ciascun pannello senza regolarizzazione (a sinistra) e con regolarizzazione (destra).

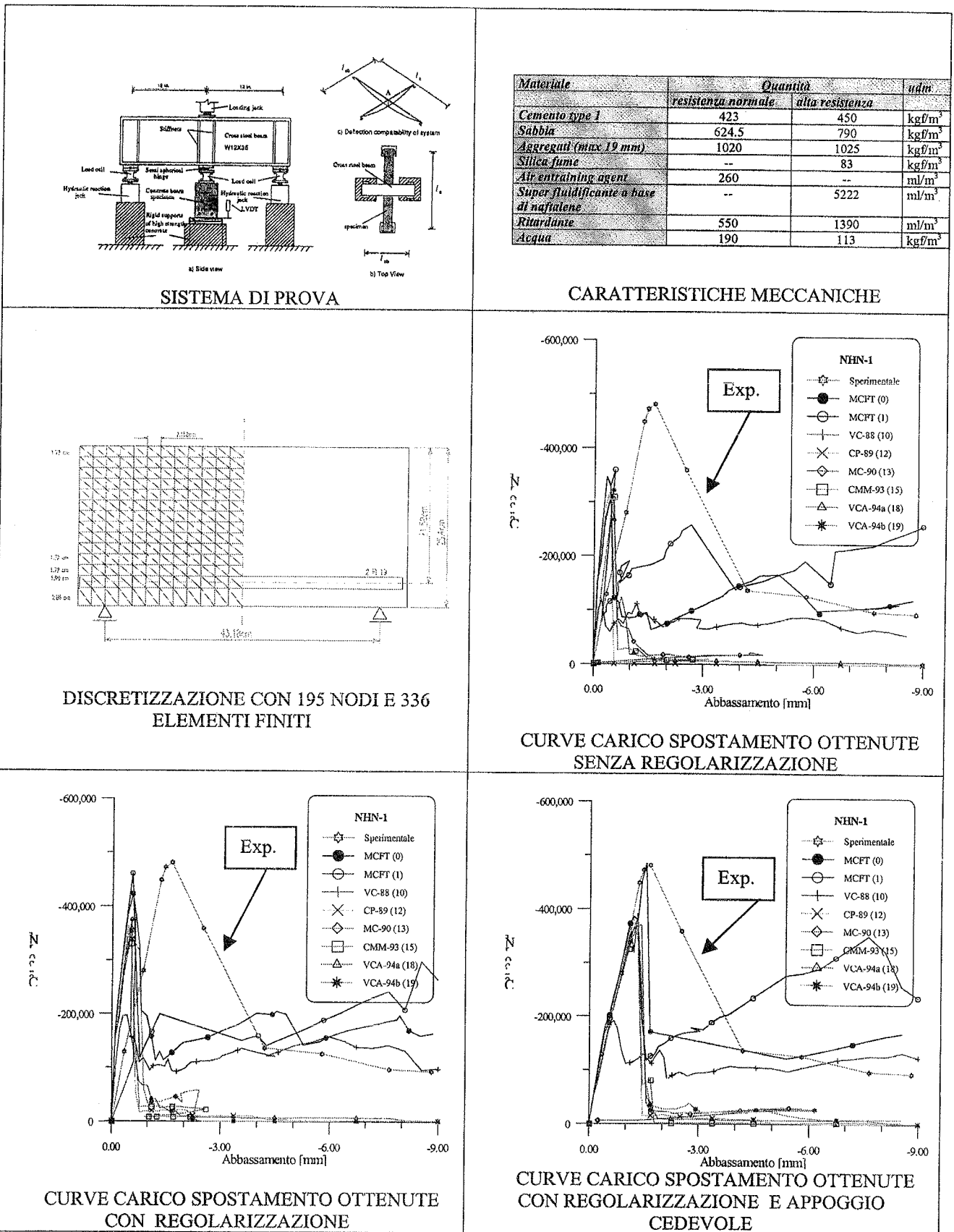


Fig.5. Trave NHN-1di Xie (1994).

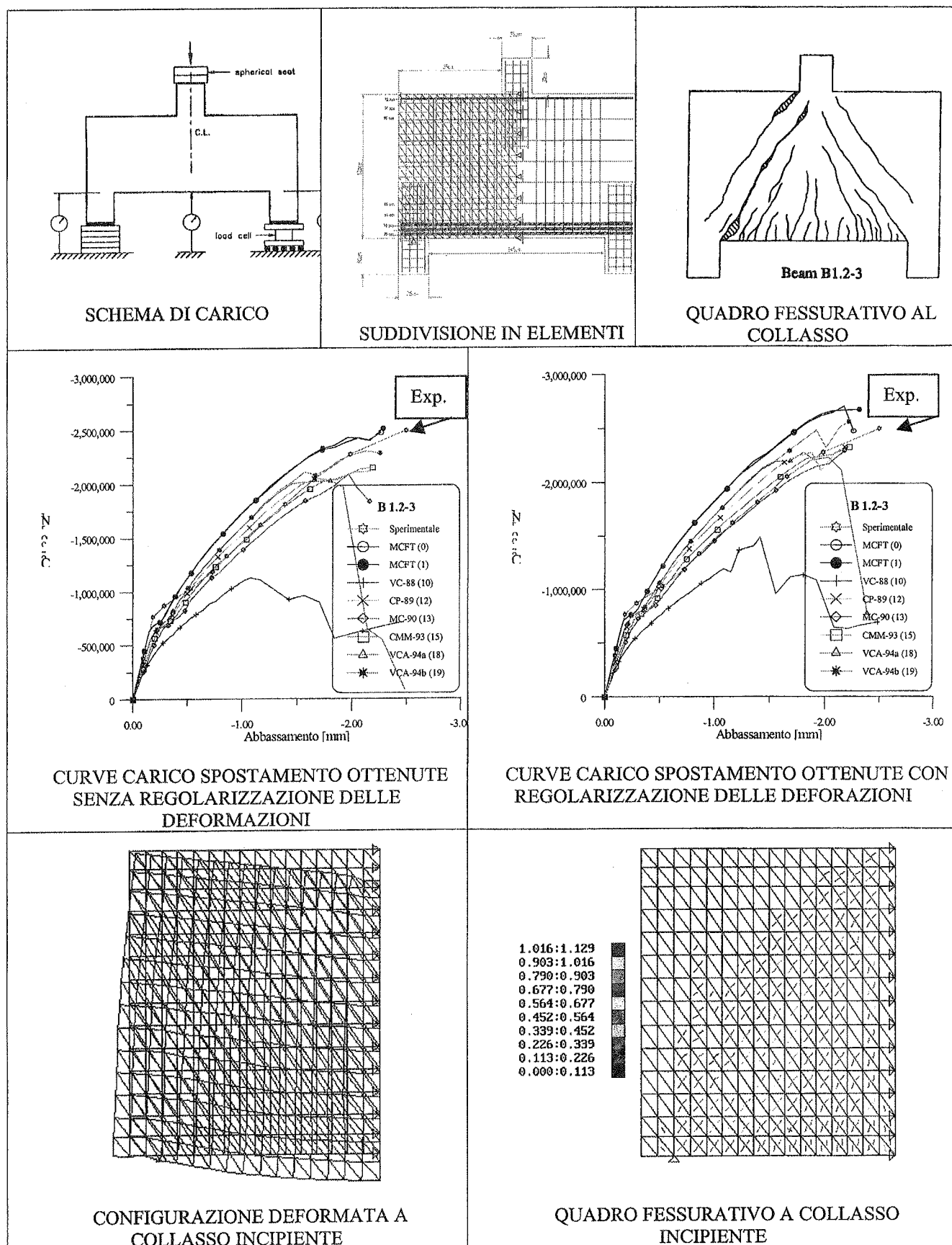


Fig. 6. Trave B1.2 di Foster e Gilbert (1998).

• Travi di Xie, Ahmad, Yu, Hino, Chung (1994) (Fig.6)
 Gli Autori presentano i risultati sperimentali relativi ad una serie di 15 travi realizzate con calcestruzzi a resistenza da 40 a 109MPa, rapporto (α/d) = (luce di taglio)/(altezza utile) = 1+4, percentuale di armatura a taglio $\gamma_w=0\div0.784\%$. Si riportano i risultati relativi alla trave NHN-1 avente le seguenti caratteristiche: larghezza $b=5''=12.7\text{cm}$, altezza utile $d=8,5''=21.59\text{cm}$, distanza tra gli appoggi $2a=17''=43.18\text{cm}$ resistenza a compressione $f'_c=103.8\text{MPa}$. La trave è dotata di sola armatura longitudinale inferiore $A_s=5.677\text{cm}^2$ (2#6) e non ha armatura di parete a taglio. L'elaborazione dei risultati sperimentali ha comportato alcune operazioni di rettifica per depurare gli effetti del sistema del carico. Nelle Fig.6. sono mostrate le curve carico-spostamento ottenute con tutti i legami costitutivi citati. Senza regolarizzazione delle deformazioni, il disaccordo tra le due serie di risultati è totale, in quanto non si colgono né la rigidità dell'elemento strutturale né il valore di resistenza. Con regolarizzazione delle deformazioni, si coglie la capacità portante, ma il modello numerico resta molto più rigido di quello sperimentale. Modellando i vincoli a terra con appoggi elastici, intesi a simulare al deformabilità del sistema di prova, si è ottenuta una buona approssimazione anche della rigidità e quindi di tutta la curva carico-spostamento.

5. CONCLUSIONI

E' tendenzialmente confermata la validità del modello a fessurazione diffusa rotante basato su legami costitutivi strain-softening. Le espressioni analitiche proposte per tali legami e specializzate al caso dei calcestruzzi ad alta resistenza hanno mostrato di poter rappresentare adeguatamente la risposta meccanica di elementi strutturali con forma e stati di sollecitazione complessi (elementi tozzi, con prevalente azione tagliante).

Sull'esito delle analisi, gli effetti della localizzazione delle deformazioni possono essere di gran lunga prevalenti rispetto alle scelte operate per caratterizzare il legame costitutivo. Tali effetti rendono la soluzione sensibile alla dimensione della discretizzazione adottata ed alla modellazione dei carichi e si manifestano, in particolare, nelle zone con più accentuate concentrazioni di sforzo ed ai livelli di carico prossimi a quello che definisce la resistenza dell'elemento strutturale. Negli studi comparativi svolti si è mostrato come il ricorso ad una misura non locale delle deformazioni contribuisca a stabilizzare i risultati delle analisi numeriche, sia diminuendo la dispersione tra le curve di risposta carico-spostamento, sia riducendo i casi di rotture locali premature. La tendenza degli elementi strutturali in HSC ad un comportamento fragile ne segnala anche l'elevata dipendenza da fattori stocastici. Ciò suggerisce il ricorso a modelli numerici più complessi, che partano da distribuzioni statistiche di imperfezioni sia nelle caratteristiche dei materiali, sia nelle caratteristiche geometriche delle strutture.

Il confronto con le prove sperimentali è risultato in genere migliore nel caso dei pannelli che non in quello dei elementi strutturali (travi). Ai fini di simili confronti andrebbe dato un diverso peso alle sperimentazioni esplicitamente dedicate all'analisi evolutiva, fino a collasso, di elementi semplici (pannelli), soggetti a campi

di sforzo uniformi, e indagati ponendo specifica attenzione al comportamento deformativo, dalle sperimentazioni finalizzate principalmente alla valutazione della capacità portante ultima nei riguardi di determinati stati di sollecitazione (taglio). E' implicito che le prime, per il tipo di problema indagato, per le conseguenti strategie di rilievo, per i minori livelli di carico coinvolti, tendono ad essere più accurate che non la altre. Infine, nello sviluppare confronti numerici si è rivelato non sufficiente il semplice riferimento sperimentale al valore di resistenza del calcestruzzo a compressione, demandando a formule estrapolatorie la definizione degli altri parametri, quali i valori della resistenza a trazione e del modulo elastico. Sarebbe importante documentare ulteriormente queste sperimentazioni o con i grafici dell'intero legame costitutivo o con una serie adeguata dei maggiori parametri che lo caratterizzano e della loro dispersione. RINGRAZIAMENTI. Questo lavoro deriva dall'attività di ricerca svolta con il contributo del fondo MURST 40% -1996 assegnato all'Unità di Udine, Dipartimento di Ingegneria Civile per il Progetto Calcestruzzi ad Alta Resistenza Responsabile Prof. P. Gambarova.

6. BIBLIOGRAFIA

- Bazant, Z.P., Cedolin, L., (1979), "Blunt crack band propagation in finite element analysis.", *Jour. Of Eng. Mech. ASCE*, Vol.105, No.12, pp.297-315.
- Benetti, P., (1998), Analisi di elementi strutturali in calcestruzzo ad alta resistenza col modello MCFT e col modello di Cervenka, *Elaborato di Laurea, AA.97/98, Dip. di Ing. Strutt., Politecnico di Milano*.
- Bontempi, F., Malerba, P.G., Romano, L., (1995), "Il modello MCFT nell'analisi per elementi finiti di strutture piane in c.a./c.a.p.", *Studi e Ricerche*, Vol.16, Scuola di Spec. in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano.
- Bontempi, F., Malerba, P.G., (1997), "The role of softening in the numerical analysis of r.c. framed structures.", *Structural Engineering and Mechanics*, Vol.5, No.6, pp.785-801.
- Bontempi, F., Malerba, P.G., (1997), "Ruolo del softening nell'analisi numerica di strutture intelaiate in c.a.", *Atti Giornate AICAP 1997 dedicate a Carlo Cestelli Guidi*, Roma 1997.
- Foster, S.J., Gilbert, R.I., (1998), Experimental Studies on High-Strength Deep Beams, *ACI Structural Journal*, V.95, No.4, July-August, pp.382-390.
- Malerba, P.G., ed. (1998), *Analisi limite e non lineare di strutture in calcestruzzo armato.*, CISM, Collana di Ingegneria Strutturale No.10.
- Tan, K.H., Kong, F.K., Teng, S., Weng, L.W., (1997), Effect of Web Reinforcement on High-Strength Concrete Deep Beams, *ACI Structural Journal*, V.94, No.5, September-October, pp.572-582.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P., (1986), The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to Shear., *ACI Structural Journal*, V. Title no.83-22, pp.219-231.
- Vecchio, F.J., Collins, M.P., Aspiotis, J., (1994), High-Strength Concrete Elements Subjected to Shear, *ACI Struct.J.*, V.91, No. 4, July-Aug., pp.423-433.
- Xie, Y., Ahmad, S., Yu, T., Hino, S., Chung, W., (1994), Shear Ductility of Reinforced Concrete Beams of Normal and High Strength Concrete, *ACI Structural Journal*, V.91, No.2, Mar.-Apr., pp.140-149.

ROTTURA PER TAGLIO IN TRAVI DI CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA

Alberto BERNARDINI, Claudio MODENA, Carlo PELLEGRINO

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti - Università degli Studi di Padova
Via Marzolo, 9 – 35131 PADOVA

SOMMARIO

Il lavoro riguarda lo studio del comportamento a taglio di travi in calcestruzzo armato ordinario e ad alta resistenza. In particolare si studiano le modalità di fessurazione e di rottura e si evidenziano le differenze di resistenza e deformabilità in travi con e senza armatura trasversale. Si vuole osservare l'influenza, sulla resistenza a taglio, del rapporto luce di taglio-altezza utile oltre che della classe del calcestruzzo e della percentuale geometrica dell'armatura a taglio. A tale proposito si è eseguita una serie di prove sperimentali di flessione su 18 travi in calcestruzzo armato ordinario e ad alta resistenza.

SUMMARY

The paper deals with the study of the shear behaviour of reinforced normal and high strength concrete beams. In particular we study the cracking and rupture modalities and point out the differences of strength and deformability in beams with and without transversal reinforcement. We want to observe the influence of the shear span-depth ratio, concrete strength and geometric percentage of transversal steel on the shear strength. For this reason a series of experimental bending tests on 18 reinforced normal and high strength concrete beams is executed.

1. INTRODUZIONE

Come è noto, almeno per le strutture non ordinarie quali ponti e grandi edifici, va diffondendosi l'utilizzo dei cosiddetti calcestruzzi ad alta resistenza aventi prestazioni sempre più elevate che permettono di ridurre notevolmente i pesi in gioco e di ottenere prestazioni molto interessanti. Si riescono infatti a raggiungere resistenze a compressione molto elevate (attorno ai 100+130 MPa) prestando particolare attenzione alla qualità degli aggregati e al mix design, utilizzando additivi specifici come i fumi di silice e riducendo notevolmente il rapporto acqua-cemento.

I calcestruzzi ad alta resistenza, oltre alle elevate prestazioni da un punto di vista meccanico, presentano,

rispetto ai calcestruzzi ordinari, migliori caratteristiche di durabilità, minori deformazioni differite, bassa permeabilità, maggiore resistenza all'abrasione e agli agenti chimici e fisici, e migliore lavorabilità. A fronte di questi vantaggi, uno degli inconvenienti principali consiste nella elevata fragilità sia in trazione che in compressione.

Tra i vari aspetti che, ad opinione degli autori, restano ancora da chiarire sul comportamento dei calcestruzzi ad alta resistenza c'è sicuramente la comprensione delle modalità di fessurazione specialmente nel caso in cui gli elementi strutturali siano sottoposti a sollecitazioni prevalenti di taglio.

Tra l'altro, i codici tuttora in circolazione non danno ancora delle indicazioni affidabili per questo tipo di

calcestruzzi visto che, utilizzando le stesse formulazioni dei calcestruzzi ordinari, si ottengono talvolta risultati non attendibili.

Inoltre, benchè siano state proposte molte relazioni semi-empiriche per determinare la resistenza a taglio di travi in calcestruzzo armato ad alta resistenza, ancora non sono disponibili dei semplici ed affidabili modelli analitici per la sua valutazione.

Il presente lavoro vuole approfondire lo studio del comportamento a taglio di travi in calcestruzzo normale e ad alta resistenza in modo da fornire delle informazioni, su una discreta quantità di casi, utili alla quantificazione della resistenza al taglio di travi in calcestruzzo armato con e senza armatura trasversale. Si è eseguita, a tale proposito, una indagine sperimentale su 18 travi.

Uno degli obiettivi è quello di evidenziare le differenze di comportamento da un punto di vista della resistenza e della deformabilità.

Ci si soffermerà inoltre sull'influenza di una serie di fattori sui modi di rottura delle travi e sulle modalità di fessurazione. Come si è potuto dedurre da una serie di lavori sull'argomento [1-6] anche molto recenti [7, 8] e da alcune esperienze degli autori [9, 10] alcuni di tali fattori sono il coefficiente $M/Vd = a/d$ (rapporto luce di taglio - altezza utile), la forma e le dimensioni della sezione, la percentuale di armatura longitudinale tesa, la percentuale, la posizione ed il tipo di armature trasversali, le caratteristiche meccaniche dei materiali (acciaio e calcestruzzo) nonché le caratteristiche di aderenza acciaio-calcestruzzo. Per studiare l'influenza del rapporto luce di taglio-altezza utile e delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo (normale e ad alta resistenza) nell'indagine sperimentale che si descriverà nel seguito si sono mantenute costanti sia la luce delle travi che le dimensioni della sezione (variando ovviamente l'armatura longitudinale in modo che si verifici sempre una rottura per taglio).

2. INDAGINE SPERIMENTALE

L'indagine sperimentale ha come obiettivo lo studio dei meccanismi resistenti a taglio e delle modalità di rottura di travi in calcestruzzo armato ad alta resistenza. A tale proposito si sono effettuate prove sperimentali su travi in calcestruzzo ad alta resistenza confrontando successivamente i risultati ottenuti con quelli relativi a prove su analoghi elementi strutturali in calcestruzzo ordinario.

Sono state utilizzate tre classi di calcestruzzo: due classi corrispondenti approssimativamente ai valori medi e massimi del campo di variazione dei calcestruzzi normali (30 e 60 MPa) ed una classe ad alta resistenza (100 MPa).

Si è proceduto, preliminarmente, alla caratterizzazione meccanica di tutte le classi di calcestruzzo considerate, ottenendo risultati in sostanziale accordo con [10].

Nella Tabella 1 si riportano i valori della resistenza cubica a compressione a 28 gg - $f_{c,cub,m}$, della resistenza cilindrica a compressione a 28 gg - $f_{c,m}$, del modulo elastico secante a compressione - $E_{c,m}$ e della resistenza a trazione indiretta su cilindri (prova Brasiliana o splitting test) - $f_{ct,sp,m}$.

Classe calcestruzzo	$f_{c,cub,m}$ (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)	$E_{c,m}$ (GPa)	$f_{ct,sp,m}$ (MPa)
30	34,0	33,1	35,3	3,5
60	72,7	50,1	44,7	4,4
100	100,4	94,1	43,5	5,5

Tabella 1

In Fig. 1 si mostra la tipica rottura di tipo esplosivo del provino cubico relativo al calcestruzzo classe 100MPa.

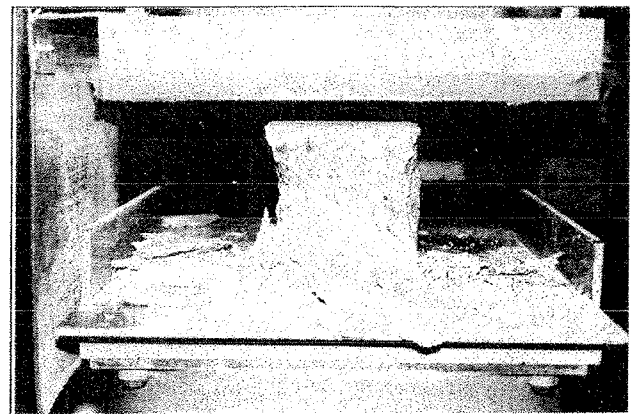


Fig. 1: Rottura di tipo esplosivo del provino cubico del calcestruzzo classe 100 MPa

Si sono prese in considerazione 18 travi (6 per ogni classe di calcestruzzo considerata) con la stessa luce e con le stesse dimensioni della sezione trasversale di calcestruzzo.

La luce è uguale a 200cm mentre le dimensioni $b_w \times h$ della sezione di calcestruzzo sono 15 x 30cm.

Le 18 travi sono state suddivise in due condizioni di armatura tipiche:

- tipo A: 6 travi senza armatura a taglio;
- tipo B: 12 travi con armatura a taglio (staffe).

Per tutte le 12 travi l'armatura a taglio è costituita da staffe ϕ 6 verticali ($\alpha=90^\circ$) a due braccia chiuse con passo $s=12$ cm costanti per le tre classi di resistenza del

calcestruzzo. La percentuale geometrica di armatura a taglio risulta quindi pari a:

$$\rho_w = A_{ws}/(s b_w) = 0,31\%$$

L'acciaio d'armatura è del tipo FeB44K ad aderenza migliorata. La tensione media di snervamento e la tensione media a rottura sono rispettivamente pari a

$$f_y = 545 \text{ MPa}$$

$$f_u = 645 \text{ MPa.}$$

Si sono considerati, inoltre, due schemi diversi di carico facendo variare il rapporto fra luce di taglio e altezza utile (a/d). In particolare:

- 9 travi con $a/d = 3$;
- 9 travi con $a/d = 4$.

In Figura 2 si mostrano i due schemi di carico utilizzati con le caratteristiche geometriche delle travi.

L'armatura longitudinale, riportata nella Tabella 1, è stata dimensionata in modo da evitare in ogni caso la rottura per flessione e permettere la rottura per taglio per tutte le travi.

Nella Figura 3 si mostra, a titolo di esempio, la disposizione dell'armatura longitudinale e delle staffe nelle travi TR100B.

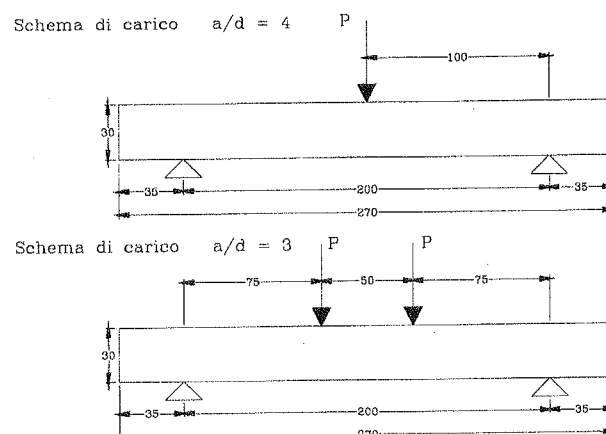


Figura 2: Schemi di carico

Trave	Classe cls MPa	Armatura longit. superiore		Armatura longit. inferiore		ρ_w %	Passo staffe cm	a/d
		diam.	cm ²	diam.	cm ²			
TR30A1	30	-	-	2 ϕ 14+2 ϕ 20	9.36	0.00	-	3
TR30A2	30	-	-	2 ϕ 14+2 ϕ 20	9.36	0.00	-	4
TR30B1	30	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 20+2 ϕ 22	13.88	0.31	1 ϕ 6/12	3
TR30B2	30	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 20+2 ϕ 22	13.88	0.31	1 ϕ 6/12	4
TR30B3	30	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 20+2 ϕ 22	13.88	0.31	1 ϕ 6/12	3
TR30B4	30	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 20+2 ϕ 22	13.88	0.31	1 ϕ 6/12	4
TR60A1	60	-	-	2 ϕ 20+2 ϕ 20	12.56	0.00	-	3
TR60A2	60	-	-	2 ϕ 20+2 ϕ 20	12.56	0.00	-	4
TR60B1	60	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 22+2 ϕ 24	16.64	0.31	1 ϕ 6/12	3
TR60B2	60	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 22+2 ϕ 24	16.64	0.31	1 ϕ 6/12	4
TR60B3	60	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 22+2 ϕ 24	16.64	0.31	1 ϕ 6/12	3
TR60B4	60	2 ϕ 22	7.60	2 ϕ 22+2 ϕ 24	16.64	0.31	1 ϕ 6/12	4
TR100A1	100	-	-	2 ϕ 22+2 ϕ 22	15.20	0.00	-	3
TR100A2	100	-	-	2 ϕ 22+2 ϕ 22	15.20	0.00	-	4
TR100B1	100	2 ϕ 16	4.02	2 ϕ 22+2 ϕ 28	19.92	0.31	1 ϕ 6/12	3
TR100B2	100	2 ϕ 16	4.02	2 ϕ 22+2 ϕ 28	19.92	0.31	1 ϕ 6/12	4
TR100B3	100	2 ϕ 16	4.02	2 ϕ 22+2 ϕ 28	19.92	0.31	1 ϕ 6/12	3
TR100B4	100	2 ϕ 16	4.02	2 ϕ 22+2 ϕ 28	19.92	0.31	1 ϕ 6/12	4

Tabella 2: Caratteristiche delle travi

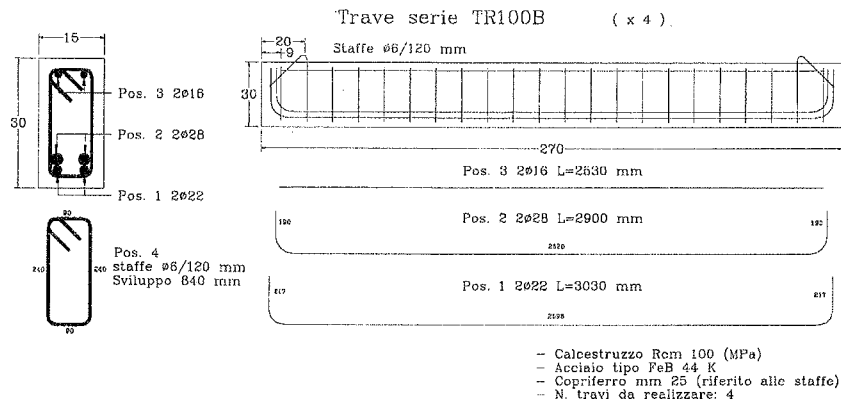


Figura 3: Armatura trasversale e longitudinale

3. RISULTATI

Si è potuto costruire un diagramma della freccia in mezzeria in funzione del carico fino alla rottura ottenendo così gli sforzi di taglio corrispondenti al collasso delle varie travi. In Fig. 4 si riporta, a titolo di esempio, uno di tali diagrammi confrontato con quello basato sulle indicazioni dell'Eurocodice 2 [10].

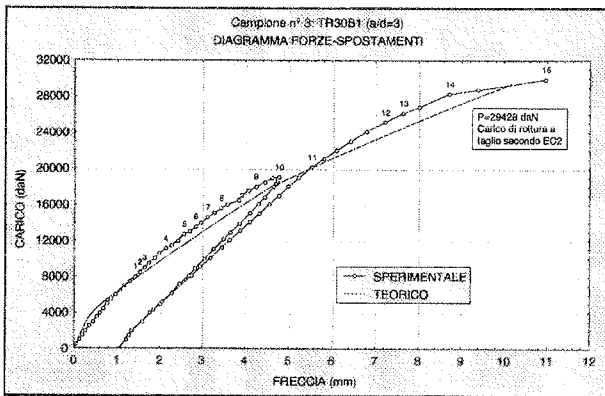


Fig. 4: Diagramma della freccia in mezzeria in funzione del carico

3.1 Normativa di riferimento

Secondo l'Eurocodice 2 [10] il valore di calcolo della resistenza a taglio di una trave con armature trasversali costituite da staffe verticali è data da:

$$V_{Rd3} = V_{Rd1} + V_{wd} < V_{Rd2} \quad (1)$$

dove:

- V_{Rd1} = contributo del calcestruzzo
- V_{wd} = contributo delle staffe
- V_{Rd2} = resistenza allo schiacciamento del puntone

compresso

I termini in gioco hanno la seguente espressione:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d \quad (2)$$

$$V_{wd} = A_{sw}/s \cdot 0.9 d f_{ywd} \quad (3)$$

$$V_{Rd2} = (1/2) v f_{cd} b_w \cdot 0.9 d \quad (4)$$

in cui:

τ_{Rd} = resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento pari a $(0.25 f_{ctk0.05})/\gamma_c$ dove $f_{ctk0.05}$ è il valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione del calcestruzzo e γ_c il coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo.

$\rho_1 = A_{sl}/b_w d \leq 0.02$ con A_{sl} area delle armature longitudinali

$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$ con N_{sd} sforzo di compressione agente e A_c area del calcestruzzo

b_w = larghezza minima della sezione

d = altezza utile della sezione

A_{sw} = area dell'armatura a taglio

s = passo delle staffe

f_{ywd} = valore di snervamento di calcolo delle armature a taglio

v = fattore di efficienza pari a $0.7 - f_{ck}/200 \geq 0.5$

f_{ck} = resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo

f_{cd} = valore di calcolo della resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo

3.2 Confronto teorico-sperimentale

Si riportano in Tabella 2 gli sforzi di taglio a rottura V_{Rd} confrontati con quelli teorici V_{rd} derivanti

dall'applicazione dei modelli di calcolo dell'Eurocodice 2 [10]. Peraltro i valori delle resistenze dei materiali che sono stati utilizzati nelle espressioni (2), (3) e (4) corrispondono ai valori medi riscontrati nelle prove di caratterizzazione e riportati in Tabella 1.

Trave	a/d	V_{ru} (kN)	V_{rd} (EC2) (kN)	V_{ru}/V_{rd}
TR30A1	3	63,5	89,2	0,71
TR30A2	4	62,5	89,2	0,70
TR30B1	3	149,5	147,1	1,02
TR30B2	4	141,3	147,1	0,96
TR30B3	3	152,2	147,1	1,03
TR30B4	4	145,4	147,1	0,99
TR60A1	3	90,4	111,0	0,81
TR60A2	4	85,3	111,0	0,77
TR60B1	3	217,4	168,5	1,29
TR60B2	4	170,7	168,5	1,01
TR60B3	3	205,2	168,5	1,22
TR60B4	4	172,7	168,5	1,02
TR100A1	3	145,6	137,8	1,06
TR100A2	4	77,8	137,8	0,56
TR100B1	3	204,6	194,9	1,05
TR100B2	4	180,9	194,9	0,93
TR100B3	3	200,2	194,9	1,03
TR100B4	4	182,4	194,9	0,94

Tabella 2: Confronto tra il taglio ultimo a rottura ed il taglio ultimo teorico secondo l'EC2 [2]

Nelle Figure 5 e 6 si riportano i valori della resistenza ultima a taglio rispettivamente per le travi senza e con armatura trasversale. Nelle Figure 7 e 8 vengono invece mostrati i valori dei rapporti V_{ru}/V_{rd} rispettivamente per le travi senza e con staffe verticali.

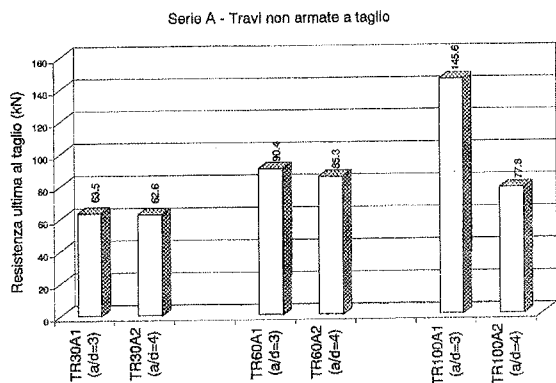


Fig. 5: Valori della resistenza ultima al taglio per le travi senza armatura trasversale

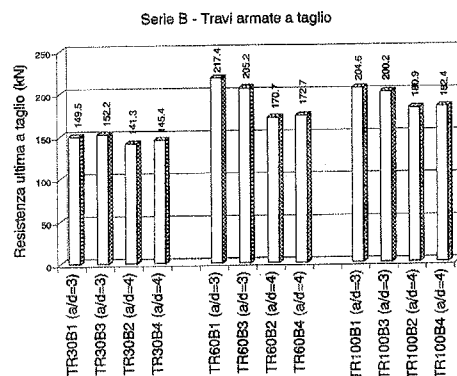


Fig. 6: Valori della resistenza ultima al taglio per le travi con armatura trasversale

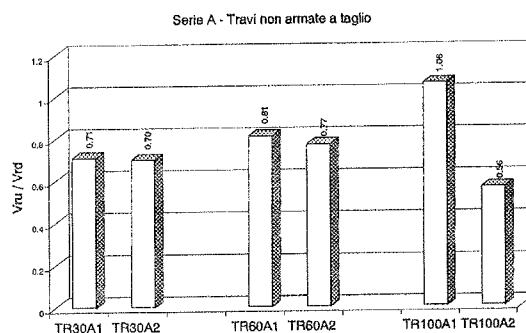


Fig. 7: Valori dei rapporti V_{ru}/V_{rd} per le travi con armature trasversali

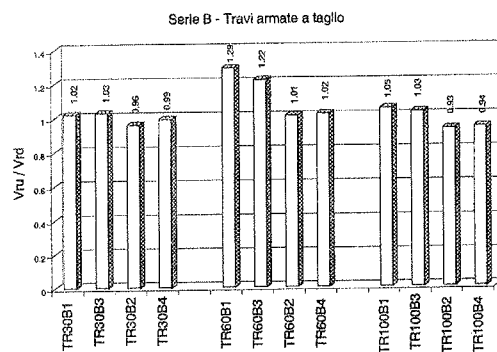


Fig. 8: Valori dei rapporti V_{ru}/V_{rd} per le travi senza armature trasversali

3.3 Quadri fessurativi

Nelle Figure 9a-n si mostrano i quadri fessurativi a rottura ottenuti per 12 delle 18 travi oggetto della sperimentazione. I 6 casi non riportati riguardano le travi tipo TRxxB1 e TRxxB2, di calcestruzzo classe 30, 60 e 100, armate a taglio, le cui caratteristiche geometriche sono uguali rispettivamente alle travi TRxxB3 e TRxxB4. I quadri fessurativi sono risultati molto simili.

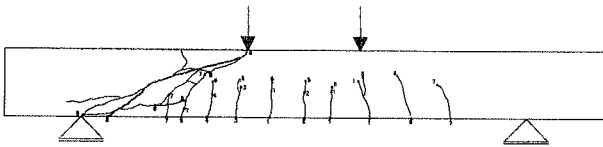


Fig. 9a: Modo di rottura della trave TR30A1

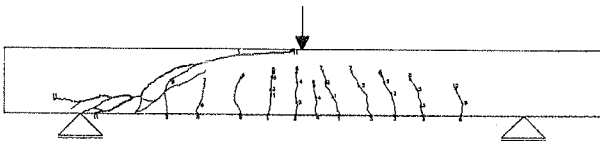


Fig. 9b: Modo di rottura della trave TR30A2

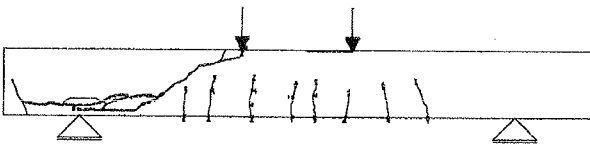


Fig. 9c: Modo di rottura della trave TR60A1

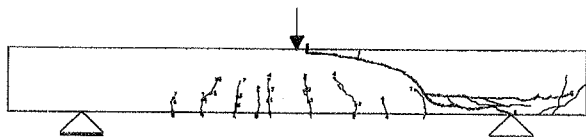


Fig. 9d: Modo di rottura della trave TR60A2

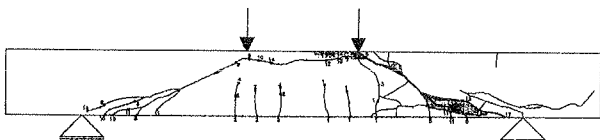


Fig. 9e: Modo di rottura della trave TR100A1

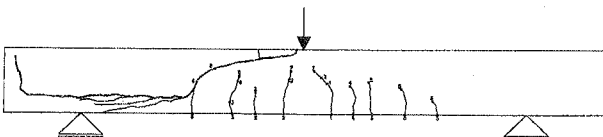


Fig. 9f: Modo di rottura della trave TR100A2

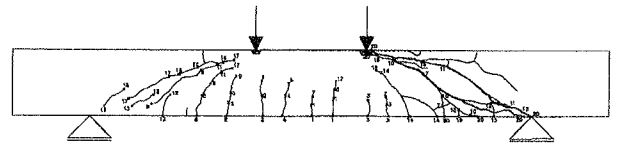


Fig. 9g: Modo di rottura della trave TR30B3

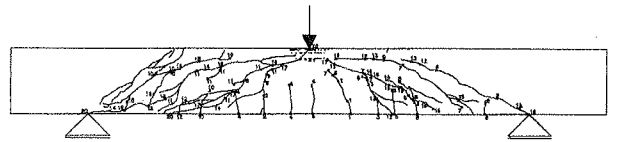


Fig. 9h: Modo di rottura della trave TR30B4

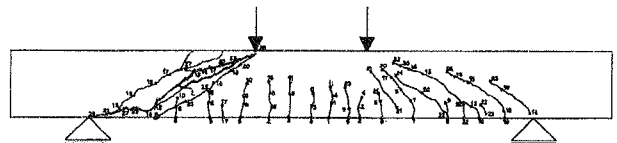


Fig. 9i: Modo di rottura della trave TR60B3

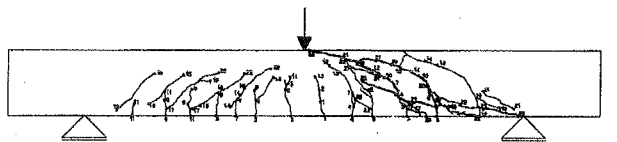


Fig. 9l: Modo di rottura della trave TR60B4

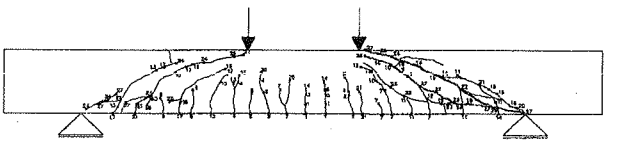


Fig. 9m: Modo di rottura della trave TR100B3

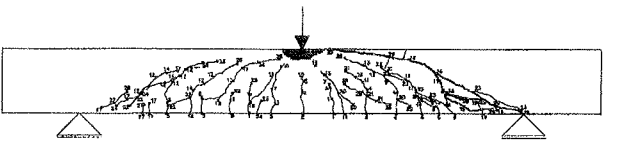


Fig. 9n: Modo di rottura della trave TR100B4

3.4 Discussione

Dall'analisi dei risultati si possono dedurre delle utili informazioni per la modellazione del comportamento a rottura per taglio di travi in calcestruzzo armato ordinario e ad alta resistenza.

3.4.1 Travi non armate a taglio

Dall'esame della Fig. 7 si può affermare che le formulazioni proposte dall'Eurocodice 2 [10] tendono a sovrastimare il valore del taglio ultimo che determina la rottura della trave per le tre classi di calcestruzzo considerate. A tale proposito si fa osservare che, per la determinazione della resistenza al taglio di calcolo, i valori della resistenza a trazione assiale sono stati ottenuti tramite i valori di resistenza a trazione sperimentali derivanti dalla prova brasiliana.

Si è potuta osservare una rottura dell'ancoraggio caratterizzata da fessure longitudinali parallele all'armatura. Si sono combinati gli effetti delle elevate tensioni tangenziali nelle zone di ancoraggio e delle tensioni trasversali di trazione equilibranti il contributo resistente allo sforzo di taglio per effetto "bietta".

Inoltre, nel passare da un rapporto luce di taglio-altezza utile $a/d=3$ ad un rapporto $a/d=4$ non si sono riscontrate sensibili differenze nel valore del taglio ultimo a rottura per le classi 30 e 60 ed il tipo di rottura risulta molto simile nei due casi.

La trave con calcestruzzo di classe 100, in accordo con quanto già riscontrato in [1] ha presentato un comportamento differente nel passaggio da un rapporto $a/d=3$ ad un rapporto $a/d=4$ modificando in maniera evidente il modo di rottura.

Con $a/d=3$ si è avuta una rottura dell'ancoraggio con effetto arco-tirante per un valore del taglio ultimo in accordo con l'elevata resistenza a compressione (Fig. 10).

Con un rapporto $a/d=4$ si è riscontrata una rottura del puntone compresso (Fig. 11) per un valore del carico notevolmente inferiore rispetto al caso con $a/d=3$ ed anche rispetto a quello previsto dall'Eurocodice [10]. Tale fenomeno si può spiegare osservando che nel caso in cui $a/d=4$ il puntone compresso risulta più snello e quindi più facilmente soggetto ad instabilità.

Come già osservato in [2], [4], [6], si è inoltre riscontrata una superficie di frattura quasi liscia; tale fenomeno potrebbe indurre a pensare che il contributo dovuto all'ingranamento dell'inerte diminuisca all'aumentare della resistenza a compressione del calcestruzzo.

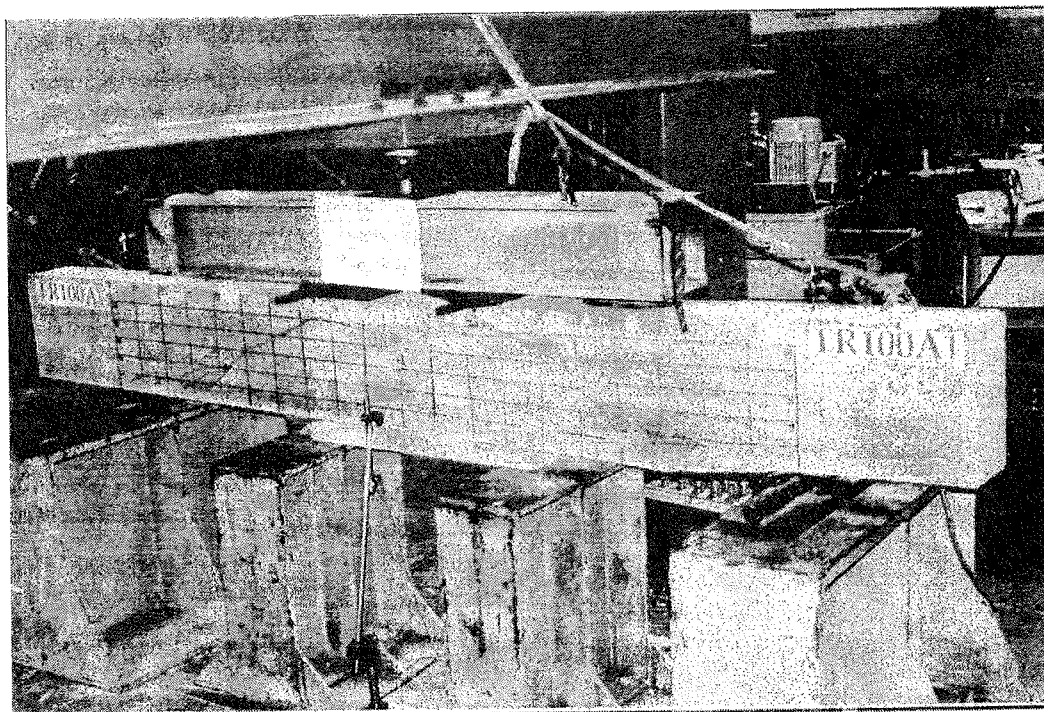


Fig. 10: Rottura della trave TR100A1

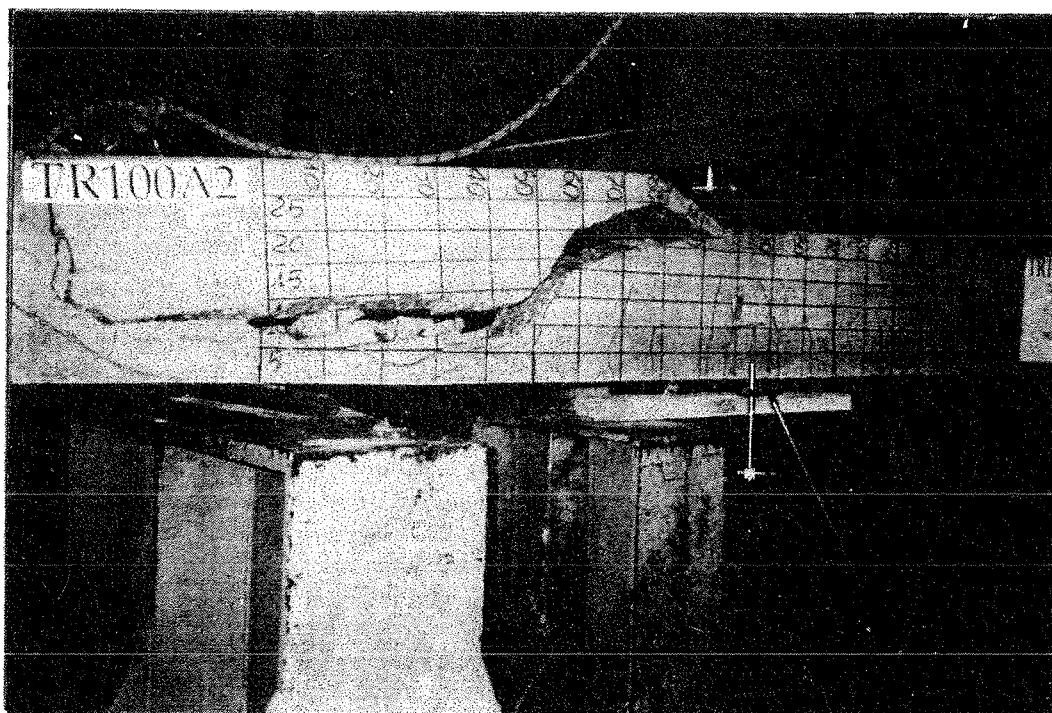


Fig. 11: Rottura della trave TR100A2

3.4.2 Travi con armatura a taglio

Per la classe 30 la resistenza a taglio di calcolo [10] risulta in accordo con i dati sperimentali e risulta pressoché ininfluente il passaggio da $a/d=3$ ad $a/d=4$ per ciò che riguarda la resistenza ultima a taglio (come già evidenziato per le travi senza armatura a taglio).

Si sono riscontrati incrementi delle resistenze sperimentali rispetto al valore di calcolo per la classe 60 con un rapporto luce di taglio-altezza utile pari a 3; per $a/d=4$ si ottiene invece un valore sperimentale della resistenza a taglio che risulta prossimo a quello di calcolo.

Da un confronto tra i risultati ottenuti, con rapporto $a/d=3$ e $a/d=4$, per la classe 100 con quelli per la classe 60, risulta che la resistenza ultima a taglio è pressoché

identica fra le due classi. A tale proposito si può ipotizzare che, con l'aumentare della resistenza a compressione e a parità di armatura a taglio, si abbia una riduzione del contributo di resistenza dovuto dall'ingranamento dell'inerte come osservato nei modi di rottura delle travi senza armatura tagliante. Venendo a ridursi tale contributo si ha probabilmente un aumento della quota di taglio sopportata dalle staffe. Ciò risulta in accordo con quanto proposto in [6] dove si consiglia di aumentare la quantità minima di armatura a taglio con l'aumentare della resistenza a compressione del calcestruzzo.

In Fig. 12 e 13 si mostra il modo di rottura delle travi di calcestruzzo classe 100 con armatura trasversale rispettivamente con rapporto $a/d=3$ e $a/d=4$.

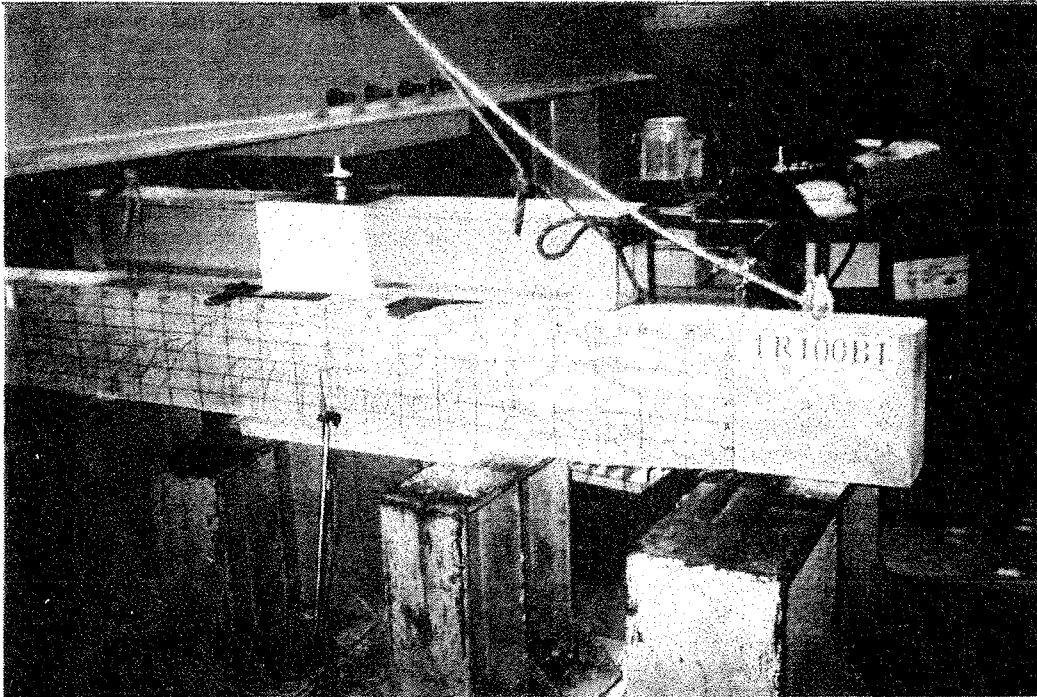


Fig.12: Rottura della trave TR100B1

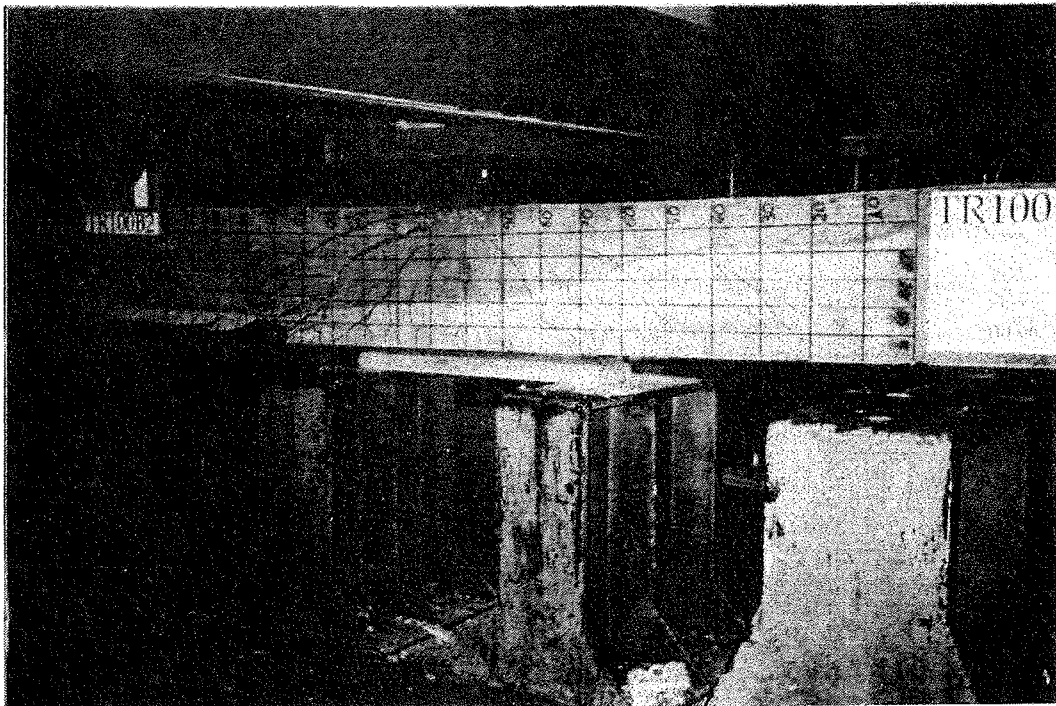


Fig. 13: Rottura della trave TR100B2

4. CONCLUSIONI

Si è eseguita una indagine sperimentale su 18 travi in calcestruzzo armato ordinario e ad alta resistenza osservando, per tutte le travi, una rottura per taglio.

La sperimentazione è stata condotta su 6 travi senza armatura trasversale e su 12 travi con armatura trasversale.

Il lavoro ha fornito indicazioni utili alla modellazione del comportamento a taglio in fase fessurata di calcestruzzi ordinari e ad alta resistenza analizzando in maniera critica i modelli presenti nell'Eurocodice 2 per i calcestruzzi normali.

Per quanto riguarda le travi senza armatura d'anima le formulazioni dell'Eurocodice sembrano sovrastimare le effettive resistenze sia nel caso di calcestruzzo normale che nel caso di calcestruzzo ad alta resistenza per $a/d=4$.

Per quanto riguarda invece le travi con armatura d'anima le formulazioni dell'Eurocodice 2 sembrano rispettate per calcestruzzi di classe 30, 60 e 100 per $a/d=3$.

Si nota comunque in ogni classe (ma particolarmente per la classe 60) una certa riduzione della resistenza al taglio passando da $a/d=3$ ad $a/d=4$.

Complessivamente la variazione di resistenza al taglio nel passaggio dalla classe 60 alla classe 100 risulta inferiore a quanto ci si potrebbe aspettare estrapolando ai calcestruzzi di classe 100 le formule dell'Eurocodice. Si ipotizza che su tali differenze di comportamento possa avere una qualche influenza la minore rugosità delle fessure dei calcestruzzi ad alta resistenza rispetto a quelli ordinari e la conseguente riduzione del contributo di resistenza al taglio per ingranamento degli inerti.

RINGRAZIAMENTI: Gli autori ringraziano l'ing. Diego Chinellato per l'utile lavoro di sperimentazione svolto durante la tesi di laurea.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] Mphonde A. G., Frantz G. C., 1984, "Shear tests of high and low strength concrete beams without stirrups" ACI Journal, V. 81, No. 4, pp. 350-357.
- [2] Elzanaty A. H., Nilson A. H., Slate F. O., 1986, "Shear capacity of reinforced concrete beams using high-strength concrete", ACI Journal, V. 83, pp. 290-296.
- [3] Ahmad S. H., Khaloo, A. R., Poveda, A., 1986, "Shear capacity of reinforced high-strength concrete beams", ACI Journal, V. 83, pp. 297-305.
- [4] Johnson M. K., Ramirez J. A., 1989, "Minimum shear reinforcement in beams with higher strength concrete", ACI Structural Journal, V. 86, No. 4, pp. 376-382.
- [5] Sarsam K. F., Al-Musawi J. M. S., 1992, "Shear design of high- and normal strength concrete beams with web reinforcement", ACI Structural Journal, V. 89, No. 6, pp. 658-664.
- [6] Yoon Y. S., Cook W. D., Mitchell D., 1996, "Minimum shear reinforced in normal medium and high-strength concrete", ACI Structural Journal, V. 93, No. 5, pp. 576-584.
- [7] Pecce M., Fabbrocino G., 1999, "Plastic rotation capacity of beams in normal and high-performance concrete", ACI Structural Journal, V. 96, No. 2, pp. 290-296.
- [8] Lorrain M., Maurel O., Seffo M., 1998, "Cracking behaviour of reinforced high-strength concrete tension ties" ACI Structural Journal, V. 95, No. 5, pp. 626-635.
- [8] Modena C., Berto P., 1999, "Indagini comparative sull'interazione con l'acciaio e sulla fessurazione di calcestruzzi normali ed ad alta resistenza", La evoluzione tecnologica delle opere in c.a. e c.a.p. per lo sviluppo delle esigenze e delle attività produttive: i grandi contenitori, Giornate AICAP'95.
- [9] Bernardini A., Modena C., Pellegrino C., 1999, "Comparazioni sperimentali dei modi di rottura a taglio in travi di calcestruzzo normale e ad alta resistenza", La sicurezza delle strutture in calcestruzzo ad alte prestazioni, Progetto Nazionale Cofinanziato dal MURST, Giornate di Studio, IUAV Venezia.
- [10] ENV 206 Eurocodice 2, 1991 "Progettazione delle strutture cementizie -Parte I: Regole generali e regole per gli edifici".

RIABILITAZIONE DI UNA COSTRUZIONE SNELLA IN CALCESTRUZZO ARMATO DEGLI ANNI TRENTA

Clara BERTOLINI CESTARI

Dipartimento di Progettazione Architettonica
Politecnico di Torino

Roberto ROCCATI

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Politecnico di Torino

SOMMARIO

La memoria prende in esame il comportamento statico e dinamico di un'antenna-faro molto snella, costruita nel 1937 per illuminare la piazza antistante la stazione ferroviaria di Cuneo, diventata ora simbolo della Città. L'analisi strutturale è stata condotta in previsione di un restauro della antenna utilizzando modelli numerici sia di tipo unifilare e che tridimensionale; per la determinazione della freccia massima si è tenuto conto dell'effetto della fessurazione del calcestruzzo. Ai fini di irrigidire lo stelo dell'antenna e di ovviare al degrado del calcestruzzo è stato proposto un sistema di intervento leggero a base di compositi in fibra di carbonio impregnati *in situ* da una matrice polimerica.

SUMMARY

The paper refers to the static and dynamic structural behaviour of a reinforced concrete antenna, built in 1937 for illumination purpose, now symbol of Cuneo's city. The structural analysis has been made in view of the restoration; the method used is based on the construction of numerical models, both unifilar and three-dimensional; to determinate the highest value of deflection is taken in account the effect of concrete micro cracking. To stiffen the antenna's stem and block the concrete deterioration, has been proposed a light treatment of "fiber reinforced polymer" impregnated *in situ* by an epoxidic resin matrix.

1. IL CALCOLO STORICO DEL "FARO"

Il faro fu progettato dall'ing. Cesare Vinaj per illuminare la piazza antistante la stazione ferroviaria della città di Cuneo (fig. 1).

La progettazione strutturale fu eseguita dall'ing. Remo Locchi (1) che verificò le varie sezioni anulari in cemento armato della snella antenna, soggetta al peso proprio ed all'azione del vento.

L'antenna ha un'altezza di 54 m, la piastra di fondazione ottagonale ha un apotema di 4,20 m; i primi quattro tronchi in elevazione hanno una sezione ottagonale cava mentre gli ultimi tre tronchi in alto hanno sezione a forma di corona circolare con diametri esterni che si riducono da 1,50 m a 0,90 m mentre il

foro interno ha sempre un diametro di 0,65 m, per il passo d'uomo.

Il globo luminoso ha una forma a tronco di piramide rovescia con pianta decagonale chiusa da due solette che fanno una da piano di calpestio e l'altra da copertura.

La sezione soggetta al più elevato stato tensionale è posta a quota +10 m (ϕ est. 150 cm, ϕ int. 65 cm) ed è armata con n° 24 barre ϕ 25 mm più n° 24 barre ϕ 30 mm alternate (fig. 2); la percentuale di armatura risulta pari al 2,1%; le staffe circolari ϕ 12 mm sono disposte ogni 20 cm su tutta l'altezza dell'antenna.

Per le armature fu adottato un acciaio caratterizzato da una tensione di snervamento pari a 2'500 kg/cm² ed una tensione ammissibile di 1'000 kg/cm² corrispondente ad un coefficiente di sicurezza pari a 2,5.

Il calcestruzzo fu confezionato con cemento tipo 600 dosato a 320 kg/m³; la tensione ammissibile adottata nelle verifiche era di 60 kg/cm².

(1) Remo Locchi nacque a Torino nel 1889 e si laureò in ingegneria industriale nel 1912 presso il Politecnico di Torino, fu allievo di Camillo Guidi.

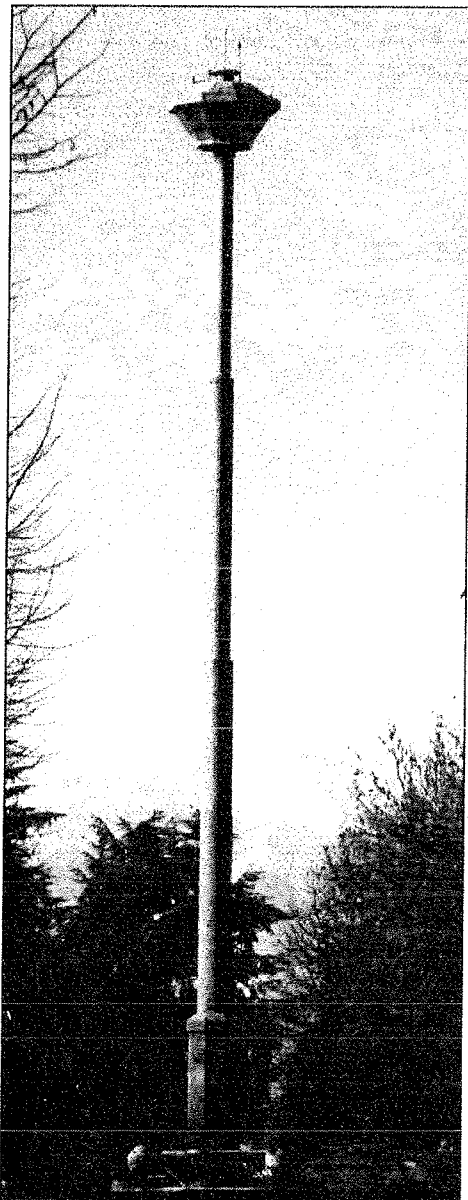


Fig. 1 - Una vista del "Faro" di Cuneo costruito nel 1937.

Per la determinazione della spinta del vento il progettista tenne conto della forma circolare dell'antenna assumendo una pressione pari ai 2/3 di 150 kg/m² e quindi un valore di 100 kg/m² sulla proiezione verticale della superficie cilindrica; ottenne così alla base della struttura un momento flettente di 253 660 kg·m; l'azione tagliante alla base dell'antenna pari a 7 554 kg è risultata prossima a quella valutata sulla base delle norme attuali (7 726 daN); la massima tensione sulla base fondale risultò di 1,36 kg/cm² (fig.3).

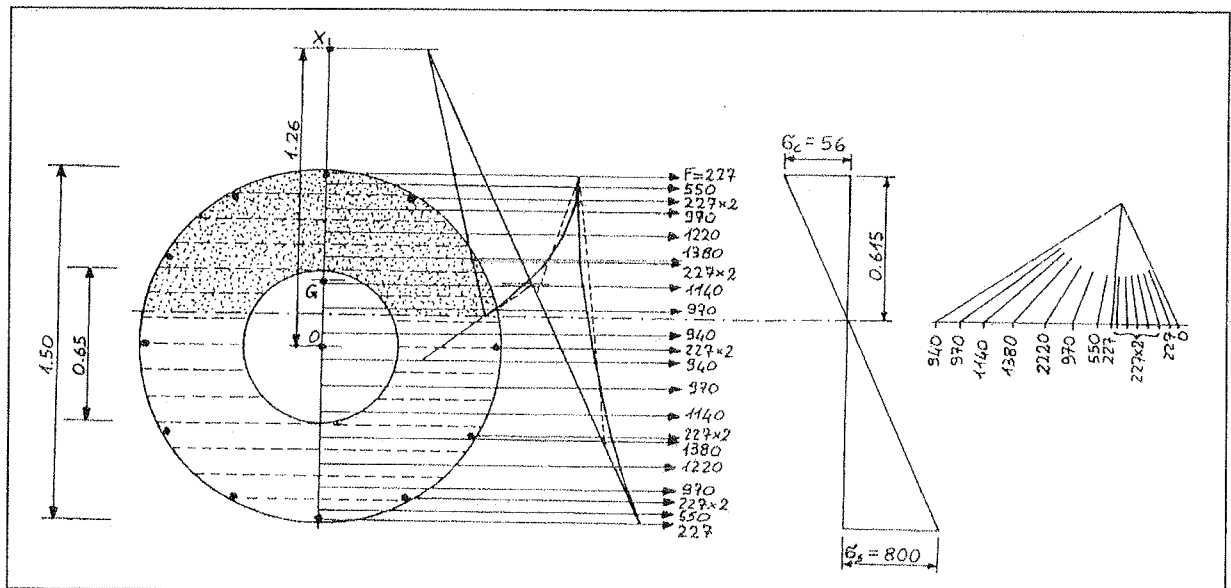
L'ing. Locchi per la verifica delle varie sezioni determinò la posizione dell'asse neutro con il metodo grafico in uso a quel tempo, suddividendo la sezione in 14 strisce parallele tra loro e perpendicolari all'asse di flessione (fig.2). Nei baricentri del ferro e delle strisce applicò delle forze proporzionali alle aree del ferro amplificato ed alle aree di calcestruzzo; mediante la costruzione del poligono funicolare determinò il punto in cui passa la retta baricentrica rispetto alla sezione reagente.

Tale procedimento di verifica delle sezioni presso-inflesse si rifaceva al cosiddetto metodo "Mohr-Guidi", introdotto da Camillo Guidi nel corso di Scienza delle costruzioni che caratterizzò il nascente Politecnico di Torino fondato nel 1906 a seguito dell'unificazione del Museo Industriale e della Scuola di Applicazione.

La sezione più sollecitata fu verificata con il metodo delle tensioni ammissibili: la massima tensione nel calcestruzzo risultò di 56 kg/cm² mentre quella nelle barre di acciaio di 800 kg/cm² (vedere tabella 1, primo rigo).

Nella progettazione e realizzazione del manufatto fu seguito il Regolamento italiano "Prescrizioni normali per le esecuzioni delle opere in cemento armato", R.D.L. n° 1'213 del 1933.

Fig. 2 - Determinazione nella sezione circolare soggetta a presso-flessione della posizione dell'asse neutro per via grafica secondo il metodo in vigore negli anni trenta.



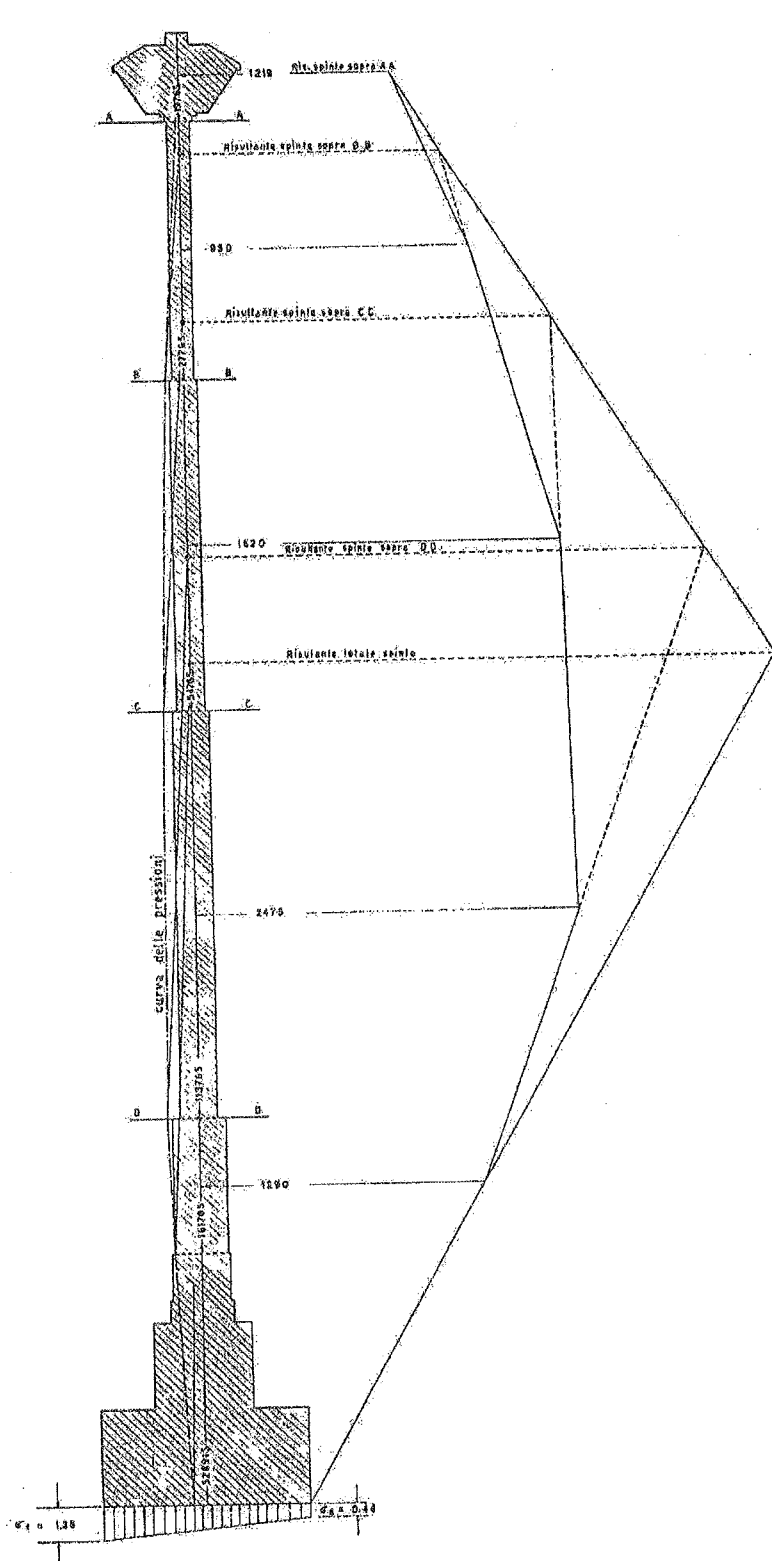


Fig. 3 - Curva delle pressioni e tensioni del terreno alla base dell'antenna relativa all'azione del vento secondo il calcolo del 1937.

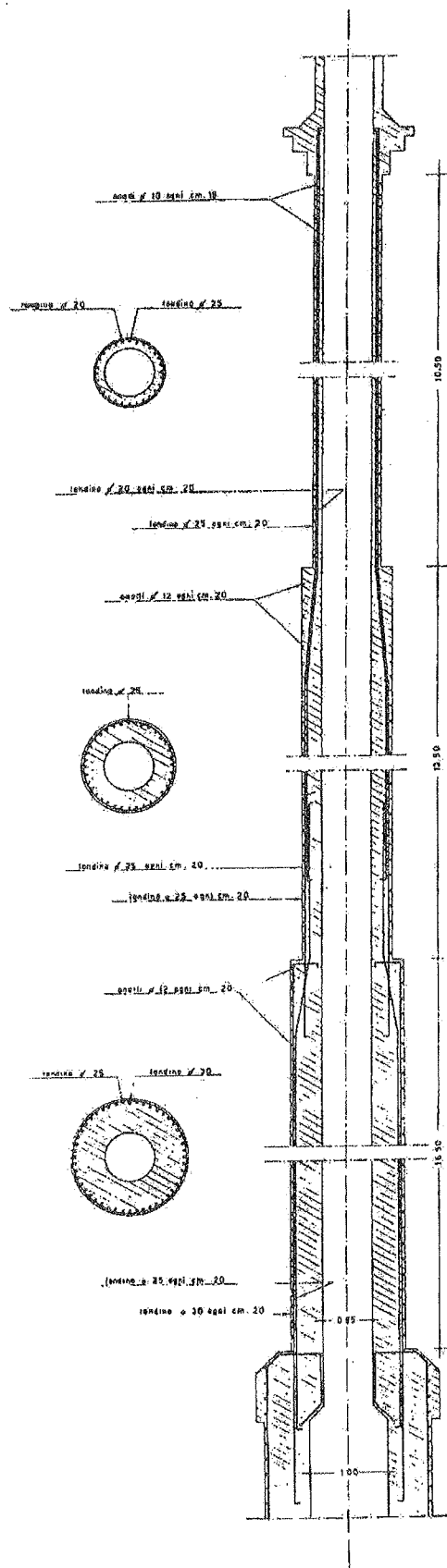


Fig. 4 - Disposizione delle armature metalliche negli ultimi tre tronchi dell'antenna dedotta dal progetto dell'ing. Remo Locchi; la sezione in basso a quota +10 m è la più critica nei riguardi delle verifiche.

2. MODELLI NUMERICI (FEM)

È stato costruito un primo modello numerico dell'antenna di tipo unifilare al fine di tracciare:

- i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione (N, T, M), vedere fig. 5
- la deformata dell'antenna a sezione variabile.

Per la valutazione della spinta del vento si è fatto riferimento alla normativa italiana più recente e si è tenuto conto della forma, dell'esposizione del sito e dei fenomeni dinamici; la pressione del vento è risultata di $76,4 \text{ daN/m}^2$ alla base e di $143,4 \text{ daN/m}^2$ in sommità.

I diversi valori delle caratteristiche di sollecitazione così ottenuti non differiscono in modo sensibile da quelli ricavati dall'ing. Locchi nel 1937.

Il modello unifilare è stato inoltre utilizzato in campo dinamico per l'analisi modale che ha consentito di determinare le frequenze e i periodi propri di oscillazione (fig.6).

Poiché il periodo corrispondente al primo modo è di 2,87 secondi è stato necessario procedere all'analisi dinamica che si è rivelata meno gravosa di quella dovuta all'azione del vento; più in particolare è stato assunto il grado di sismicità pari a 9 in quanto il GNDT ha allo studio la classificazione della zona con la 2ª categoria.

Allo scopo di valutare la concentrazione delle tensioni in corrispondenza delle brusche variazioni di sezione lungo l'antenna, è stato realizzato un modello di tipo tridimensionale utilizzando elementi di tipo "shell" (fig.7). Sia per il modello unifilare che per quello tridimensionale è stato usato il codice di calcolo ad elementi finiti Dolmen Win.

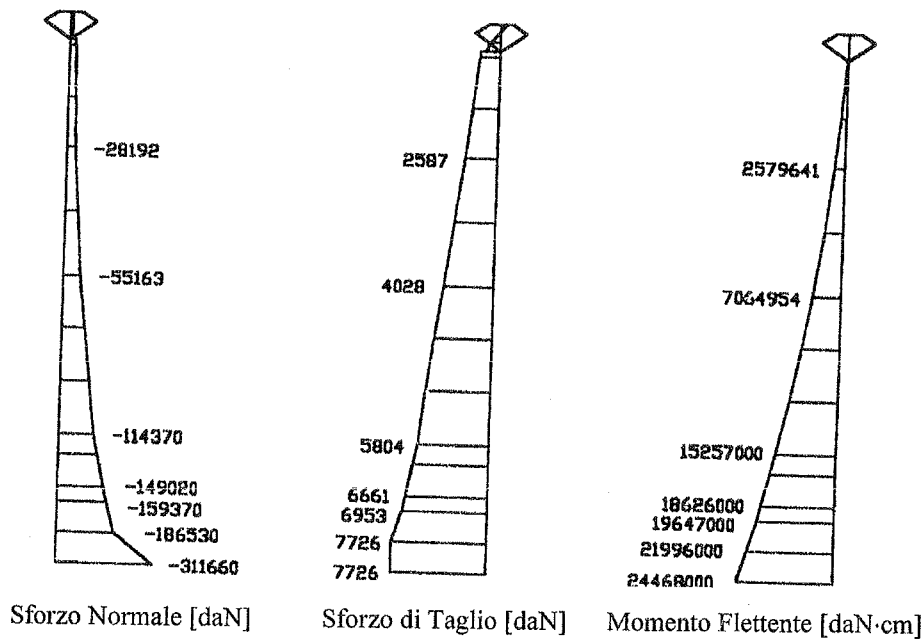


Fig. 5 - Diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione dovute all'azione del peso proprio e del vento.

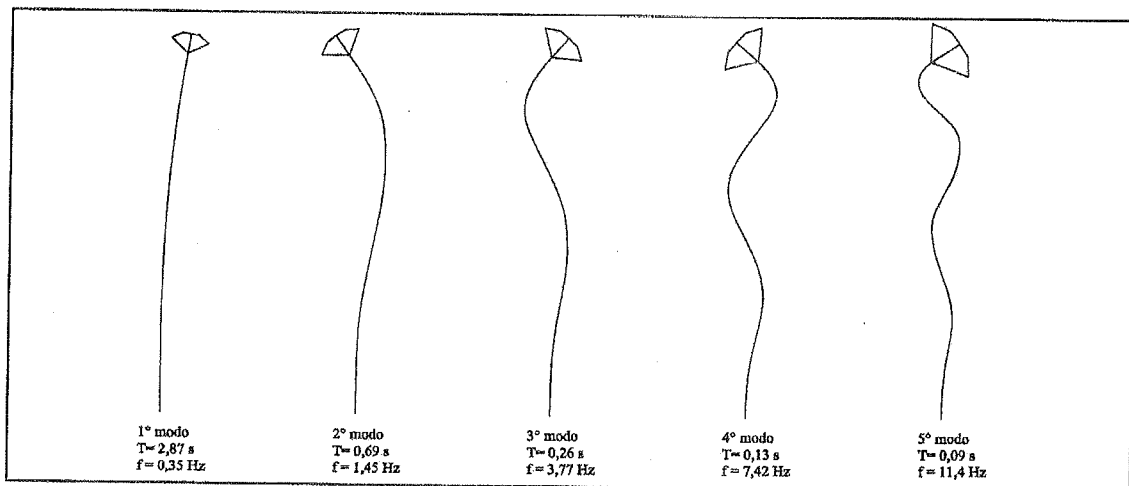


Fig. 6 - Risultati dell'analisi modale, oltre i primi 5 modi sono riportati i periodi propri di oscillazione e le frequenze.

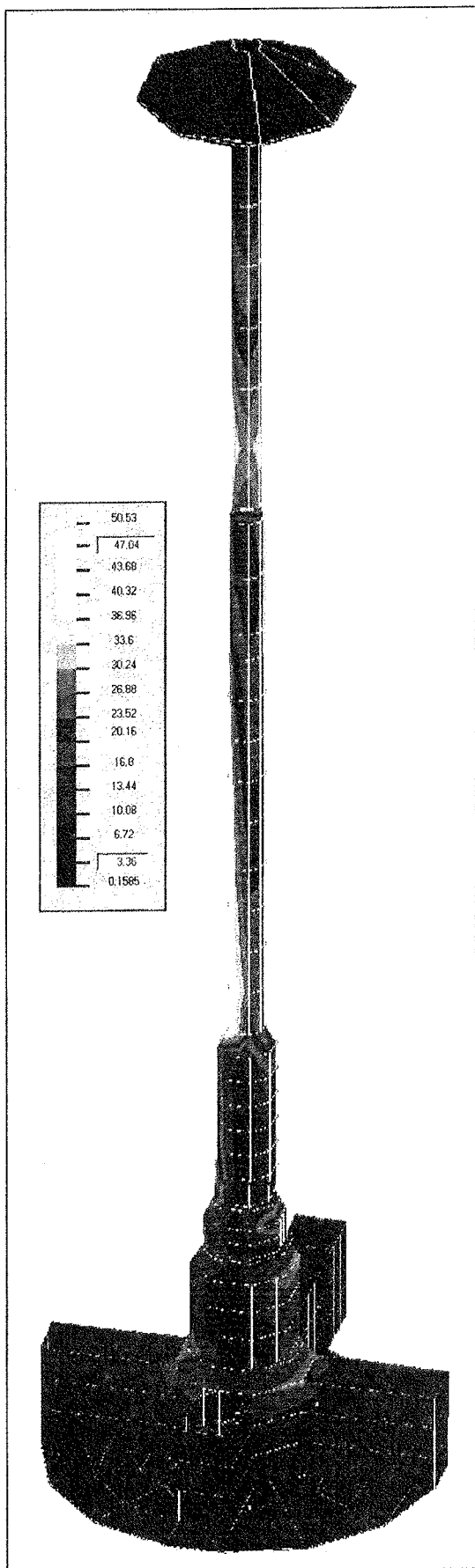


Fig. 7 – Modello FEM realizzato con elementi tipo "SHELL"; la "mappatura" è relativa allo stato di tensione.

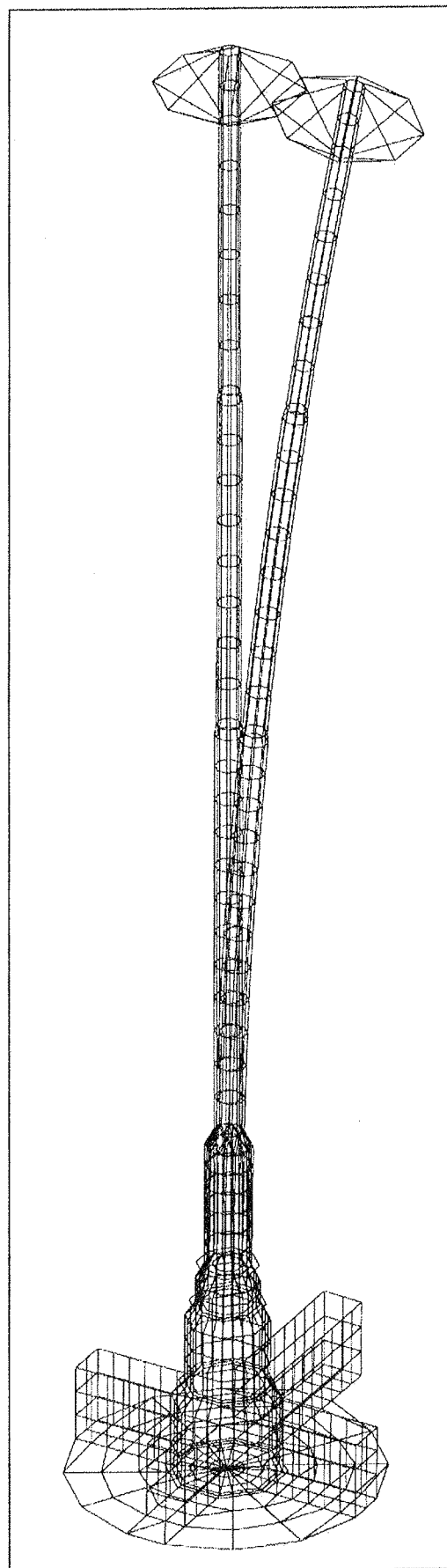


Fig. 8 – Modello FEM: "deformata" dovuta all'azione del vento.

3. DETERMINAZIONE DEGLI STATI TENSIONALI

La verifica della sezione in cemento armato più critica sotto l'aspetto tensionale è stata eseguita con il post processore del citato codice di calcolo, sia con il metodo delle tensioni ammissibili, sia col metodo semiprobabilistico agli stati limite; i risultati sono stati riassunti nella tabella 1.

La verifica attuale della sezione col metodo delle tensioni ammissibili condotta con calcolo automatico porta a valori delle tensioni nel calcestruzzo più basse di quelle ottenute con il metodo grafico nel 1937 mentre le tensioni nell'acciaio risultano maggiori del 15%.

L'elevato tasso di lavoro dei materiali, abbinato alla riduzione di sezione delle barre di acciaio per effetto della corrosione ed alla diminuzione di resistenza del calcestruzzo causata dalla carbonatazione, impone un diffuso intervento di rafforzamento.

Il rinforzo mediante fibre di carbonio abbassa la tensione del calcestruzzo di quasi il 13% e la tensione nell'acciaio del 16% ripristinando i richiesti coefficienti di sicurezza.

La tecnica di consolidamento adottata fa raggiungere alla sezione critica un momento resistente allo stato

limite ultimo di circa 50'000'000 daN-cm che risulta del 17% superiore a quello della sezione non rinforzata.

4. VALUTAZIONE DELLE DEFORMAZIONI

Sono state determinate diverse "deformate" in funzione delle varie ipotesi circa il comportamento del calcestruzzo in zona tesa e della presenza o meno dei rinforzi in fibre di carbonio (vedere tabella 2 e figura 8).

Caso 1 – sezione interamente reagente

Una prima deformata è stata ottenuta ipotizzando le sezioni totalmente reagenti, cioè con calcestruzzo resistente anche a trazione.

Il valore dello spostamento orizzontale della sommità dell'antenna è risultato di 22,3 cm pari a 1/250 dell'altezza.

Analizzando lo stato tensionale si è però visto come la tensione di trazione del calcestruzzo superasse largamente quella assorbibile prima della fessurazione, per cui nel calcolo della linea elastica si è dovuti passare ad un'analisi non-lineare di tipo meccanico legata alla mancata resistenza a trazione del calcestruzzo.

	N (daN)	M (daN-cm)	Y_n (cm)	σ_c (daN/cm ²)	σ_s (daN/cm ²)	ϵ_c ‰	ϵ_s ‰	N_r (daN)	M_r (daN-cm)
Verifica alle tensioni Ammissibili del 1937	113'763	14'325'000	61,5	56	800				
Verifica attuale alle tensioni ammissibili	114'370	15'257'000	53,2	50	918				
Verifica alle tensioni ammissibili con rinforzo	114'370	15'257'000	69,0	44,4	791				
Verifica con il MSSL Rbk = 250; f_{yk} =2500 Rbk = 300; f_{yk} =2500	160'118 (1)	22'886'000 (2)	68,6 66,0			0,637 0,581	0,730 0,715	160'118 160'118 (3)	43'322'500 44'363'400 (4)
Verifica con il MSSL della sezione rinforzata Rbk = 250; f_{yk} =2500 Rbk = 300; f_{yk} =2500	160'118	22'886'000	71,3 68,8			0,560 0,513	0,627 0,614	160'118 160'118	50'691'100 51'922'600

(1) N_{sd} ; (2) M_{sd} ; (3) N_{su} ; (4) M_{su}

Tab. 1 – Confronto fra i metodi di verifica della sezione in cemento armato a corona circolare più sollecitata prima e dopo il consolidamento.

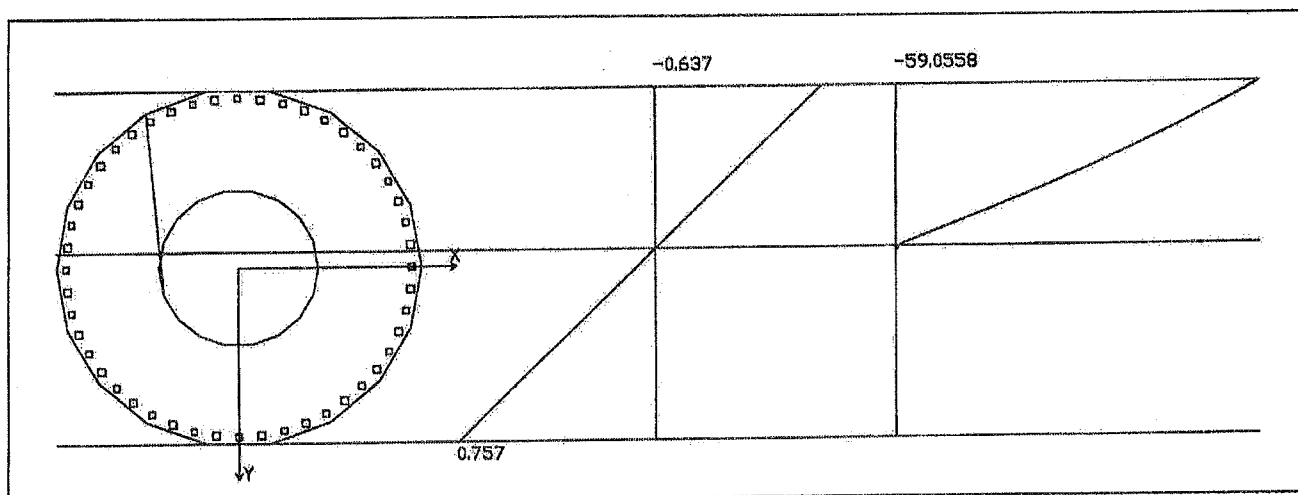


Fig. 9 – Verifica della sezione con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Caso 2 – sezione totalmente parzializzata

Per tracciare la “deformata” nell’ipotesi di sezione fessurata è stato adottato il codice di calcolo Dolmen Win che ha permesso di prendere in conto i legami costitutivi dei due materiali (parabola-rettangolo per il calcestruzzo e bilatera simmetrica per l’acciaio).

Operativamente si è discretizzata la struttura in 50 conci di lunghezza media 90 cm; si è calcolato lo stato deformativo delle sezioni estreme di ciascun concio variando linearmente all’interno del concio lo stato deformativo tra i due valori estremi.

Più in particolare si sono calcolate anche la rotazione di ciascuna sezione rispetto alla giacitura iniziale e lo spostamento orizzontale del baricentro della sezione.

Successivamente si è proceduto ad integrare la funzione curvatura continua su tutta l’altezza e variabile linearmente su ciascun concio; non essendo stata simulata la presenza del calcestruzzo tra una fessura e l’altra si è ottenuta una deformata maggiore di quella reale.

Nell’analisi non-lineare per tenere conto della fessurazione il programma di calcolo ipotizza una situazione di curvatura; dalla deformazione della sezione, in base al legame costitutivo parabola-rettangolo, si ottengono le tensioni; dalle tensioni si ricavano le sollecitazioni reagenti: se questi valori sono eguali a quelli agenti la curvatura ipotizzata risulta corretta, se sono diversi viene modificata la curvatura e ripetuto il procedimento fino alla convergenza dei valori.

Per ogni sezione considerata si è determinata la curvatura tenendo conto dei reali diagrammi $\sigma - \epsilon$ dei materiali e, componendo le curvature calcolate per le singole sezioni, si è ottenuto il diagramma delle curvature costituito da una spezzata da cui, successivamente, si è ricavata la deformata.

Nel presente caso la freccia in sommità è di 41 cm, pari a 1/140 dell’altezza, valore inaccettabile secondo la Normativa attuale.

Caso 3 – sezione totalmente parzializzata con rinforzo in FRP

Per ogni sezione che suddivide l’antenna in 50 conci sono state introdotte delle barre fittizie di armatura in acciaio che simulano il rinforzo in fibre di carbonio (50 barre di acciaio di diametro variabile al decrescere della sezione trasversale dell’antenna).

È stato considerato il rinforzo in fibre di carbonio tipo C8-30 della MAC ad altissimo modulo elastico; il coefficiente di omogeneizzazione tra carbonio e acciaio è dato dal rapporto tra i moduli:

$$\frac{E_c}{E_s} = \frac{6'400'000}{2'000'000} = 3,2$$

Ipotizzando la stesura di tre strati (spessore totale 0,0429 mm) di carbonio su tutta l’altezza della struttura si è ricavato il diametro delle equivalenti barre in acciaio:

- sezione dell’antenna $d = 150\text{cm}$: barre $\phi 1,3\text{ cm}$
- sezione dell’antenna $d = 120\text{cm}$: barre $\phi 1,15\text{ cm}$
- sezione dell’antenna $d = 90\text{cm}$: barre $\phi 1\text{ cm}$

Il valore dello spostamento orizzontale in sommità con sezione totalmente parzializzata ma rinforzata ed irrigidita con FRP è risultato di 37 cm pari a 1/155 dell’altezza; tale valore risulta ancora troppo alto.

In conclusione, a livello tensionale l’elevatissima resistenza delle fibre di carbonio ha giocato un ruolo notevole, mentre a livello deformativo la ridotta inerzia dello strato di rinforzo ha portato un contributo più modesto (10%).

Casi 4 e 5 – sezione fessurata con “tension stiffening”

Il “tension stiffening” tiene conto dell’effetto del calcestruzzo a trazione che irrigidisce l’intera struttura; in effetti tra due fessure la presenza del calcestruzzo influenza, riducendola, la deformata.

Poiché tra una fessura e l'altra la resistenza del calcestruzzo massima è la f_{ct} , si è assunto che il calcestruzzo reagisse con un valore pari alla metà di quello integro.

Tenendo conto della trazione relativa alle parti di calcestruzzo è possibile ottenere un fuso all'interno del quale si colloca la deformata reale.

La freccia relativa al caso di sezione fessurata con effetto "tension stiffening" è di circa 36 cm corrispondente ad $1/160$ dell'altezza; nel caso in cui si tiene anche conto del rinforzo in fibre di carbonio i valori suddetti scendono rispettivamente a circa 32 cm e $1/180$ h.

L'effetto irrigidente del rinforzo in fibre di carbonio pur riducendo la freccia in sommità soltanto del 13%, avvicina il suo valore a quasi $1/200$ dell'altezza.

5. DEGRADO

I fattori che hanno portato al degrado della porzione corticale dell'antenna sono essenzialmente di tre tipi: microfessurazioni del calcestruzzo per la notevole inflessione sotto l'azione del vento, carbonatazione sempre del calcestruzzo per effetto dell'anidride carbonica presente nell'atmosfera o disciolta nelle acque meteoriche, disgregazione della superficie per l'azione di gelo e disgelo.

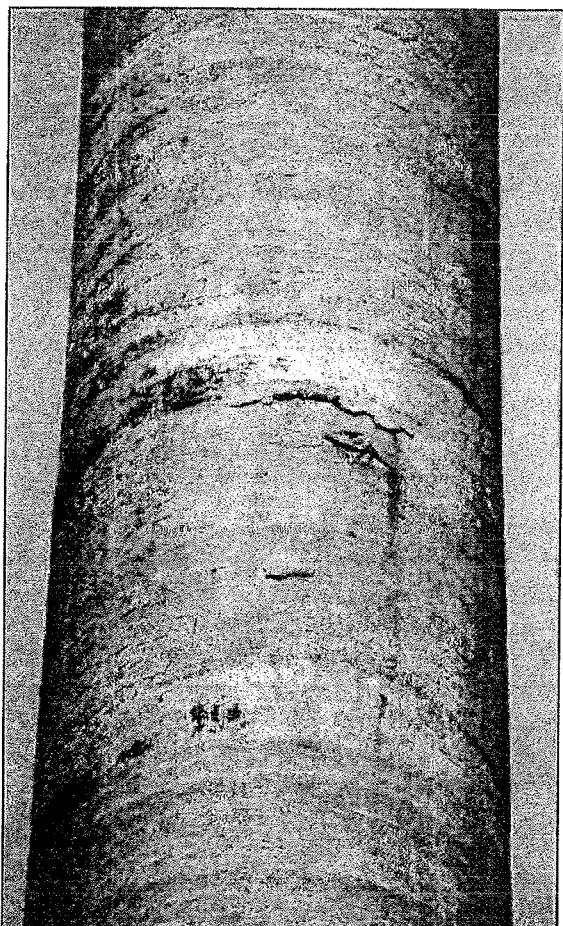


Fig. 10 - Vistose fessurazioni nella parte alta dell'antenna.

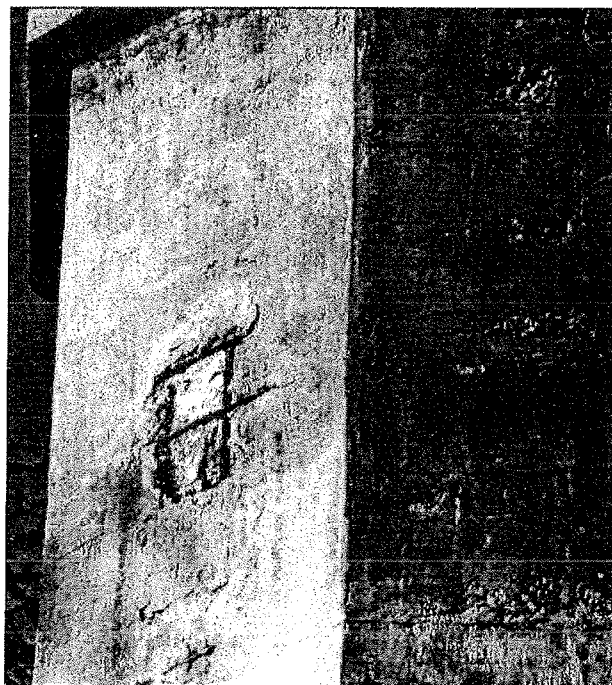


Fig. 11 - Distacco corticale del calcestruzzo.

Più in particolare la progressiva diminuzione dell'alcalinità del calcestruzzo indotta dalla carbonatazione, facendo mancare la protezione elettrochimica alle barre di armatura, ha indotto in esse un processo di ossidazione (fig. 11).

Una riduzione anche modesta della sezione delle barre di armatura, dato il loro notevole livello tensionale risulta del tutto inaccettabile e comporta un diffuso intervento, volto al ripristino dello strato protettivo.

6. INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO

L'intervento di consolidamento prevede il rivestimento della superficie esterna cilindrica mediante tre strati fibrosi a base di carbonio ad altissimo modulo elastico impregnati in situ da una matrice polimerica.

I fogli di carbonio sono caratterizzati sia da valori elevati della resistenza caratteristica a trazione $f_{tk} = 1'900$ MPa sia da un altissimo modulo elastico a trazione $E_{tk} = 640'000$ MPa, con una deformazione ultima a trazione $\epsilon_u = 0,3\%$.

Gli effetti più rilevanti dell'applicazione del tessuto di carbonio sono nei riguardi della resistenza ultima ($M_u +17\%$) mentre, il contributo alla rigidezza flessionale è più contenuto ($+13\%$) a causa del ridottissimo spessore di ciascun strato di carbonio.

Prima dell'applicazione del FRP si dovrà procedere all'asportazione della superficie corticale del calcestruzzo degradato ed all'applicazione di agenti passivanti della corrosione delle barre d'acciaio.

La matrice polimerica (resina epossidica) dovrà essere isolata dalla radiazione solare mediante l'applicazione di una protezione pellicolare resistente agli agenti atmosferici.

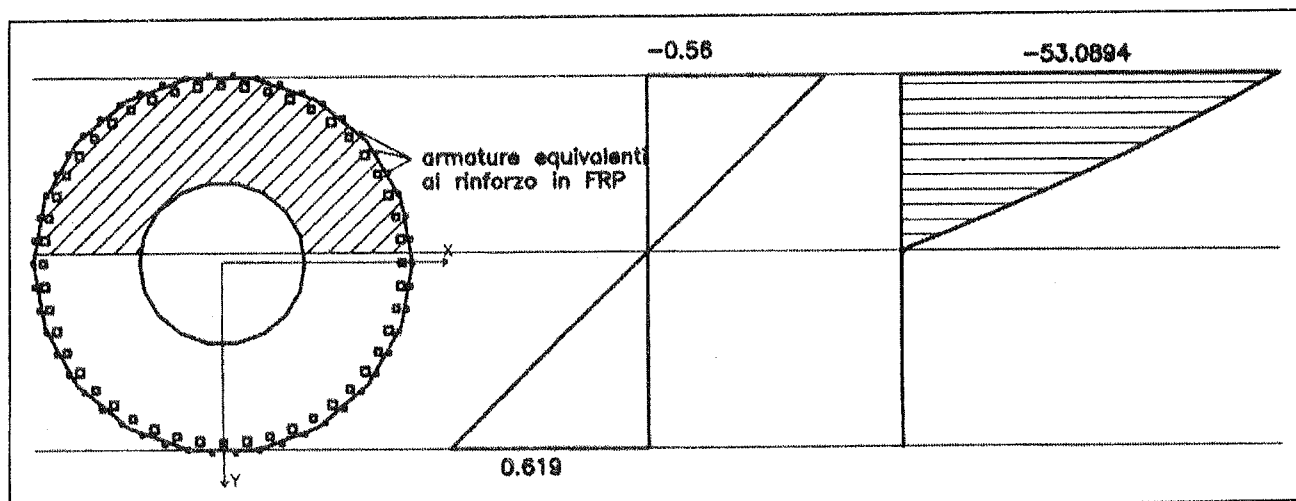


Fig. 12 – Verifica della sezione rinforzata con fibre di carbonio; le fibre di rinforzo sono rappresentate da barre fittizie di armatura disposte lungo la circonferenza esterna della sezione.

N° caso	Condizioni della sezione	f (cm)	f/h
1	Sezione interamente reagente	22	1/250
2	Sezione totalmente parzializzata	41	1/140
3	Sezione totalmente parzializzata e con rinforzo in FRP	37	1/155
4	Sezione fessurata tenendo conto del “tension stiffening”	36*	1/160*
5	Sezione con “tension stiffening” e rinforzo in FRP	32*	1/180*

* Valori stimati

Tab. 2 – Valori della freccia in sommità dell’antenna ottenuti tenendo conto della fessurazione e del rinforzo in FRP.

7. CONCLUSIONI

Per una struttura, alta in totale 60 metri, che richiese la posa in opera di 430 metri cubi di calcestruzzo e 21 tonnellate di armature metalliche, ottanta giorni per la realizzazione, appaiono ancora oggi un periodo di tempo assai limitato, segno di un sistema strutturale ampiamente collaudato sia sotto l’aspetto progettuale, sia dal punto di vista tecnologico.

Il desiderio inoltre di attuare un impianto di illuminazione che potesse “conferire alla località qualche caratteristica originale” e “costituire nell’insieme un’opera degna di rilievo”, se esaminato con riguardo alle diverse componenti del Faro:

- la fontana monumentale alla base con giochi d’acqua azionati da elettropompe;

- l’antenna cilindrica di 54 metri di altezza in cemento armato;
- il “globo luminoso” con proiettori appositamente studiati con criteri illuminotecnici avanzati,

riflette da vicino la cultura politecnica di quel periodo che ha consentito, nel nostro caso, un coacervo armonico di competenze fisico-tecniche, idrauliche, strutturali ed architettoniche.

Dopo sessant’anni dalla sua costruzione il “Faro” di Cuneo presenta un diffuso degrado superficiale dovuto alla carbonatazione del calcestruzzo ed alla corrosione delle armature metalliche a causa degli agenti atmosferici.

A seguito dell’analisi strutturale effettuata con metodi attuali e del confronto con le verifiche condotte

nel 1937 da parte dell'ing. Locchi, calcolatore del cemento armato, è emerso che, in assenza di degrado, l'antenna avrebbe un sufficiente grado di sicurezza sia sotto l'azione del vento, sia sotto l'azione sismica.

Anche se i materiali impiegati per la struttura, calcestruzzo e acciaio, si sono dimostrati di buona qualità e le verifiche statiche avevano portato ad un dimensionamento ancora oggi accettabile, il degrado della superficie del manufatto impone un intervento calibrato che blocchi la corrosione delle armature, ripristini il copriferro e, per eliminare la futura formazione di fessure, ne accresca la rigidità.

A tale scopo l'intervento di consolidamento prevede l'adozione di un rivestimento superficiale con fibre di carbonio che, per il ridottissimo spessore, non altera la caratteristica snellezza dell'antenna.

In conclusione si auspica che il corretto restauro statico di questa significativa opera del passato possa anche essere un'occasione di riconoscimento di quella cultura scientifica e tecnologica che nei primi decenni del '900 contraddistinse la scuola torinese nell'ambito del calcolo delle strutture in cemento armato e che produsse significative opere per la storia della tecnologia.

8. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano gli ingegneri Giuseppe Stivala e Pier Luca Bosio della CDM Dolmen di Torino per la preziosa collaborazione.

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] C. VINAJ – 1939, Il “Faro” di Cuneo, Tipografia Rattero, Torino.
- [2] C. GUIDI – 1910, Le costruzioni in beton armato, appendice al testo “Scienza delle costruzioni” Bona Editore, Torino.
- [3] C. BERTOLINI CESTARI – 1996, Methodological and conceptual Problems regarding the Repair of Concrete Structures of the Cultural Heritage: Hennebique Bridges in Piedmont (Italy), in Proceedings “International ICPIC Workshop on Polymers in Concrete for Central Europe, Bled (Lubljana).
- [4] E. MAZZA – a.a. 1996/97, L'evoluzione dei metodi di calcolo e delle disposizioni costruttive per le strutture in cemento armato dal 1890 al 1930, tesi di laurea, Politecnico di Torino, relatori R. Roccati – M.A. Chiorino.
- [5] C. BERTOLINI CESTARI, R. ROCCATI – 1998, Static and Dynamic FEM Analysis of a 60 year old slender reinforced concrete tower: the “Lighthouse” of Cuneo, Non-destructive testing and experimental stress analysis of concrete structures, Expercentrum Conference-Bratislava.
- [6] R. DE SECONDI, R. ZUNINO – a.a. 1998/99, Il “faro” di Cuneo: storia e struttura, tesi di laurea, Politecnico di Torino, relatori C. Bertolini Cestari – R. Roccati. Gli autori ringraziano i tesisti per la collaborazione a questo lavoro.

TECNICHE DI RINFORZO PER TRAVI IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO. INDAGINE SPERIMENTALE

Cosimo BIANCO - Giovanni DONATONE - Antonio OLIVA - Alfredo SOLLAZZO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Bari

SOMMARIO

Si riferisce circa una sperimentazione eseguita su prototipi di travi in conglomerato cementizio armato precompresso, appositamente danneggiate mediante il taglio di alcuni cavi, al fine di valutare l'efficacia di rinforzi realizzati sia con la tecnica del Béton-plaqué, sia impiegando una tecnica innovativa che usa fondelli precompressi incollati all'intradosso degli elementi strutturali.

SUMMARY

In this paper the experimental results of tests on prototypes of prestressed reinforced concrete beams damaged cutting some of the cables and then repaired are reported. The aim is to verify both the efficacy of béton plaqué technique and of an innovative one which uses precast and prestressed elements glued to the intrados of the beams.

1. Premessa

La presente ricerca sperimentale, condotta presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Bari, è stata resa possibile dalla disponibilità in Laboratorio di diverse travi in cemento armato precompresso a fili aderenti, a sezione rettangolare, di lunghezza m 8,20, realizzate tutte contemporaneamente e pertanto di caratteristiche tra loro identiche. Tali travi sono state utilizzate per prove condotte fino a rottura al fine di sperimentare l'efficacia di rinforzi realizzati dopo che alcune di esse erano state appositamente danneggiate. Le tecniche usate sono di due tipi: quella detta del Béton-plaqué, che impiega lamiere di acciaio fissate all'intradosso mediante formulati epossidici e caviglie metalliche, e un'altra, rientrante tra le tecniche di rinforzo tipo R.C.B. (Reinforced Concrete Bonding), che utilizza fondelli in cemento armato precompresso di ridotto spessore, prodotti contemporaneamente alle travi, anch'essi fissati, con analoghe tecniche d'incollaggio, all'intradosso degli elementi strutturali.

Ed è proprio il secondo tipo di intervento che si ritiene il più innovativo e caratterizzante la presente ricerca. Questa si inquadra tra quelle che a più riprese sono state condotte negli ultimi anni presso il Dipartimento, finora dedicate prevalentemente al rinforzo di travi in cemento armato normale [1]...[6].

Per le travi precomprese essa riveste maggiore complessità ma è certamente interessante e attuale.

E' abbastanza frequente che sia necessario, infatti, ripristinare la portanza di travi che abbiano subito danni per le cause più svariate: si pensi in particolare a travi di cavalcavia danneggiate dall'impatto di veicoli in moto la cui sagoma sia andata accidentalmente al di là del previsto. In questi casi, piuttosto che sostituire le travi danneggiate, può essere conveniente provvedere alla loro riparazione usando sistemi che, pur producendo un certo aumento dello spessore dell'impalcato, raggiungono speditamente ed efficacemente lo scopo di ripristinare la situazione statica originaria.

Le stesse tecniche possono peraltro essere usate per interventi su manufatti diversi dai ponti, quali per esempio edifici industriali, le cui strutture in c.a. o c.a.p. siano state danneggiate per i motivi più svariati o che semplicemente necessitano di interventi di rinforzo per aumentarne la portanza.

L'uso dei fondelli precompressi ha in questo contesto dei sostanziali vantaggi nei confronti dello stesso Béton-plaqué, pur presentando l'inevitabile svantaggio di produrre un incremento più sensibile dell'altezza delle travi da rinforzare. I materiali che vengono in contatto nella tecnica R.C.B. sono infatti della stessa natura e presentano un'aderenza molto più spinta di quanto non accada quando debba essere

realizzata la più difficile solidarietà tra una superficie metallica e una in conglomerato. Il formulato epossidico usato per l'incollaggio è inoltre molto più protetto nel primo caso che nel secondo per il maggior spessore e la minore conducibilità termica dell'elemento di rinforzo e ciò si risente specialmente quando, nel caso di incendio, esso possa, nel Béton-plaqué, alterarsi a causa del riscaldamento dell'acciaio della piastra.

La presente ricerca, nella parte che impiega fondelli prefabbricati in cemento armato precompresso, è la naturale estensione di quella già svolta, come accennato in precedenza, sull'uso di fondelli in c.a. nel rinforzo di travi in cemento armato ordinario [4],[5],[6]. I buoni risultati lì conseguiti hanno incoraggiato gli autori a svolgere la nuova indagine.

Essi hanno lavorato su sei delle travi di cui si è detto all'inizio, delle quali due (n.1 e n. 2) sono state provate nella loro integrità; una (n.3) dopo che, attraverso un danneggiamento standard, essa era stata indebolita nella sezione di mezzeria con il taglio di due dei quattro cavi di precompressione; una (n.4) dopo che, a seguito del danneggiamento descritto, era stato eseguito un rinforzo con la tecnica del Béton-plaqué; due (n.5 e n.6) dopo la realizzazione di rinforzi mediante fondelli precompressi.

I risultati ottenuti a rinforzi eseguiti, paragonati a quelli delle travi integre, si pensa che possano fornire un contributo utile alla risoluzione di una problematica non facile da affrontare per via puramente teorica.

La sperimentazione riveste peraltro una certa eccezionalità se si pensa che essa è stata effettuata su prototipi di notevole luce, la cui disponibilità, a fini di ricerca, non può certamente ritenersi molto frequente.

2. Le travi originarie

Lo studio ha avuto inizio con un'indagine teorico-sperimentale fino a rottura condotta su due delle travi disponibili, considerate nella loro configurazione integra originaria, denominate "travi n.1 e n.2".

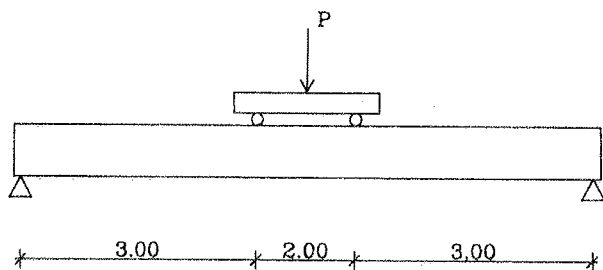


Fig.1

Trattasi, come preannunciato, di travi precomprese a fili aderenti, a sezione rettangolare, di dimensioni 25x50x820 cm, semplicemente appoggiate agli estremi, sottoposte allo schema di carico rappresentato in fig. 1.

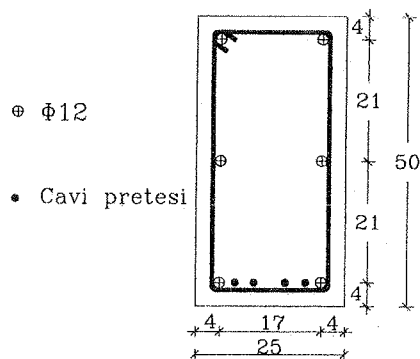


Fig.2

Sono precomprese mediante quattro trefoli di acciaio armonico $\phi 8$ ed hanno un'armatura reggistaffe costituita da 4 $\phi 12$ oltre a 2 $\phi 12$ di parete (fig. 2) realizzata in acciaio FeB44k. Le loro caratteristiche geometrico - meccaniche sono riportate nella Tabella 1.

TABELLA 1

Dimensioni sezione trasversale	25x50	cm
Lunghezza trave	8.20	m
Resistenza caratteristica del calcestruzzo (R_{ck})	58	N/mm ²
Modulo di elasticità iniziale (E_c)	43.35	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura dell'acciaio (f_{pk})	1916.2	N/mm ²
Tensione caratteristica all'1% di deformazione plastica ($f_{p(1k)}$)	1740.7	N/mm ²
Modulo di elasticità acciaio armonico (E_p)	$1.96 \cdot 10^5$	N/mm ²
Tensione ammissibile compressione fase tiro calcestruzzo	26.4	N/mm ²
Tensione ammissibile trazione fase tiro calcestruzzo	4.4	N/mm ²
Tensione ammissibile compressione esercizio calcestruzzo	20.9	N/mm ²
Tensione ammissibile trazione esercizio calcestruzzo	3.3	N/mm ²
Numero cavi precompressione	4	
Area cavo di precompressione	0.52	cm ²
Numero strati di armatura	1	
Distanza baricentro cavi lembo inferiore	4.0	cm
Tiro al martinetto	1425	N/mm ²

Per esse si sono innanzi tutto costruiti i diagrammi delle tensioni nella sezione di mezzeria dovuti agli effetti del peso proprio e della precompressione (fig. 3), evidenziando i valori delle tensioni nel conglomerato σ_{ci} al lembo inferiore della sezione, σ_{cs} al lembo superiore e σ_{ca} a livello dei trefoli di acciaio armonico. Le tensioni di trazione vengono indicate con il segno positivo.

Al tempo t_0 (e cioè all'atto del rilascio dei cavi), si ha il diagramma rappresentato in fig. 3b, costruito assumendo per il coefficiente di omogeneizzazione tra acciaio e calcestruzzo il valore $n=10$.

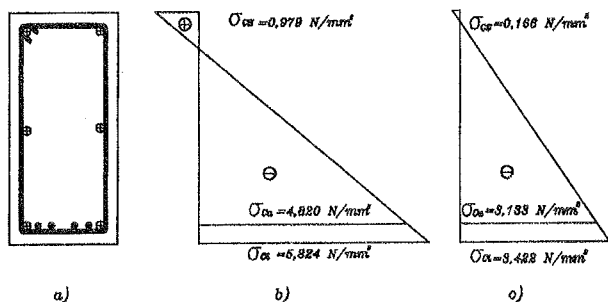


Fig.3

La scelta fatta si giustifica osservando che il momento generato dal peso proprio agisce, in uno con lo sforzo di precompressione, per un tempo abbastanza lungo da permettere la migrazione delle tensioni dal calcestruzzo all'acciaio.

Tenendo conto delle cadute di tensione dovute al ritiro del calcestruzzo, al fluage e al rilassamento dell'acciaio, il diagramma di fig. 3b si trasforma al tempo t_{∞} in quello di fig. 3c.

Successivamente, nel valutare gli effetti provocati dal carico applicato durante la prova, si osserva che esso agisce istantaneamente; non risulta più possibile quindi adottare per il coefficiente di omogeneizzazione il valore $n=10$; è necessario invece assumere per esso i valori $n = 4,52$ ed $n = 4,84$ corrispondenti rispettivamente ai rapporti effettivi tra i moduli elastici dei due acciai, armonico e normale, e quello del calcestruzzo.

Quale tensione caratteristica di rottura a trazione per flessione del calcestruzzo si assume il valore previsto dal regolamento:

$$f_{c f m} = 1,20 \times 0,27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} = 4,841 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$$

Conseguentemente il momento, da applicare alla trave (già soggetta al peso proprio) per produrne la fessurazione, risulta pari a ⁽¹⁾:

$$M_{f c 1,2} = 90,11 \text{ KNm} \quad (2)$$

Il momento da applicare alla trave per produrre la rottura è stato determinato con il metodo degli stati limiti ultimi partendo dal presupposto, dedotto dall'andamento delle prove sperimentali eseguite, che la

⁽¹⁾ Il momento di fessurazione vero e proprio è dato ovviamente dal valore (2) aumentato del contributo, pari 25 KNm, dovuto al peso proprio della struttura. Esso vale quindi 115, 11 KNm.

rottura si verifichi per schiacciamento del conglomerato compresso. Si è ricercata perciò la configurazione limite tra quelle che presentano una deformazione al lembo superiore pari al 3,5‰, valore assunto come limite per l'accorciamento del conglomerato. La situazione effettiva di rottura corrisponde a quella che verifica le condizioni suddette e ovviamente rispetta l'equilibrio tra le risultanti delle forze di compressione e di trazione. Non si tiene conto, rispetto alla classica verifica a rottura, dei coefficienti di sicurezza che riducono le resistenze caratteristiche dell'acciaio e del conglomerato; inoltre il meccanismo di rottura che si impone è quello di schiacciamento del calcestruzzo compresso con deformazione massima del 3,5‰, anche se la deformazione dell'acciaio risulti superiore al 10‰ dopo la decompressione della fibra di calcestruzzo posta a livello dell'armatura. Il limite in parola è da ritenere infatti convenzionale e viene imposto in sede di progettazione e di verifica solo per limitare le deformazioni.

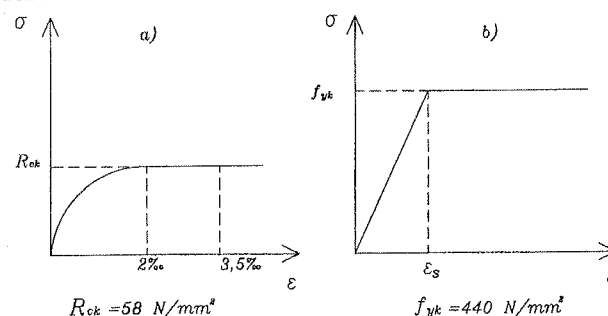


Fig.4

Quale diagramma costitutivo del calcestruzzo si è considerato quello parabolico rettangolare di fig. 4a; il modulo di elasticità iniziale si è assunto pari a:

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} \text{ N/mm}^2 \quad (3)$$

Per l'acciaio normale si è ipotizzato un comportamento elasto-plastico perfetto (fig. 4b), mentre l'andamento del diagramma costitutivo per acciaio armonico ad alto limite elastico si è ritenuto approssimabile con la formula di Ramberg-Osgood:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \left(\frac{\sigma}{B} \right)^n \quad (4)$$

in cui il primo termine a secondo membro rappresenta la deformazione elastica, il secondo quella plastica. I parametri n e B presenti nella (4) sono stati dedotti da un certificato di prova sul materiale, rilasciato alla Ditta produttrice delle travi da un Laboratorio Ufficiale.

A conti fatti il momento, da applicare alla trave (già soggetta al peso proprio) per provocarne la rottura, risulta pari a ⁽²⁾:

$$M_{r_{c1,2}} = 210,16 \text{ KNm} \quad (5)$$

Le prove di carico sono state eseguite utilizzando lo schema di fig. 1 già indicato. Il carico P è prodotto da martinetti idraulici a semplice effetto che utilizzano come contrasto un telaio in acciaio. Le misure degli abbassamenti sono rilevate attraverso dei comparatori centesimali sistemati così come indicato nella fig. 5 e contrassegnati con le sigle C₁, C₂, C₃, C₄: nella sezione di mezzeria sono state inoltre sistemate quattro basi deformometriche di 254 mm, due su ciascuna faccia della trave, ai lembi superiore (D₁, D₂) e inferiore (D₃, D₄). Esse consentono di valutare le rispettive deformazioni \mathcal{E}_s ed \mathcal{E}_i e di risalire al diagramma sperimentale momenti-curvature.

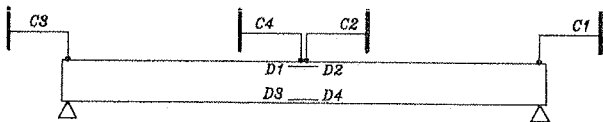


Fig.5

Il carico prodotto dai martinetti è trasformato, mediante un dispositivo costituito da una trave HEB 220 e rulli in acciaio, in due carichi concentrati simmetrici rispetto alla mezzeria distanti m. 2,00 uno dall'altro (fig.6). Nel tratto centrale della trave il momento flettente di prova è perciò costante e il taglio è nullo.

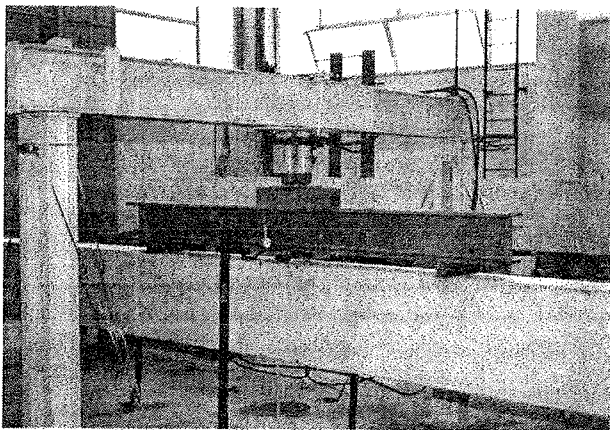


Fig.6

Il peso complessivo di tale dispositivo è di circa 1,93 KN da cui discende una sollecitazione flettente ulteriore

⁽²⁾ Anche in tal caso l'effettivo momento di rottura della trave si ottiene dal valore (5) sommandovi il contributo determinato dal peso proprio di 25 KNm. Esso è quindi pari a 235,16 KNm.

nel tratto centrale della trave in prova di circa 2,90 KNm. Gli incrementi di carico operati nella prima fase della prova sono stati di 3 KN fino a raggiungere un massimo di 30 KN; successivamente, con incrementi di 5 KN per volta, si è giunti a 40 KN. Si è quindi proceduto allo scarico e si è ripresa la fase di carico incrementando quest'ultimo di 5 KN per volta fino a rottura. Per la trave n.1 le prime fessurazioni sono comparse sotto un carico complessivo di 55 KN fornito dai martinetti, mentre la rottura si è avuta a poco meno di 160 KN; in corrispondenza di quest'ultima si è verificato chiaramente lo schiacciamento del calcestruzzo compresso nella zona soggetta a momento massimo (fig. 7).

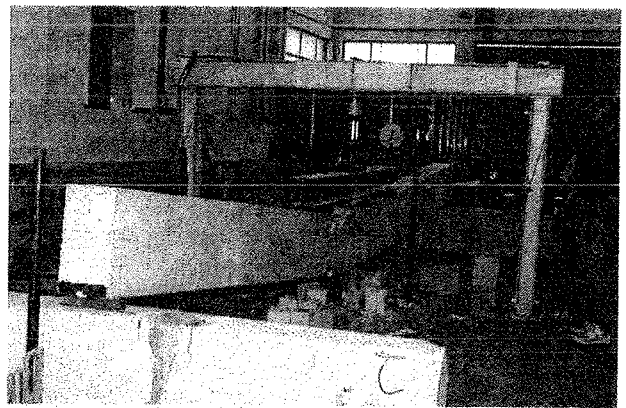


Fig.7

I momenti sperimentali di fessurazione e di rottura, valutati tenendo conto anche del momento provocato dal peso del dispositivo di carico prima descritto, valgono rispettivamente:

$$M_{f_{s1}} = 85,40 \text{ KNm} \quad (6)$$

$$M_{r_{s1}} = 238,90 \text{ KNm} \quad (7)$$

Per quanto riguarda la trave n.2, la fessurazione è avvenuta sotto un carico erogato dai martinetti di 60 KN; la rottura, sotto un carico poco maggiore di 160 KN, si è verificata per cedimento in compressione delle fibre superiori di calcestruzzo. I momenti di fessurazione e di rottura, valutati al solito tenendo conto del contributo dovuto al peso del dispositivo di carico, hanno fornito i risultati seguenti:

$$M_{f_{s2}} = 92,90 \text{ KNm} \quad (6')$$

$$M_{r_{s2}} = 246,90 \text{ KNm} \quad (7')$$

La concordanza dei risultati ottenuti operando sulle due travi è notevole. E' quasi perfetta la coincidenza

inoltre tra il momento (2) di fessurazione di calcolo e la media:

$$M_{fs,1,2} = 89,15 \text{ KNm} \quad (8)$$

tra i due valori sperimentali (6) e (6'); vi è invece una certa prevalenza dei momenti sperimentali di rottura (7) e (7') determinati dai carichi di prova sul corrispondente momento di calcolo (5).

Nella fig. 8 sono rappresentati i diagrammi momenti (M)-abbassamenti (f) in mezzeria relativi alle due travi, riferiti entrambi all'ultima fase di carico e costruiti utilizzando le letture ai comparatori. In ordinate sono riportati i soli momenti indotti dai martinetti, al netto perciò del contributo dovuto al peso del dispositivo di carico.

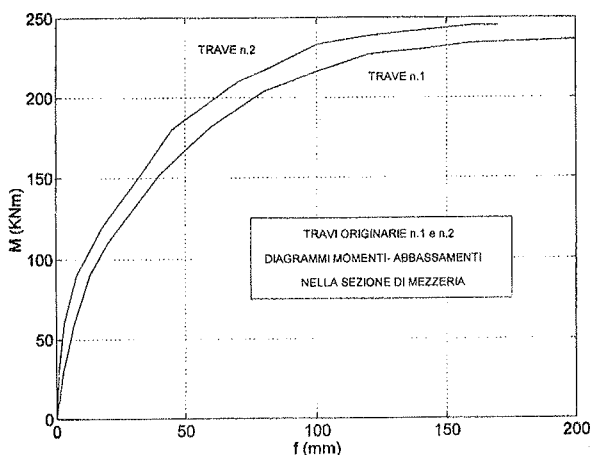


Fig.8

Nella fig. 9 sono indicati i diagrammi momenti (M)-curvature (χ) nella sezione di mezzeria, costruiti utilizzando le letture ϵ_s ed ϵ_i ai deformometri, eseguite, per motivi pratici, fino a valori dei momenti inferiori a quelli di rottura.

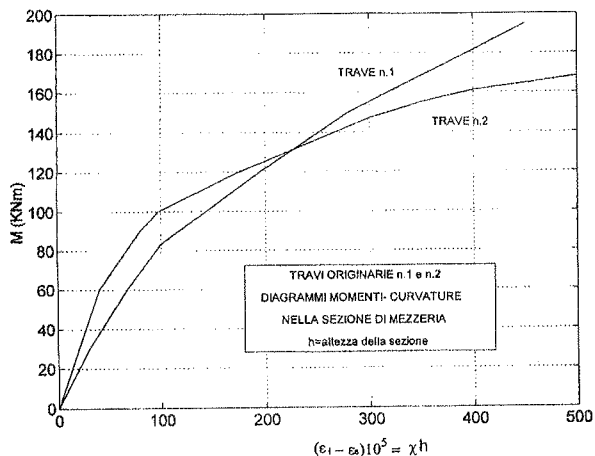


Fig.9

3. La trave danneggiata

Alle residue travi, identiche a quelle descritte e studiate al numero precedente, è stato praticato un danneggiamento consistente nell'asportazione del copriferro e di due tratti dei cavi di precompressione più esterni, a cavallo della mezzeria, per una lunghezza di circa 70 cm. Nella stessa zona sono stati anche asportati i due reggistaffe inferiori, in modo che, alla fine, sono rimasti in opera, nel tratto centrale, solo i due trefoli interni.

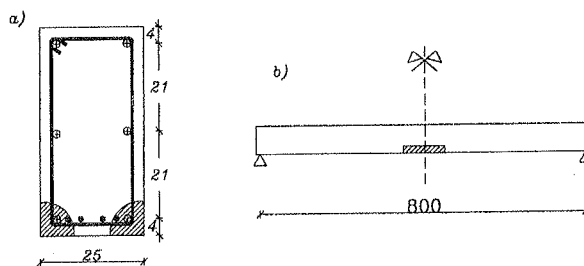


Fig.10

Le figg. 10a e 10b mostrano l'ubicazione dell'intervento di danneggiamento praticato.

E' stata valutata la situazione tensionale che in via teorica si determina nella sezione di mezzeria delle travi per effetto sia della rottura del conglomerato e per la sua asportazione, sia per il taglio dei due cavi di precompressione e dei reggistaffe.

Valutate le caratteristiche geometrico-inerziali della sezione danneggiata nel solo calcestruzzo ponendo $n = 10$, si è dapprima costruito il diagramma conseguente a questa situazione in cui restano inalterate tutte le armature. Successivamente, per tener conto della soppressione di queste ultime, si è ricondotto lo studio a quello di una sezione soggetta a uno sforzo di trazione pari a quello di precompressione che esercitavano i due cavi tranciati. Lo stato tensionale, generato da questa nuova condizione di carico nella sezione dotata della minore quantità di armatura rimasta, è stato sommato a quello valutato in precedenza.

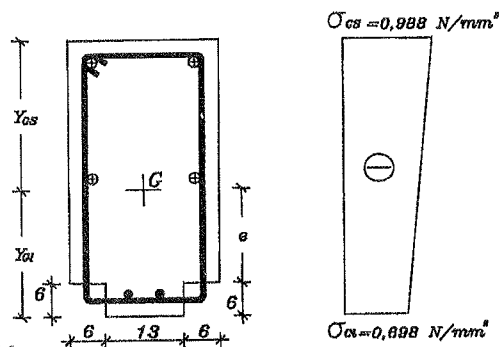


Fig. 11

Anche nella seconda fase di calcolo si è conservato

il valore $n = 10$ per il coefficiente di omogeneizzazione, ritenendo che, per il notevole intervallo temporale intercorso tra il danneggiamento e le successive operazioni di carico eseguite sulle travi, vi sia stato tutto il tempo necessario a giustificare le migrazioni tensionali tra acciaio e conglomerato. Lo stato tensionale risultante dalla descritta sovrapposizione è rappresentato in fig. 11.

Su una delle travi così ottenute (trave n. 3), preventivamente ricostituita nella zona danneggiata con una malta reoplastica, è stata eseguita una prova fino a rottura adottando lo stesso schema di carico usato per le prime due.

Il momento sperimentale di rottura, dovuto ai carichi di prova, ottenuto tenendo anche conto del peso del dispositivo di carico, è risultato pari a circa:

$$M_{r3} = 94,00 \text{ KNm} \quad (9)$$

Per studiare il comportamento delle travi rinforzate con le tecniche che verranno illustrate nel seguito è necessario partire dallo stato tensionale di fig. 11, venutosi a creare nelle sezioni danneggiate a cavallo della mezzeria.

4. La trave rinforzata con la tecnica del Béton-plaqué

La trave n. 4 è stata rinforzata con la tecnica del Béton-plaqué. Ciò ha comportato innanzi tutto il ripristino della parte di calcestruzzo mancante con l'utilizzo della stessa malta usata per la n. 3; il rinforzo è stato poi realizzato con l'applicazione all'intradosso di una lamiera di acciaio dello spessore di 3 mm, di larghezza pari a quella della trave. L'incollaggio tra lamiera e trave è stato ottenuto con un formulato epossidico: il prodotto usato è la Resina SIMPLAST 103 della SINITALIA S.r.l. Questa è stata spalmata, previa preparazione delle superfici, sia sulla trave che sulla lamiera per evitare la formazione di bolle d'aria che potessero pregiudicare l'incollaggio. Il serraggio è stato assicurato mediante bulloni $\phi 10$, lunghi 80 mm, inseriti in fori già eseguiti nella lamiera. La loro presenza serve a costituire una garanzia nei confronti di un'eventuale rottura fragile dello strato di resina, dovuto, in esercizio, a urti o al raggiungimento di elevate temperature.

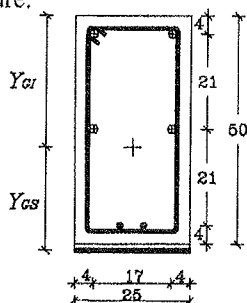


Fig. 12

Per tener conto delle difficoltà che in cantiere si avrebbero se si usasse un'unica lamiera, si è preferito suddividere quest'ultima in tre spezzoni, lunghi 3 m quello centrale e 2,40 m quelli laterali. Ai bordi sono stati lasciati 20 cm per parte liberi, corrispondenti allo spazio occupato dagli appoggi; due fazzoletti di 10 cm ciascuno, saldati alle lamiere, servono a ripristinare la continuità. Durante la prova, condotta utilizzando al solito lo schema di fig. 1, non si sono verificati scollamenti di alcun genere: ciò a riprova dell'ottima qualità dell'incollaggio.

Da prove di laboratorio appositamente eseguite, le caratteristiche meccaniche dell'acciaio delle lamiere sono risultate quelle indicate nella Tabella 2.

TABELLA 2

Tensione di snervamento (f_y)	250	N/mm ²
Tensione di rottura a trazione (f_t)	368	N/mm ²
Allungamento perc. a rottura (e_t)	51.43	%
Modulo di elasticità E_s	$2.1 \cdot 10^5$	N/mm ²

La sezione rinforzata è rappresentata in fig. 12.

Partendo dal diagramma delle tensioni rappresentato in fig. 11 corrispondente alla situazione determinatasi nella trave originaria dopo il danneggiamento, si calcola, con procedimento analogo a quello di cui al n. 2, il momento da applicare alla trave rinforzata per produrre la fessurazione. Esso vale:

$$M_{rc4} = 66,63 \text{ KNm} \quad (10)$$

Allo stesso modo che per le travi originarie e sulla base delle medesime ipotesi, si valuta quindi, con il metodo degli stati limiti ultimi, il momento che è necessario applicare alla struttura, già soggetta al peso proprio, per determinarne la rottura. Si ottiene così⁽³⁾:

$$M_{rc4} = 199,48 \text{ KNm} \quad (11)$$

La trave rinforzata è stata sottoposta a una prova che ha avuto le stesse modalità di quelle eseguite sulle travi di cui ai numeri precedenti. Vi è da osservare solo che, oltre agli strumenti di misura già descritti, sono stati applicati, sulla superficie della lamiera, nella sezione di mezzeria, due estensimetri elettrici del tipo "strain-gage", che, collegati a una centralina elettronica, hanno fornito un monitoraggio continuo delle deformazioni della lamiera e quindi del suo stato tensionale.

I momenti sperimentali di fessurazione e di rottura dovuti ai carichi prodotti dai martinetti e al peso del

⁽³⁾ Per ottenere gli effettivi momenti di fessurazione e di rottura di calcolo, i valori (10) e (11) devono essere incrementati del momento dovuto al peso proprio della trave rinforzata che vale 25,76 KNm. Essi divengono perciò rispettivamente pari a 92,39 e a 225,24 KNm.

dispositivo di carico, risultano rispettivamente:

$$M_{f_{s,4}} = 77,90 \text{ KNm} \quad (12)$$

$$M_{r_{s,4}} = 212,90 \text{ KNm} \quad (13)$$

Entrambi sono superiori ai corrispondenti valori teorici (10) e (11), ma alquanto inferiori a quelli sperimentali relativi alle travi originarie espressi a loro volta nell'ordine dalla (8) e dalla media di (7) e (7'). In merito si osserva che la sperimentazione ha avuto essenzialmente lo scopo di verificare l'efficacia della tecnica del Béton-plaqué impiegando una lamiera di larghezza uguale a quella della trave, di spessore pari a quello normalmente consigliato di 3 mm. In realtà al fine di ripristinare la capacità portante della trave danneggiata, si sarebbe dovuta fissare la sezione della lamiera imponendo l'uguaglianza tra i momenti di rottura della trave originaria e di quella riparata. Pur non essendosi proceduto a un'operazione del genere, si può tuttavia dedurre dai risultati una conferma dell'efficacia della tecnica impiegata che ha consentito di ottenere momenti di fessurazione e di rottura maggiori di quelli teorici e di poco soltanto inferiori a quelli delle travi integre; il momento di rottura (13) è inoltre molto superiore a quello (9) sperimentale ottenuto operando fino a rottura sulla trave danneggiata.

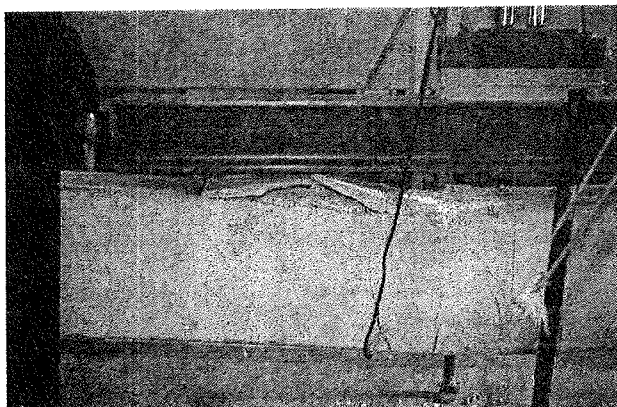


Fig.13

La fig. 13 mostra il meccanismo di rottura, avvenuto anche in questo caso, per schiacciamento del conglomerato compresso.

Nella fig. 14 è rappresentato il diagramma momenti-abbassamenti nella sezione di mezzzeria. Come già per quelli di fig. 8 relativi alle travi n. 1 e n. 2, esso, costruito sulla base delle letture ai comparatori, è riferito all'ultima fase di carico. In ordinate sono inoltre riportati solo i momenti indotti dal carico prodotto dai martinetti, con esclusione del contributo dovuto al peso del dispositivo di prova.

In fig. 15 è rappresentato il diagramma momenti-curvature nella sezione di mezzzeria, costruito al solito

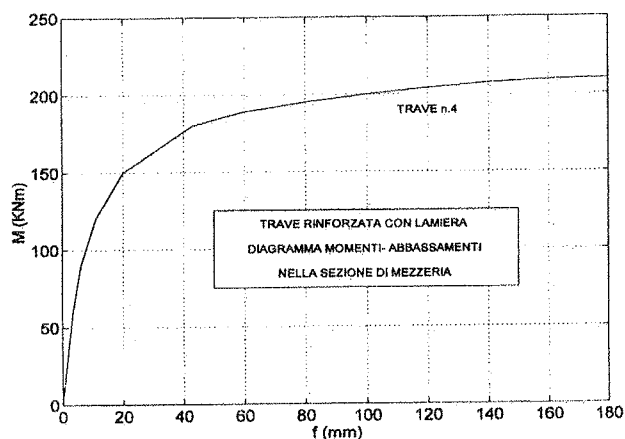


Fig.14

utilizzando le letture ai deformometri effettuate finchè possibile.

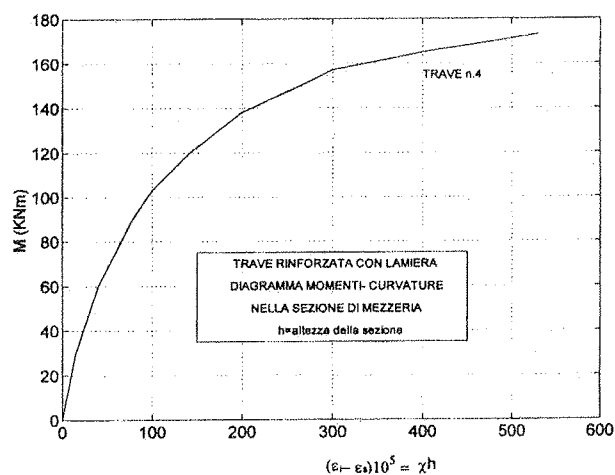


Fig.15

5. Le travi rinforzate mediante fondelli in c.a.p.

L'ultima parte della ricerca è dedicata, come si è detto nella Premessa, a una particolare tecnica di rinforzo (R.C.B.) che impiega fondelli prefabbricati in cemento armato precompresso in luogo della lamiera metallica. Si ritiene che essa costituisca un approccio nuovo al problema in quanto non consta agli scriventi che sia mai stata impiegata o sperimentata nè con riferimento a travi in cemento armato normale, nè precompresso.

Allo scopo si sono impiegate le travi n. 5 e n. 6, danneggiate preventivamente così come descritte al n. 3. Il rinforzo è consistito nel fissare all'intradosso delle stesse, mediante 12 caviglie metalliche $\phi 14$ e successiva iniezione nell'interspazio di un formulato epossidico, un fondello prefabbricato in c.a.p., realizzato

contestualmente alle travi, avente sezione rettangolare 25 x 8 cm e lungo m 8,00. Esso è armato, come le travi primarie, con quattro trefoli ϕ 8 di acciaio armonico sottoposti alla stessa tensione di tiro dei cavi disposti nelle travi.

Più in dettaglio, si è dapprima accostato, all'intradosso della trave da riparare, il fondello (fig. 16), in cui erano stati predisposti in fase di getto fori ϕ 16 per l'introduzione delle caviglie metalliche disposte a coppie.

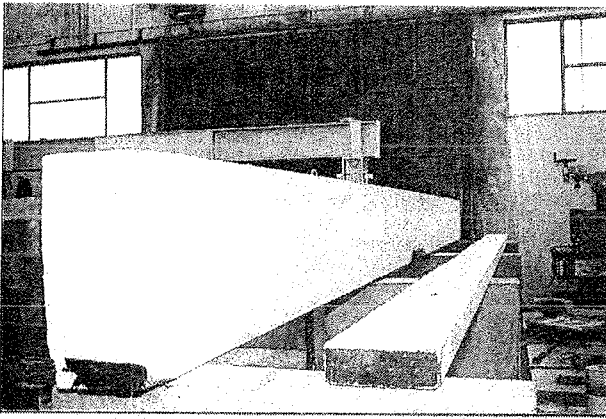


Fig.16

Introducendo successivamente la punta di un trapano a rotopercolazione nei fori predisposti, si è proceduto al loro prolungamento nella trave e all'introduzione negli stessi di appositi tasselli ad espansione meccanica (fig. 17).

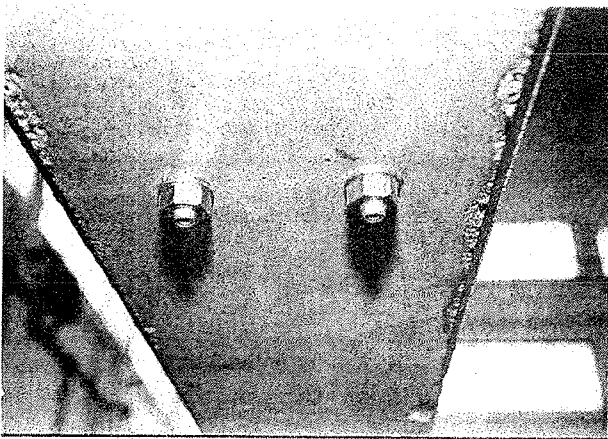


Fig.17

Si è eseguita quindi, usando la resina epossidica SIKADUR 31, la stuccatura del contorno della zona di contatto tra i due elementi, previa introduzione nell'interspazio di una serie di tubicini in plastica da usare per la successiva iniezione. Questa è stata effettuata con la resina epossidica SIKADUR 50 alla pressione di 1 atm., usando una pompa munita di

manometro. L'operazione è stata condotta in modo da assicurarsi, tramite il controllo del livello della resina nei tubicini, del completo riempimento dell'interspazio tra intradosso e fondello (fig. 18).

La sezione trasversale della trave così ottenuta è rappresentata in fig. 19a. Nella fig. 19b è indicato lo stato tensionale quale si ottiene tenendo conto di quello esistente nella trave danneggiata (fig. 11) e di quello nel fondello dovuto alla precompressione, già depurato delle cadute di tensione. Nella fig. 19c è riportato lo stato tensionale per l'intera sezione conseguente al peso proprio del fondello, che, sommato al precedente, dà infine luogo al diagramma di fig. 19d che rappresenta lo stato tensionale della trave rinforzata prima di essere sottoposta ai carichi di prova.

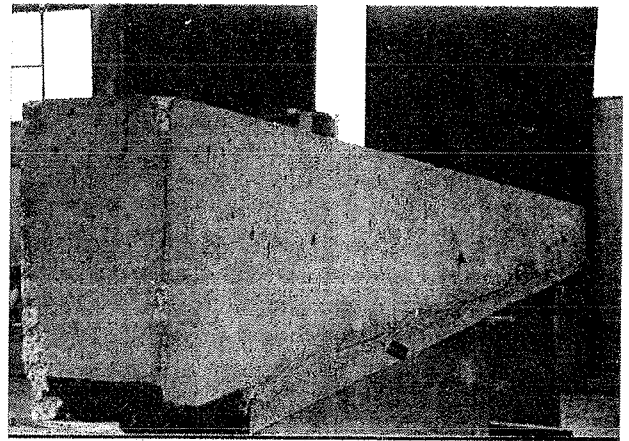


Fig.18

Tenendo conto delle caratteristiche inerziali della sezione definitiva, con procedimento analogo a quello seguito negli altri casi finora esposti, si sono ricavati i seguenti momenti di fessurazione dovuti al solo carico di prova:

$$M_{f_{c 5,6}} = 220,56 \text{ KNm} \quad (14)$$

$$M'_{f_{c 5,6}} = 166,30 \text{ KNm} \quad (15)$$

corrispondenti al raggiungimento della fessurazione rispettivamente al livello del lembo inferiore del fondello e a livello del lembo inferiore della trave danneggiata.

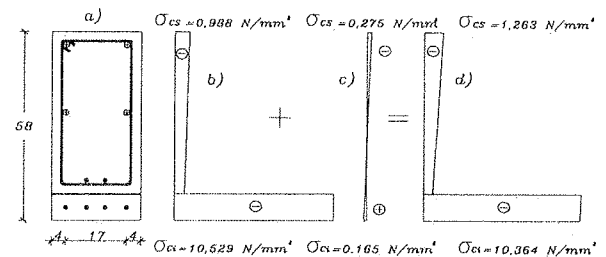


Fig.19

Il momento di rottura di calcolo ⁽⁴⁾ vale a sua volta:

$$M_{r\,c5} = 300,27 \text{ KNm} \quad (16)$$

Le prove sono state condotte per entrambe le travi utilizzando lo schema di carico descritto per i casi precedenti. Le strutture sono state sottoposte in una prima fase a più cicli di carico e scarico con diversi valori dei massimi momenti raggiunti e, successivamente, a carichi crescenti fino a rottura.

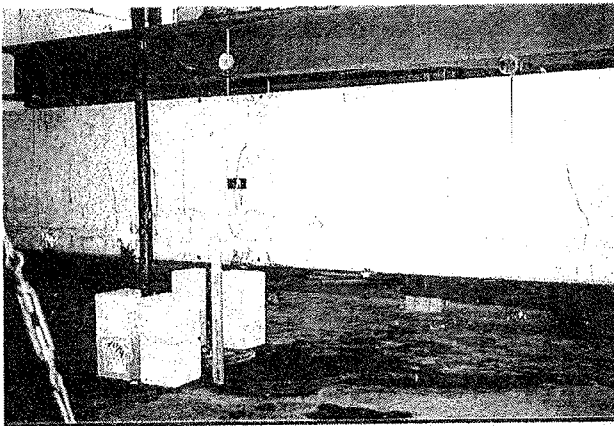


Fig.20

Il momento sperimentale di fessurazione dovuto al carico di prova, comprensivo del peso del dispositivo di carico, è risultato per la trave n. 6 pari a circa:

$$M_{r\,s6} = 167,90 \text{ KNm} \quad (17)$$

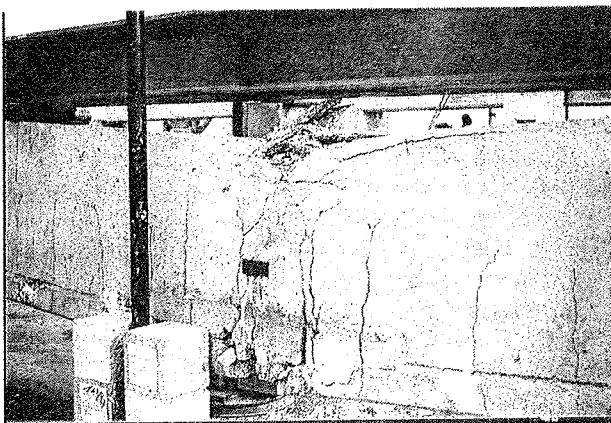


Fig.21

Per la trave n. 5 si è rilevato un valore leggermente superiore anche se di più incerta determinazione a causa dell'andamento più spiccatamente lineare dei

⁽⁴⁾ I momenti (14), (15), (16), al fine di ottenere gli effettivi momenti di fessurazione e di rottura, andrebbero incrementati del momento dovuto al peso proprio della trave rinforzata che, nel caso specifico, vale 29,00 KNm.

diagrammi momenti-abbassamenti e momenti-curvature di cui si dirà in seguito.

I momenti sperimentali di rottura, rispettivamente per le due travi sono risultati a loro volta pari a:

$$M_{r\,s5} = 302,90 \text{ KNm} \quad (18)$$

$$M_{r\,s6} = 340,40 \text{ KNm} \quad (18')$$

Le figure 20 e 21 mostrano due fasi di una delle prove: la prima evidenzia il quadro fessurativo; la seconda offre una vista della mezzeria all'atto della rottura. Da entrambe si deduce l'assenza di scollamenti o di distacchi tra fondello e trave.

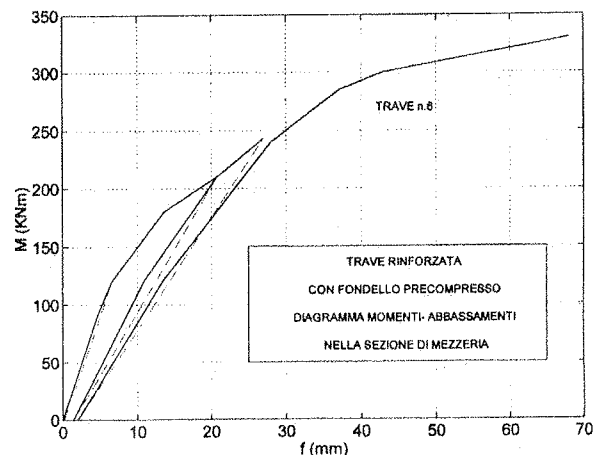


Fig.22

Nelle figure 22 e 23 vengono riportati rispettivamente, con riferimento alla sezione di mezzeria, i diagrammi momenti-abbassamenti e momenti-curvature ottenuti per la trave n. 6. Essi sono stati costruiti utilizzando i dati letti ai comparatori e alle basi deformometriche, disposti sempre così come indicato nella fig. 5. In ciascun diagramma sono evidenziate tutte le fasi di carico cui la trave è stata sottoposta.

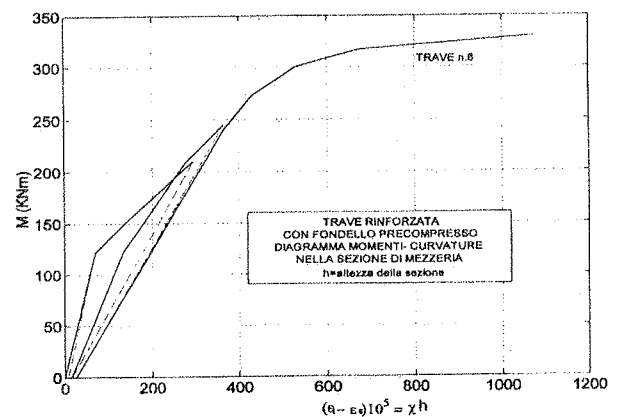


Fig.23

La trave n. 5 ha manifestato rispetto alla n. 6 un comportamento analogo, qui non riportato per brevità, ma, come già detto, più spiccatamente lineare. In particolare le deformazioni sono risultate più accentuate per la n. 5 che per la n.6 nell'intervallo precedente la fessurazione; molto simili tra loro nell'intervallo successivo fino alla rottura.

Quest'ultima, in accordo con le previsioni teoriche, si è manifestata in entrambi i casi per schiacciamento del calcestruzzo compresso e contemporaneo tranciamento dei trefoli del fondello, mentre i due trefoli residui della trave originaria non hanno perso la loro continuità.

Dall'esame complessivo dei risultati si può dedurre che la tecnica adoperata per il rinforzo mediante fondelli prefabbricati precompressi ha fornito risultati soddisfacenti. In particolare le travi riparate hanno manifestato un buon comportamento elastico non solo fino al raggiungimento del momento di esercizio delle travi originarie non danneggiate (che può ritenersi pari al carico medio di fessurazione sperimentale di queste ultime diviso per 1,3) ma anche per valori notevolmente più elevati.

Il momento sperimentale medio di rottura, pari a:

$$M_{r\ s\ 5,6} = 321,65 \text{ KNm} \quad (19)$$

è superiore, oltre che ovviamente al momento sperimentale (9) di rottura della trave danneggiata, anche, del 32% circa, a quelli di rottura delle travi originarie dati dalle (7) e (7').

Il momento di fessurazione sperimentale (17) delle travi rinforzate è sensibilmente coincidente con quello di calcolo (15) corrispondente all'insorgere del fenomeno nelle fibre immediatamente al di sopra dello strato di incollaggio. Tale circostanza è chiaramente legata al fatto che la precompressione del fondello, ai fini della fessurazione, non può influenzare favorevolmente lo stato tensionale delle fibre immediatamente al di sopra di esso. La fessurazione di queste ultime sorge quindi prima che il fenomeno si manifesti al lembo inferiore della struttura rinforzata.

Il momento $M_{r\ s\ 5,6}$ è superiore in ogni modo al corrispondente valor medio sperimentale (8) delle travi originarie.

A conclusione di quanto esposto si può esprimere la convinzione che la tecnica R.C.B., con uso di fondelli precompressi, possa con successo essere impiegata, oltre che per il rinforzo di travi precomprese, anche, in

particolare, per riparare strutture in cemento armato ordinario e per conferire loro un notevole aumento di portanza.

Essa costituisce in ogni caso un'alternativa efficace ad altri procedimenti di rinforzo, tra i quali si possono annoverare anche quelli recentissimi, basati sull'impiego di materiali fibrosi a matrice polimerica. Nei confronti di questi ultimi e del Béton-plaqué, la tecnica R.C.B. presenta tra l'altro una notevole riduzione di alcuni inconvenienti che possono insorgere per l'effetto di alte temperature.

Bari, Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico, Aprile 1999.

Bibliografia

- [1] G. DONATONE- R. SABATELLI, 1980: "In tema di restauro di travi in c.a. preventivamente portate a rottura", Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Bari, n.145, pagg. 23.
- [2] G. DONATONE- A. OLIVA- F. PAVONE- N. SCATTARELLI, 1983: "Sulle tecniche di rinforzo di elementi strutturali inflessi in c.a.", Atti dell'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni dell'Università di Bari, n.167, pagg. 27.
- [3] M. DIGIESI-C.BIANCO,1987:"Il consolidamento in sito di travi da ponte in c.a.p. danneggiate da urti accidentali", Le Strade, anno LXXXIX, n. 1240, pagg. 7.
- [4] C. BIANCO- G. DONATONE- A. OLIVA, 1988: "L'impiego di fondelli prefabbricati in c.a. nelle tecniche di rinforzo tipo R.C.B.", Atti dell'Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni dell'Università di Bari, n.204, pagg. 25.
- [5] G. DONATONE- A. OLIVA- A. SOLLAZZO, 1993:" Sull'impiego di malte reoplastiche a ritiro compensato nel rinforzo di travi in c.a.", Atti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Bari, n.223, pagg. 21.
- [6] G. DONATONE-A.OLIVA-A.SOLLAZZO,1993: "Tecniche di rinforzo tipo R.C.B..Sperimentazione e indicazioni progettuali",L'Edilizia,AnnoVII,n.9, pagg.12.

ANALISI NON LINEARE DI PILE DA PONTE A DOPPIA LAMA

Fabio BIONDINI

Dottorando

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

Franco BONTEMPI

Professore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".

Pier Giorgio MALERBA

Professore

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Udine.

Francesco MARTINEZ Y CABRERA

Professore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

SOMMARIO

Si vuole esaminare la risposta strutturale di pile da ponte suddivise, in altezza, in due parti: la prima, quella inferiore, più rigida e costituita da una sezione a cassone chiuso; la seconda, superiore, composta da due lame flessibili, collegate rigidamente in sommità. Facendo variare l'estensione relativa dei due tratti si pone in rilievo il ruolo giocato dai diversi fattori che ne influenzano il comportamento nei riguardi degli spostamenti e delle azioni orizzontali.

SUMMARY

The structural response of the two-blades bridge piers is studied. The piers are subdivided, along their height, into two parts: the lower one has a box section and hence is stiffer; the upper part, composed by two blades rigidly connected at the top, is flexible and must allow the horizontal displacements due to the time dependant effects, to the temperature imposed deformations and to the horizontal loads. By varying the relative extension of the two heights, the role of the factors which influence the horizontal response is highlighted.

1. INTRODUZIONE

Col ricorso a pile con doppia lama, in parte collegate lungo la loro altezza (Figura 1), si vogliono da un lato portare i rilevanti carichi verticali trasmessi dall'impalcato e dovuti al peso stesso della pila e, dall'altro, permettere contemporaneamente i sensibili spostamenti orizzontali dovuti agli effetti differiti, alle deformazioni anelastiche impresse dalla temperatura, all'azione dei carichi radenti. Dal punto di vista costruttivo inoltre, una tale tipologia può essere agevolmente realizzata mediante la tecnica dei casseri rampanti.

La funzione delle lame è quella di consentire questi spostamenti senza il ricorso al cinematismo di appoggi meccanici, ma sfruttando soltanto la deformabilità della struttura.

La risposta di un simile sistema strutturale può, a prima vista, apparire prevedibile con una semplice analisi elastica lineare. In realtà l'analisi elastica consente di cogliere solo delle indicazioni di massima in termini di rigidità/deformabilità. Come si mostrerà in questo lavoro, solo un'analisi di tipo generale, non lineare per materiale e geometria, è in grado di fornire risultati attendibili.

2. DEFINIZIONE DEL PROBLEMA

Si vuole esaminare la risposta strutturale del sistema mostrato in Figura 1, che si ritiene rappresentativo di pile da ponte a doppia lama [5]. La pila è suddivisa in altezza da due tratti. Il primo di altezza L_1 è più rigido ed è costituito da una sezione a cassone chiuso; il secondo, di lunghezza $L_2 = L - L_1$, è composto da due lame flessibili, lavoranti in parallelo. L'estensione relativa del tratto rigido rispetto all'altezza totale L è caratterizzata dal rapporto adimensionale $\alpha = L_1/L$.

Alla base, la pila è incastrata rigidamente. In sommità essa termina con un tratto rigido che impone alle due estremità delle lame la stessa rotazione ed uno spostamento relativo corrispondente ad un moto rigido. La struttura è precompressa da due diverse serie di cavi verticali disposti lungo gli assi di ciascuna delle due lame e lunghi quanto l'intera pila. Indicata con V l'azione verticale agente su ciascuna lama, l'azione della precompressione totale P è quantificata in termini relativi mediante il parametro adimensionale $\beta = P/V$.

Si ricava, mediante analisi non lineare, la risposta strutturale dello schema di pila a doppia lama ora descritto, al variare dell'altezza relativa del tratto rigido ($\alpha = L_1/L = 0/3, 1/3, 2/3, 3/3$). Per ciascuno di tali rapporti, viene variata l'intensità della precompressione su ciascuna lama nei valori ($\beta = P/V = 0/3, 1/3, 2/3, 3/3$).

La struttura è stata modellata con l'elemento trave in c.a./c.a.p., già formulato in [2] ed ulteriormente sviluppato in [1], [3]. In particolare, le analisi vengono condotte tenendo conto sia delle non linearità meccaniche associate ai legami costitutivi dei materiali, sia delle non linearità geometriche associate agli effetti del secondo ordine [4]. Per quanto riguarda i materiali, si sono adottati i seguenti legami costitutivi.

Il legame del calcestruzzo è mostrato in Figura 1.a, con il ramo in compressione che segue il modello di Saenz:

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad , \quad \varepsilon_{cu} \leq \varepsilon_c \leq 0$$

in cui $k = E_{c0} \varepsilon_{c1} / f_c$ e $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$. Assumendo:

$$E_{c0} = 9500 f_c^{1/3} \quad [\text{MPa}]$$

$$f_{c1} = 0.25 f_c^{2/3} \quad [\text{MPa}]$$

il diagramma risulta quindi definito dai limiti deformativi $\varepsilon_{cu}, \varepsilon_{c1}, \varepsilon_{cu}$, e dalla resistenza a compressione f_c .

I legami costitutivi dell'acciaio normale e da precompressione mostrati in Figura 1.b e 1.c sono invece definiti dai moduli elastici $E_s = f_{sy} / \varepsilon_{sy}$, $E_p = 0.7 f_{py} / \varepsilon_{py}$, dai limiti deformativi ε_{su} , ε_{pu} , e dalle tensioni di snervamento f_{sy} , f_{py} . In particolare, i

rami non lineari in Figura 1.c sono descritti dalla seguente relazione in forma implicita:

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 0.823 \frac{|\varepsilon_p|}{\varepsilon_p} \left(\frac{|\sigma_p|}{f_{py}} - 0.7 \right)^5 \quad , \quad \varepsilon_{py} \leq |\varepsilon_p| \leq \varepsilon_{pu}$$

Nel seguito si presentano i risultati ottenuti mediante analisi non lineari eseguite imponendo uno spostamento trasversale crescente alla sommità della pila. Si assume in particolare un'altezza totale della pila $L = 42.50$ m ed un carico verticale sulla singola lama $V = 30$ MN. Per i materiali si considerano le seguenti caratteristiche. Calcestruzzo: $f_c = -33.2$ MPa, $\varepsilon_{c1} = -2\text{‰}$, $\varepsilon_{cu} = -3.5\text{‰}$, $\varepsilon_{cu} = 2\varepsilon_{c1}$. Acciaio normale: $f_{sy} = 430$ MPa, $E_s = 210$ GPa, $\varepsilon_{su} = 1\%$. Acciaio da precompressione: $f_{py} = 1600$ MPa, $E_p = 200$ GPa, $\varepsilon_{pu} = 1\%$. Il livello di precompressione nei cavi si assume $\sigma_{p0} = 1000$ MPa. La struttura è stata discretizzata con elementi di trave della lunghezza di $\Delta L \approx 2.00$ m. Per quanto riguarda la sezione trasversale, le cui caratteristiche geometriche sono mostrate in Figura 1.c, si è adottata la discretizzazione presentata in Figura 2. Le integrazioni numeriche sono state svolte mediante quadratura di Gauss-Lobatto e Gauss-Legendre. È stato in particolare adottato uno schema con 7 sezioni di campionamento per ogni elemento, con circa 150 punti di integrazione su ciascuna sezione, di cui circa 50 sulla singola lama.

3. PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

La Figura 4 mostra la configurazione deformata qualitativa al variare del parametro $\alpha = L_1/L$.

Le Figure 5.a-d mostrano le curve (Forza orizzontale H) - (Spostamento orizzontale s) per i diversi rapporti $\alpha = L_1/L = 0/3, 1/3, 2/3, 3/3$. In ciascuna Figura sono rappresentati due gruppi di quattro curve ciascuno. Il gruppo di curve individuate dal parametro $\beta = P/V = 0/3, 1/3, 2/3, 3/3$, rappresenta la risposta del sistema per le corrispondenti intensità di precompressione. Il gruppo di curve individuate dal parametro β con l'estensione @ ($\beta = 0/3@, 1/3@, \text{etc.}$) rappresenta la analoghe risposte ottenute ignorando gli effetti della non linearità geometrica e considerando solo quella dei materiali.

Le Figure 6.a-d mostrano le curve (Forza orizzontale H) - (Spostamento orizzontale s) per i diversi rapporti $\beta = P/V = 0/3, 1/3, 2/3, 3/3$. In ciascuna Figura sono rappresentate quattro coppie di curve. Ogni coppia corrisponde ad un valore $\alpha = L_1/L = 0/3, 1/3, 2/3, 3/3$. Di ogni coppia di curve, quella con estensione @ mostra anche in questo caso il risultato ottenuto disattivando gli effetti della non linearità geometrica.

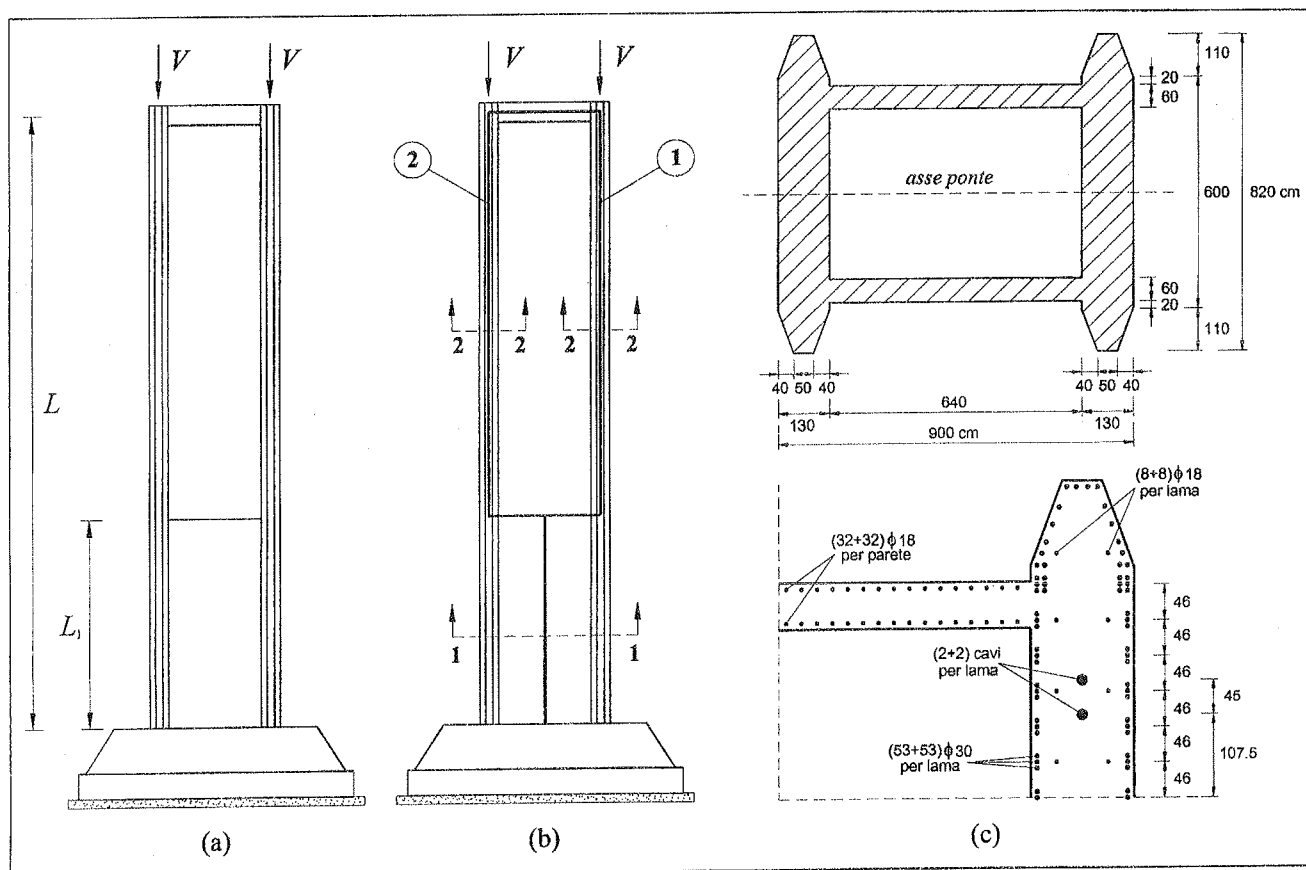


Figura 1. Pila a doppia lama: (a) vista in elevazione ($L=42.50$ m); (b) modellazione monodimensionale; (c) geometria della sezione e particolare della distribuzione delle armature longitudinali.

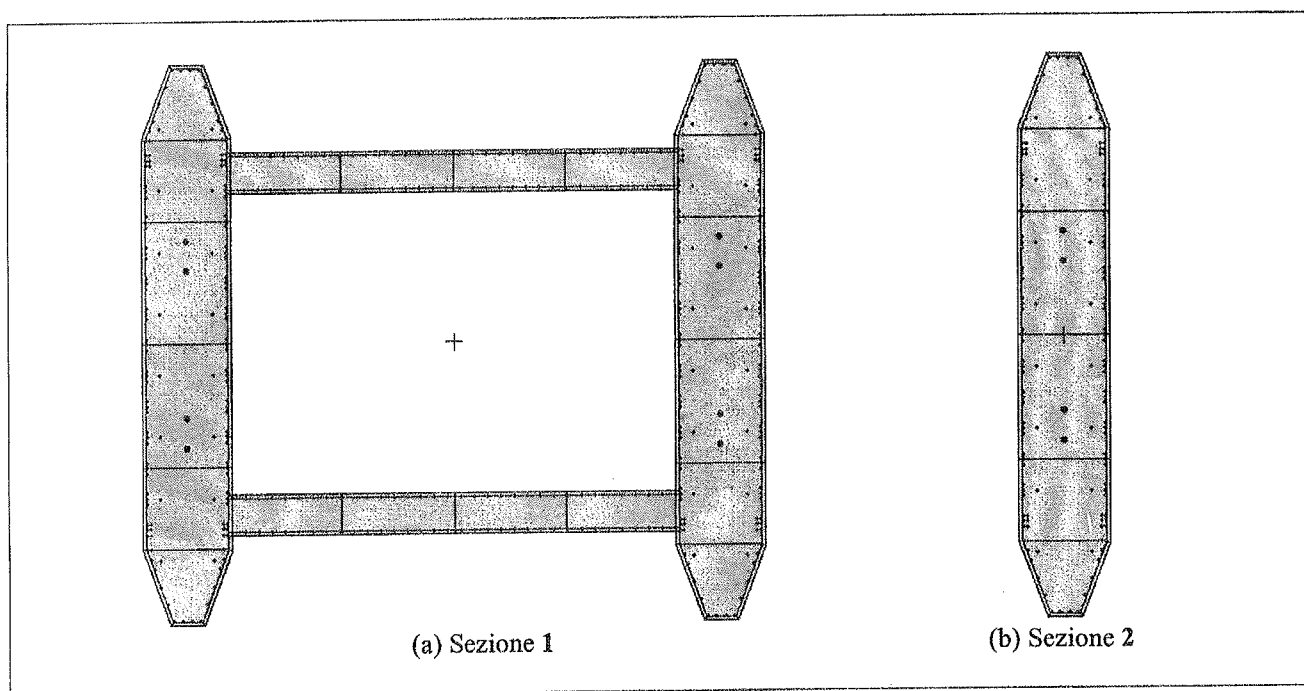


Figura 2. Discretizzazione delle sezioni della pila (Figura 1): (a) sezione a cassone; (b) singola lama.

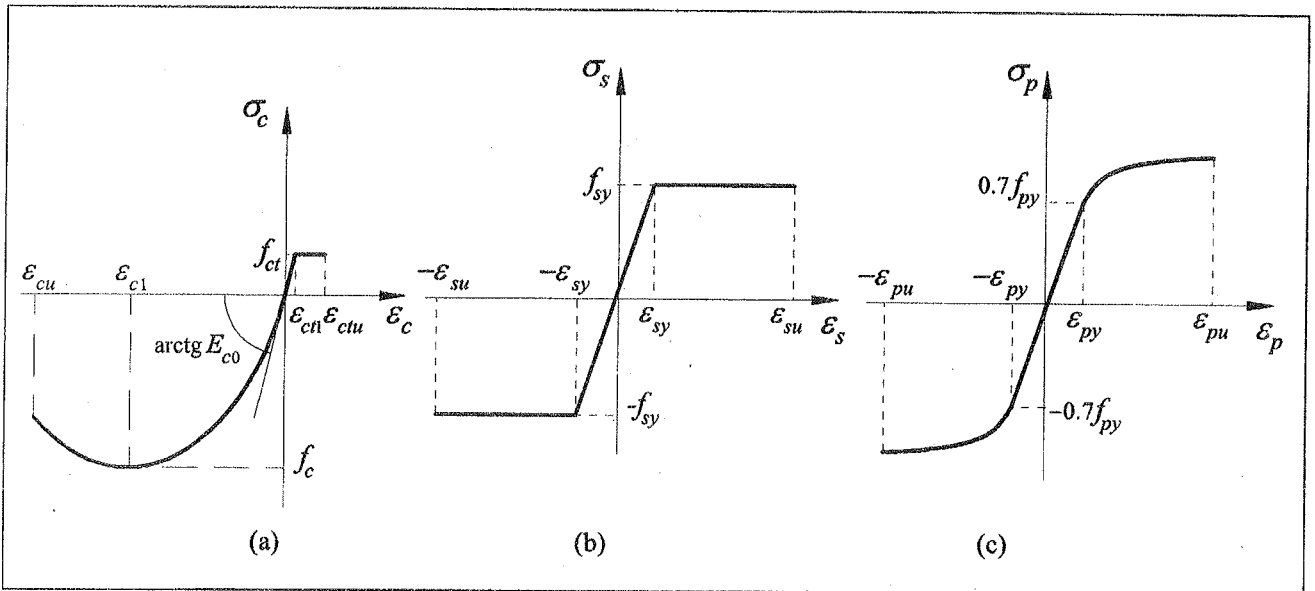


Fig. 1 - Legami costitutivi dei materiali: (a) calcestruzzo; (b) acciaio normale; (c) acciaio da precompressione.

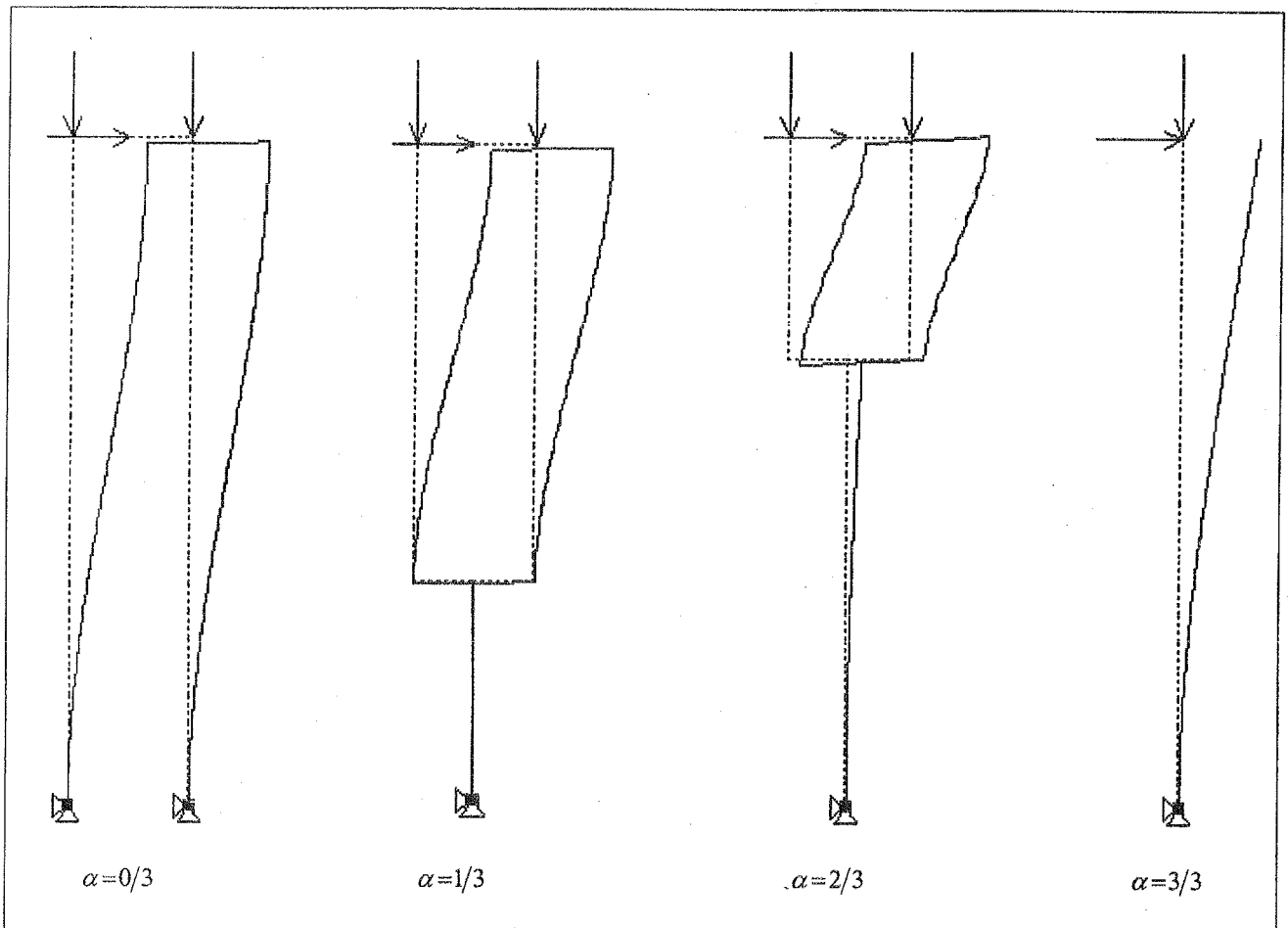


Figura 4. Configurazione deformata al variare del parametro α .

Le Figure 7.a-d presentano le curve (Forze orizzontali H_1 , H_2 , associate rispettivamente alle lame 1-destra e 2-sinistra)- (Spostamento orizzontale s), per i diversi rapporti $\beta = P/V = 0/3, 1/3, 2/3, 3/3$. In ciascuna Figura sono rappresentate quattro coppie di curve. Ogni coppia rappresenta le sollecitazioni taglianti H_1 (Lama 1, destra) e H_2 (Lama 2, sinistra) per diversi $\alpha = L_1/L$. In questo caso tutte le curve sono state ottenute considerando gli effetti geometrici.

Le Figure 8.a-d rappresentano infine l'andamento dell'azione assiale N_i relativa a ciascuna lama $i=1,2$, depurata dalla relativa forza di precompressione $P_i = P/2$, ovvero del parametro adimensionale $\psi = (N_i - P_i)/V$, in funzione dello spostamento s .

4. VALUTAZIONI COMPARATIVE

Ponendo a confronto i risultati esposti nelle Figure 5, 6, 7, 8, si rileva come le riposte strutturali si differenzino per i seguenti aspetti.

- Aumentando l'altezza del tratto rigido aumenta anche la resistenza all'azione orizzontale H_{\max} .
- L'influenza della non linearità geometrica si può apprezzare, per tutti i casi esaminati, per confronti con le curve con estensione @. Tale influenza è massima quando le lame costituiscono l'intera pila ($\alpha = 0/3$) e si riduce con gradualità con l'aumentare dell'altezza del tratto rigido a cassone. Di un certo rilievo è il fatto che per $\alpha = 0/3, 1/3$ gli effetti della non linearità geometrica si manifestino in modo sensibile fin dai valori iniziali di spostamento, quando il comportamento della struttura tende a quello elastico.
- A pari estensione ($\alpha = L_1/L$) del tratto rigido e per le tipologie sezionali considerate, l'incremento dell'intensità di precompressione β ha un effetto favorevole, sia pure appena percettibile, nel tratto iniziale delle curve, fino ad un punto di inversione, oltre il quale la resistenza massima H_{\max} si riduce. Questo punto, per α crescenti, si sposta gradualmente verso il picco. Nel caso $\alpha = 3/3$, per il quale l'intera pila ha sezione a cassone, si coglie solo l'effetto iniziale, con un lieve aumento di $H_{\max} \equiv H_{\text{ultimo}}$. La precompressione ha invece scarso effetto sul valore dello spostamento orizzontale ultimo.
- Laddove è più marcato l'effetto della non linearità geometrica si risente anche maggiormente dell'effetto della precompressione. Inversamente aumentando ($\alpha = L_1/L$) le curve corrispondenti ai diversi casi ($\beta = P/V$) tendono a sovrapporsi in un'unica curva. Come già detto, quando l'intera pila ha sezione a

cassone ($\alpha = 3/3$), l'incremento di precompressione, comporta solo un lieve incremento di H_{\max} . Si osserva che un tale effetto si inverte se si ignora la non linearità geometrica (Figura 5.d, sequenza di curve $\beta = P/V = 3/3@, 2/3@, 1/3@, 0/3@$).

- La Figura 7 mostra come la forza orizzontale totale H si ripartisca nelle forze orizzontali $H = H_1 + H_2$ agenti sulle singole lame. Nella maggior parte dei casi, la lama più compressa dà anche il contributo orizzontale maggiore e, nel tratto iniziale, la differenza tra i due contributi aumenta con ($\alpha = L_1/L$). Per il caso $\alpha = 1$ si ha solo la sezione a cassone e quindi la distinzione tra lame perde significato. Per il caso $\alpha = 0$ e nel tratto softening, la lama 2 sopperisce alla perdita di portanza della 1, contribuendo al raggiungimento di maggiori spostamenti ultimi.

5. RIFLESSI SULLE SCELTE PROGETTUALI

I casi esaminati hanno messo in mostra il ruolo fondamentale giocato dalle non linearità e in particolare, per questa classe di problemi, il ruolo della non linearità geometrica, che differenzia sensibilmente la risposta effettiva da quella elastica, fin dalla fasi iniziali della storia di spostamenti impressi. Tanto maggiore è la deformabilità della pila, tanto minore risulta, per effetto della non linearità geometrica, la corrispondente capacità portante nei riguardi delle azioni orizzontali.

La stessa non linearità del problema e la molteplicità dei parametri coinvolti, non consentono facili estrapolazioni che possano essere utilizzate ai fini di un progetto. In sede di progetto non resta che formulare un'ipotesi di partenza sul tipo di pila da realizzare e poi condurre su tale sistema un'analisi non lineare del tipo di quella ora esposta facendo variare l'altezza del tratto più rigido.

I risultati possono essere sintetizzati nella forma mostrata in Figura 8 per il caso $\beta = 0$. In ordinate sono riportati i valori di α , in ascisse sono riportati:

- i valori di spostamento (s) in sommità alla pila, misurati al termine del tratto iniziale, caratterizzato da un andamento pressoché lineare (curva $s = s_y$), al valore di picco (curva $s = s_p$) ed al valore di resistenza orizzontale ultima (curva $s = s_u$);
- i valori di forza resistente orizzontale (H) per gli stessi punti caratteristici delle curve $H-s$ (curve $H = H_y, H = H_p, H = H_u$).

Per orientarsi sul valore di α da scegliere si può partire dal valore di spostamento s richiesto, con una retta verticale che intercetti la curva $s = s_y$. La retta orizzontale

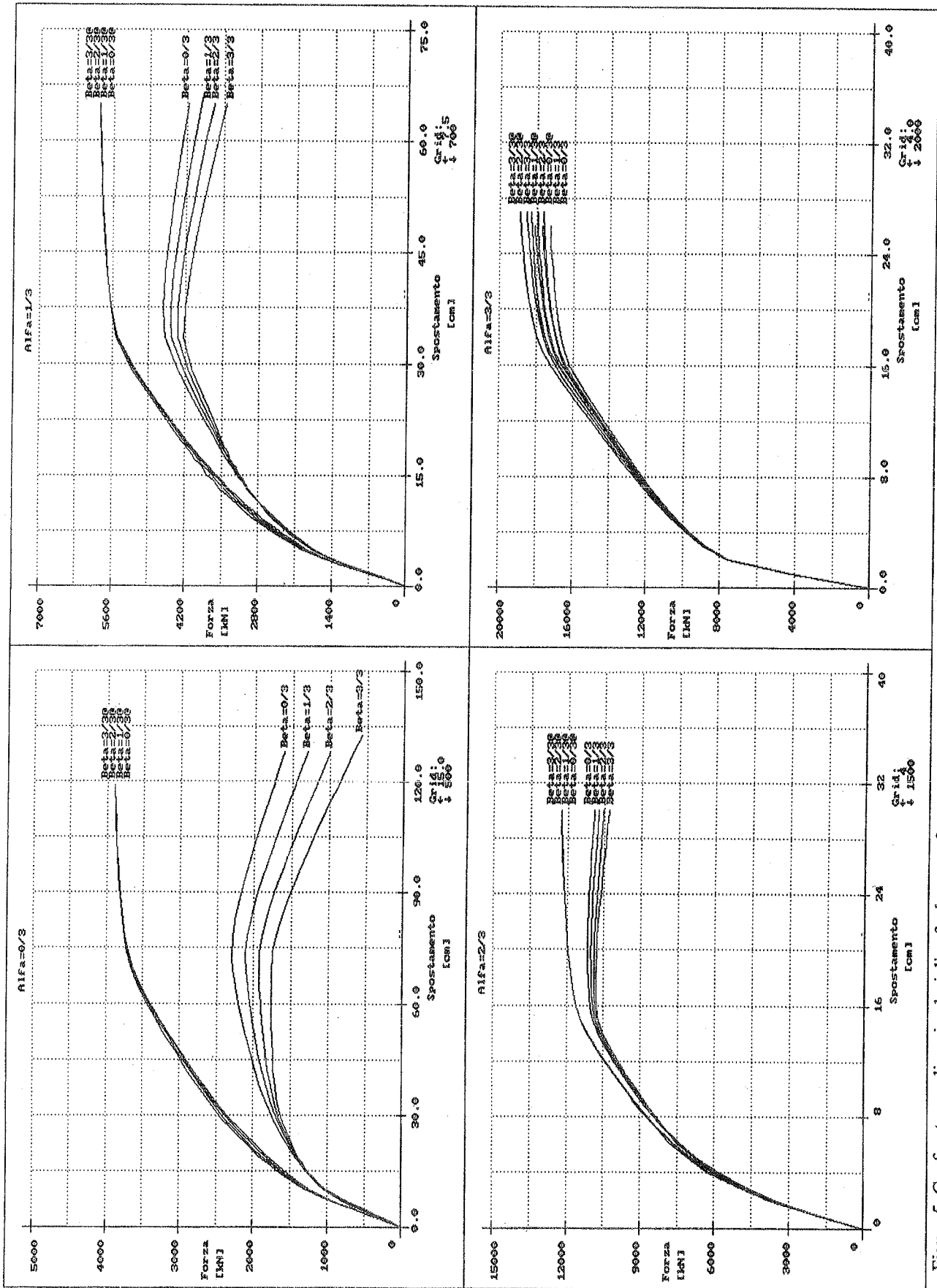


Figura 5. Confronto per diversi valori di α fra le curve forza-spostamento ottenute al variare di β con e senza effetti geometrici (@ = teoria del primo ordine).

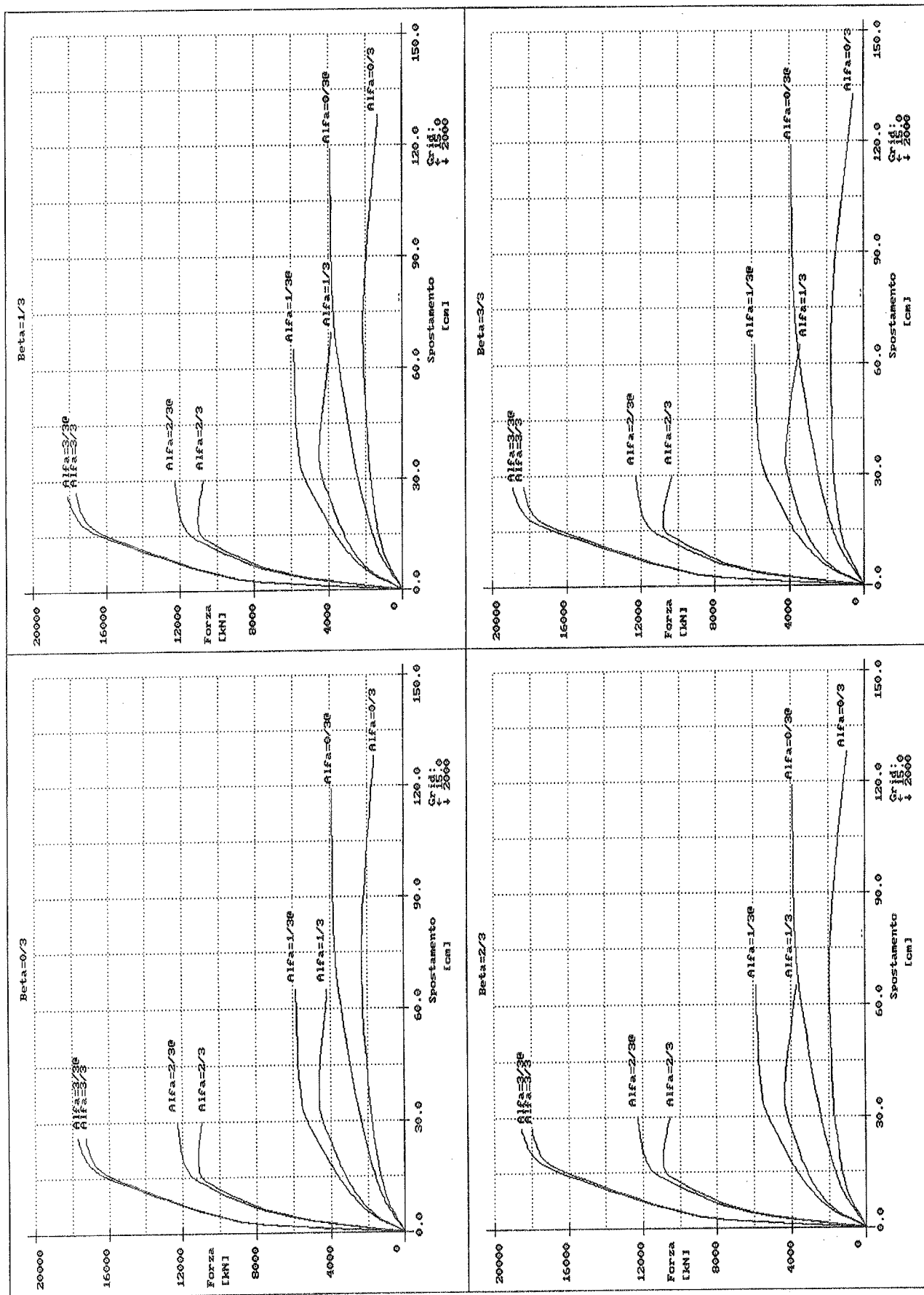


Figura 6. Confronto per diversi valori di β fra le curve forza-spostamento ottenute al variare di α con e senza effetti geometrici (@ = teoria del primo ordine).

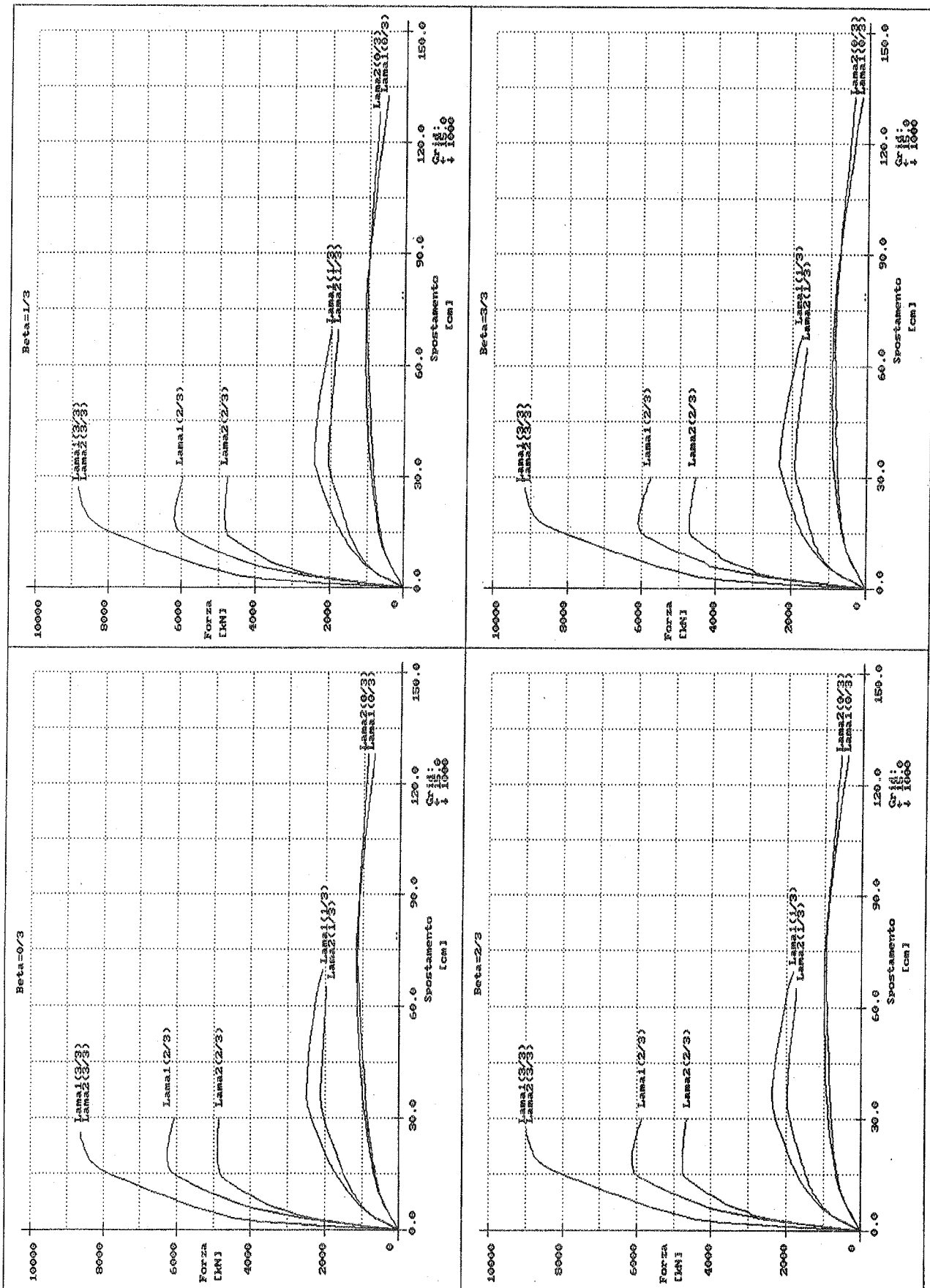


Figura 7. Confronto per diversi valori di β fra le curve forza-spostamento nelle singole lame ottenute al variare di α considerando gli effetti geometrici.

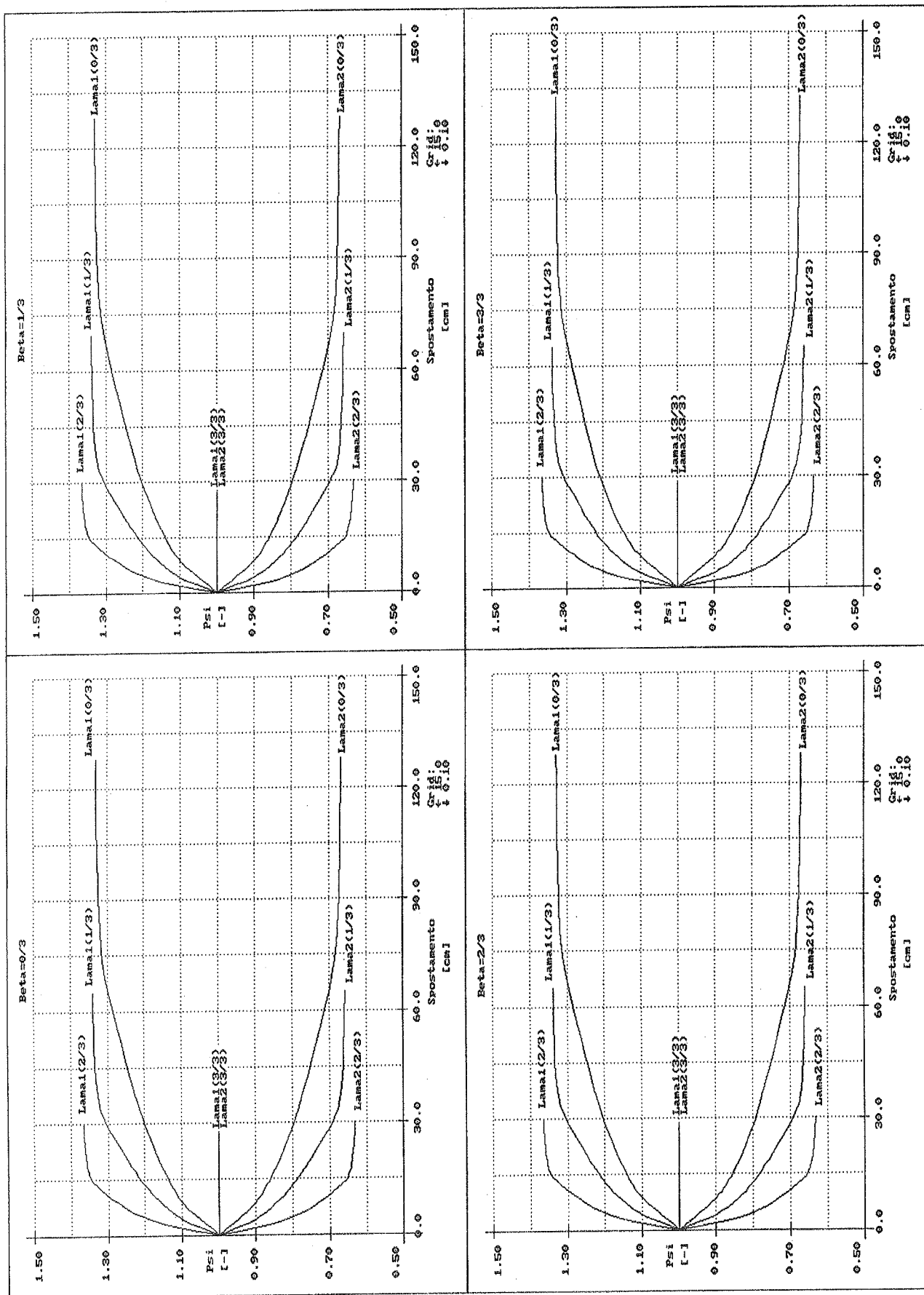


Figura 8. Confronto per diversi valori di β fra le curve ψ -spostamento nelle singole lame ottenute al variare di α considerando gli effetti geometrici.

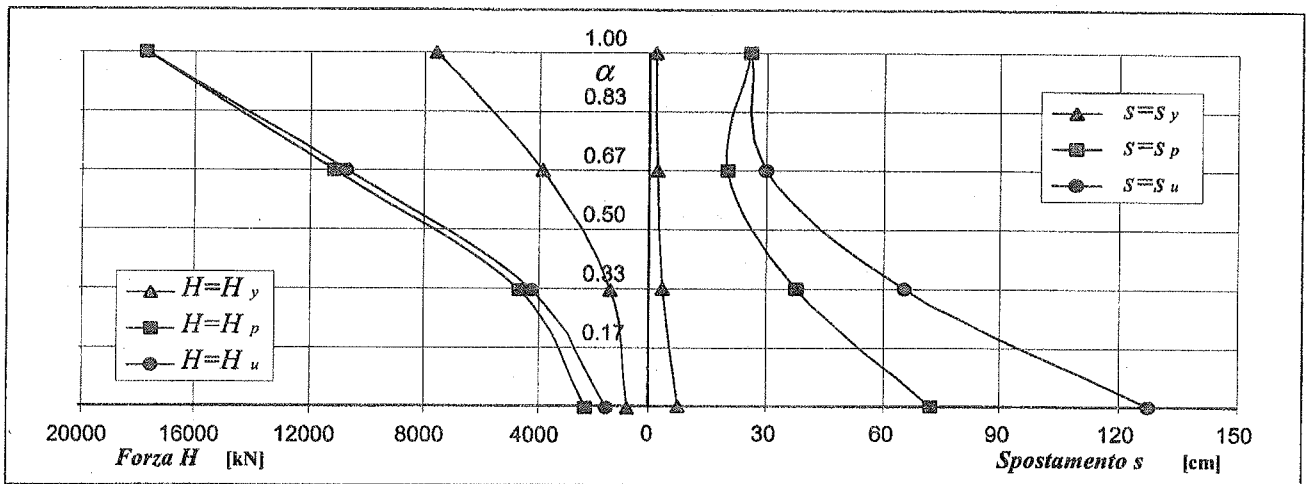


Figura 8. Curve che definiscono stati limite successivi in termini di azioni orizzontali H e spostamenti orizzontali s al variare del parametro $\alpha=L_1/L$ per il caso $\beta=P/V=0$.

per questo punto interseca l'asse α al valore corrispondente a questa capacità deformativa ed interseca la curva $H=H_y$, al valore della corrispondente forza resistente orizzontale, che deve essere maggiore delle azioni orizzontali di progetto. Se tali condizioni non fossero verificate, o perché il valore di s eccede quelli consentiti dalla pila o perché il valore H_y è inferiore a quello richiesto, la pila andrà riconfigurata. A questo proposito va detto che il modo qui scelto di far variare la rigidezza rappresenta solo un primo criterio schematico. Grazie ad un'analisi di tipo generale si possono infatti esaminare configurazioni più elaborate ottenute per esempio:

- modulando la flessibilità trasversale mediante collegamenti meno rigidi che non le pareti piene di un cassone, come si può fare inserendo elementi orizzontali, in funzione di calastrelli, opportunamente spazati lungo l'altezza;
- variando in modo opportuno l'armatura delle sezioni critiche;
- introducendo tratti rastremati.

6. CONCLUSIONI

Si è esaminata la risposta strutturale di pile da ponte conformate a doppia lama e si sono evidenziati in particolare:

- gli effetti conseguenti ad una progressione ordinata della rigidezza relativa tra parte rigida e parte flessibile;
 - il ruolo della non linearità geometrica;
 - il ruolo del livello di precompressione;
- concludendo che solo un'analisi di tipo generale, non lineare per materiale e geometria, è in grado di fornire risultati attendibili. Ne consegue che tali risultati, pur evolvendo con gradualità nell'ambito della casistica esaminata, non possono essere estrapolati a situazioni strutturali che si scostino dal caso particolare esaminato.

Nei riguardi di una strategia di progetto risultano evidenti i limiti di un campionamento di tipo parametrico. Non è detto infatti che il parametro assunto a riferimento sia l'unico e che esso sia anche quello maggiormente significativo nel caratterizzare la risposta del sistema. Passando dal piano dell'analisi a quello delle scelte progettuali si dovrà fare ricorso a tecniche di ottimizzazione che, esplorando tutto il campo dei parametri prescelti, evolvono con criteri strutturati alla soluzione ottimale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BONTEMPI F., MALERBA P.G., ROMANO L. – 1995, "Formulazione diretta secante dell'analisi non lineare di telai in C.A./C.A.P.", *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in Cemento Armato, Politecnico di Milano, 16, 351-386.
- [2] MALERBA P.G., BONTEMPI F. – 1990, "Analisi di telai in C.A. in presenza di non linearità meccaniche e geometriche", *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in Cemento Armato, Politecnico di Milano, 11, 209-224.
- [3] MALERBA P.G. (Ed.) – 1998, "Analisi limite e non lineare di strutture in cemento armato", CISM: Udine.
- [4] MARTINEZ Y CABRERA F., BONTEMPI F., MALERBA P.G., BIONDINI F. – 1997, "A Secant Technique for Nonlinear Analysis of Prestressed Cable Stayed Bridges", *Proceedings of 7th Int. Conference on Computing in Civil and Building Engineering*, Seoul, 1, 461-466, August 19-21.
- [5] MANCINI G., MARTINEZ Y CABRERA F., PISANI M.A., RECUPERO A. – 1998, "Behavior of Nonlinearly Restrained Slender Bridge Piers", *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 3(3), 126-131.

MODELLAZIONE DI ZONE DIFFUSIVE IN ELEMENTI IN C.A. MEDIANTE MODELLI DISCRETI

Fabio BIONDINI

Dottorando

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

Franco BONTEMPI

Professore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".

Enzo DOLARA

Ricercatore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".

Pier Giorgio MALERBA

Professore

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Udine.

SOMMARIO

La modellazione di elementi strutturali in C.A. mediante schemi discreti basati su elementi lavoranti a stato di sforzo costante (reticoli di puntoni e tirante, sistemi a pannelli e correnti), contribuisce a dare evidenza fisica all'effettivo comportamento strutturale e consente al progettista di cogliere sia le modalità di discesa dei carichi dalle zone di applicazione ai vincoli a terra, sia quei meccanismi locali che guidano alla configurazione delle disposizioni costruttive di dettaglio.

SUMMARY

Modelling R.C. members through discrete schemes, composed of constant stress elements (struts and ties, stringers and shear panels), enhances the visualisation of the structural behaviour and allows the designer to grasp both the overall load path from the applied forces to the restraints and the local mechanisms involving the detailing layout.

1. INTRODUZIONE

La transizione ad una società globale, tecnologicamente avanzata, impone elevati requisiti di sicurezza per ogni aspetto riguardante la vita e le attività umane. Per ciò che riguarda le costruzioni e le strutture, un secolo di continuo progresso nelle conoscenze, nei materiali e nelle tecnologie avrebbe dovuto ridurre l'evenienza di malfunzionamenti o rotture a casi eccezionali. A dispetto di tali aspettative piccole o gravi carenze strutturali sono tuttora episodi di comune esperienza. Ciò è probabilmente dovuto ai più ambiziosi obiettivi che si intendono raggiungere. Anche se, senza dubbio, qualche scollamento esiste lungo il percorso ingegneristico che va dalla formulazione dei concetti alla loro pratica realizzazione.

Dal punto di vista dell'analisi strutturale, lo studio di strutture comunque complesse può essere svolto mediante il Metodo degli Elementi Finiti. Tuttavia, il progetto della stessa struttura come elemento in C.A. non è né

immediato, né univoco e si può affermare che, a tuttora, non esiste una procedura generale per passare da un assegnato campo di sforzi al corrispondente schema resistente.

Ben definiti criteri sono stati formulati per sollecitazioni di azione assiale, flessione, taglio e torsione riferite ad elementi snelli. Per gli stessi elementi, semplici ed affidabili procedure di calcolo riguardanti gli stati limite sia di esercizio, sia ultimi, sono riportate nelle norme e nei manuali.

Un aspetto comunemente riconosciuto come problematico riguarda invece quegli elementi strutturali che non possono essere inquadrati nella comune teoria tecnica delle travi, come ad esempio accade per le zone diffuse viste sia come l'intero elemento strutturale, sia come un intorno locale che richieda specifiche disposizioni costruttive.

Proprio alla soluzione di questa classe di problemi sono stati dedicati negli ultimi due decenni una speciale attenzione e contributi sperimentali e teorici di grande rilievo.

2. LE DIVERSE CLASSI DELL'ANALISI STRUTTURALE

Il dimensionamento di un elemento portante richiede la conoscenza del suo stato di sforzo e questo comporta lo svolgimento di un'analisi strutturale. In base ai principi della meccanica, ogni analisi richiede il rispetto delle condizioni di equilibrio e di congruenza, tenendo conto di una idealizzazione dei materiali che sia effettivamente rappresentativa. La Tabella 1 (adattata da Reineck, 1993) mostra come tali condizioni sono soddisfatte in analisi lineari, non lineari e limite. L'analisi limite consente una valutazione razionale e sintetica del comportamento strutturale. Assumendo il comportamento dei materiali

come rigido-plastico, essa sceglie una rappresentazione essenziale delle loro capacità portanti, facendole dipendere dal solo sforzo resistente.

Scopo dei modelli orientati in modo specifico al progetto è quello di porre in evidenza i meccanismi resistenti e di ricondurre l'intero problema a pochi ed essenziali parametri, immediati da cogliere ed agevoli da impiegare per ogni valutazione riguardante dimensionamenti e verifiche. I più diffusi fra tali modelli fanno ricorso a schemi discreti, nei quali gli elementi in c.a. vengono rappresentati mediante campi di sforzo costante, quali reticoli di puntoni (struts) e tiranti (ties) e sistemi composti da correnti e da pannelli a puro taglio (stringers and shear panels) (Fig.1).

TABELLA 1 (Nota: S = Condizione Soddisfatta)		REQUISITI				
		EQUILIBRIO	MATERIALI			COMPATIBILITA'
ANALISI			Legami Sforzo-Deformazione	Limiti di Resisten. Cond. di Snervam.	Limiti di Deformazione	
ELASTICA LINEARE		S	$\sigma = E \cdot \epsilon$	/	/	S
NON LINEARE		S	S	S	S	S
PLAS. (Limite)	Soluz. Unica	S	Perfetta Plasticità	S	$\epsilon_u \gg \epsilon_y$	S
	Met. Statico	S	Perfetta Plasticità	S	$\epsilon_u \gg \epsilon_y$	/
	Met. Cinematico	/	Perfetta Plasticità	/	$\epsilon_u \gg \epsilon_y$	S

3. IL MODELLO PUNTO E TIRANTE (STRUT AND TIE MODEL, S&TM)

Una soluzione generale ai problemi diffusivi che riguardano gli elementi strutturali in C.A. può essere dedotta dall'analisi limite mediante schemi a traliccio in grado di modellare sia il meccanismo di trasmissione dei carichi, sia la ripartizione dei ruoli portanti tra calcestruzzo ed acciaio. Gli sviluppi più recenti definiscono questo tipo di modellazione Strut and Tie (S&T).

3.1. Suddivisione in zone di Bernoulli (B-Regions) e zone Diffusive (D-Regions)

Una prima interpretazione del comportamento d'insieme di una struttura, individua le zone che si comportano come elementi snelli, assimilabili a travi, e le zone che presentano singolarità statiche o geometriche (Fig. 2.a, b, c). Questo porta a suddividere la struttura in zone cosiddette di Bernoulli (B-Regions) ed in zone Diffusive (D-Regions) (Dolara, 1995/96).

B-Regions. Per travi snelle, con rapporto luce/altezza ≥ 3 , l'ipotesi per la quale le sezioni ruotano restando piane è ben approssimata. In accordo con il principio di Bernoulli si può allora assumere che le deformazioni longitudinali siano distribuite linearmente sull'altezza della sezione e ricavare i corrispondenti sforzi generalizzati (azione assiale, tagli, momenti flettenti e torcenti). Il progetto di tali elementi viene sviluppato

mediante criteri consolidati, fondati su adeguati legami costitutivi, o su modelli a traliccio bi-, tridimensionali come per i casi del taglio e della torsione. Le regioni di una struttura dove prevale un regime alla de Saint Venant sono usualmente denominate B-Regions, dove B- sta per *Bernoulli* o per *Beam* (Schlaich, Schaefer e Jennewein 1987).

D-Regions. Per molti elementi strutturali (travi alte, mensole tozze, selle di appoggio) e per diversi sottosistemi presenti nelle strutture correnti (zone nodali, spigoli rientranti, zone in prossimità di carichi concentrati o nell'intorno di aperture) l'ipotesi cinematica di distribuzione lineare delle deformazioni non può essere ritenuta valida, né si possono applicare le usuali teorie del C.A. Tali zone sono classificate come D-Regions, dove D- sta per zona Diffusiva, Discontinuità, o Dettaglio. Esse corrispondono alle zone escluse dal Principio di De Saint Venant. Secondo tale Principio le sezioni che separano le zone B- e D- possono essere assunte ad una distanza h dalle sezioni che delimitano i bordi della zona di singolarità, dove con h si indica l'altezza dell'elemento strutturale nelle adiacenti zone B-.

Anche se tali concetti appaiano a prima vista elementari, essi danno un primo inquadramento del comportamento strutturale ed orientano le successive fasi di analisi e di progetto. Le regioni B- possono essere trattate con le usuali teorie riguardanti flessione e taglio. Attenzione specifica verrà data nel seguito nel regioni D-.

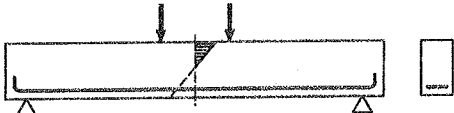

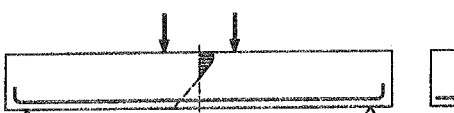

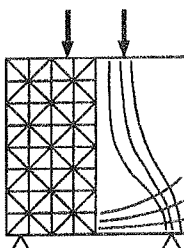
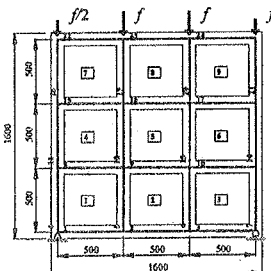
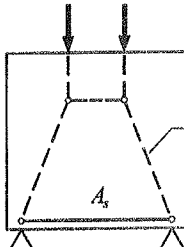
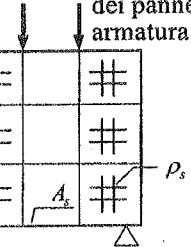
				FLESSIONE	TAGLIO	
B	Elementi strutturali per i quali si può assumere valida l'ipotesi di Bernoulli. La condizione di congruenza è assunta a priori.	ELASTICO		$A_s + \text{Verifica Calcestruzzo} - \text{SLE}$	 Modello a traliccio fatto di aste. $A_s + A_w + \text{Verifica Calcestruzzo}.$	
		LIMITE		$A_s + \text{Checks on concrete} - \text{SLU}$	 Modello a traliccio fatto di aste ed elementi inflessi di calcestruzzo. $A_s + A_w + \text{Verifica Calcestruzzo}.$	
D	Elementi o particolari strutturali per i quali non è possibile formulare a priori ipotesi sul campo cinematico che consentano di semplificare il problema generale 2D	ELASTICO		F.E.A. basata Su un modello omogeneo ed isotropo	 Verifica calcestruzzo dei pannelli 2D + armatura diffusa	SLE
		LIMITE	 Verifica Calcestruzzo (~1D)	Per l'analisi non lineare per Elementi Finiti la disposizione delle armature e le caratteristiche dei materiali devono essere note.	 Ulteriori sviluppi.	

Figura 1. Problema di progetto generalizzato.
 SLE: Modellazione orientata verso gli stati limite di esercizio.
 UL: Modellazione orientata verso gli stati limite ultimi.

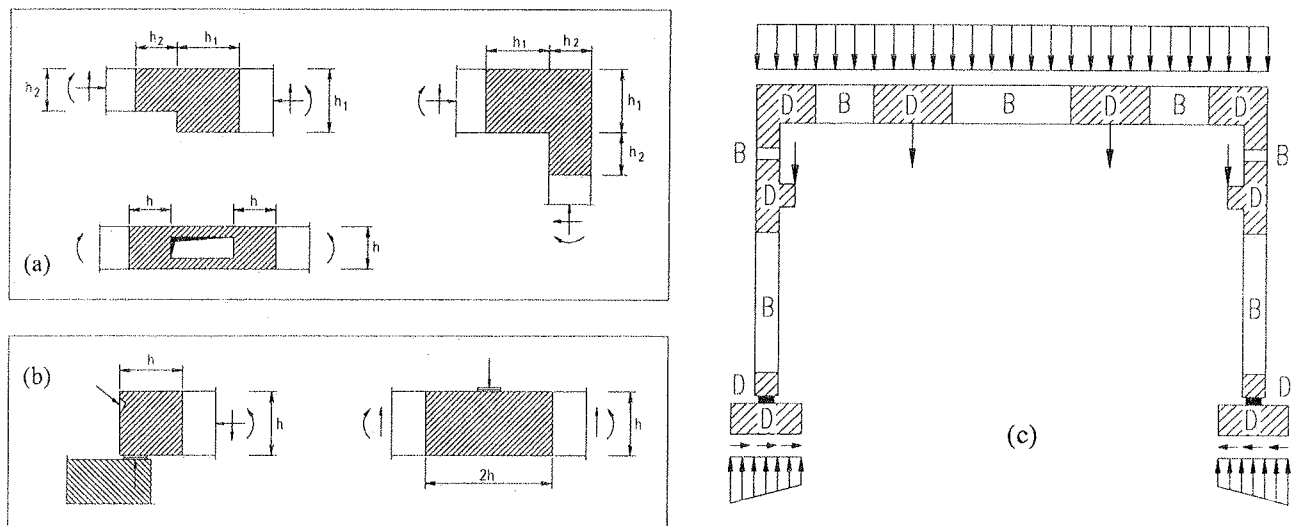


Figura 2. (a) Zone diffusive (D-regions), dovute a discontinuit  di tipo geometrico.
 (a) Zone diffusive (D-regions), dovute a discontinuit  di tipo statico.
 (c) Esempio di una struttura a telaio suddivisa in zone B- e D- (adattato da Schlaich et al., 1987).

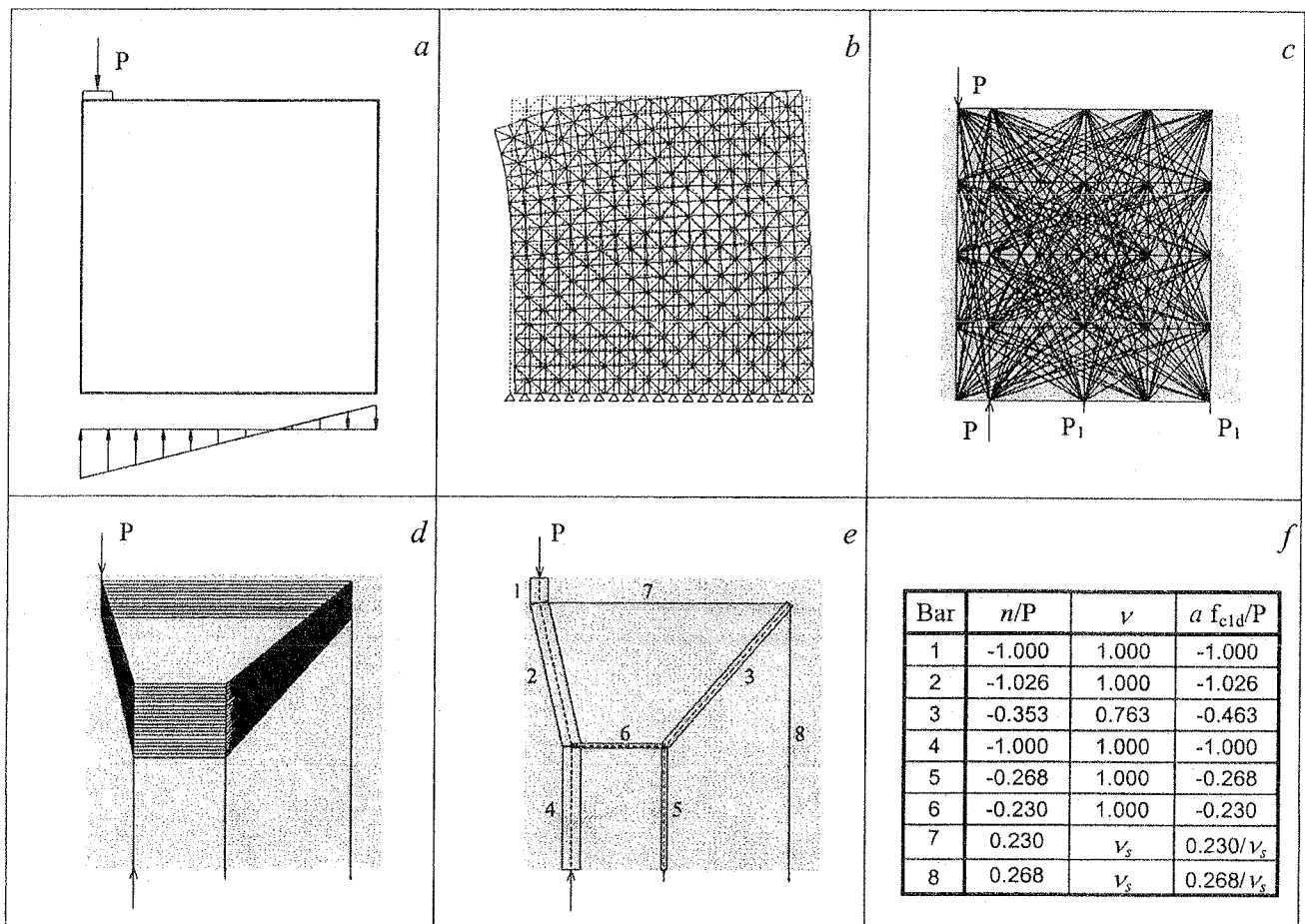


Fig. 3. Generazione di un modello S&T ottimale per una testata di ancoraggio.

3.2. Modellazione della Struttura

Un modello Strut and Tie è di solito formato da un traliccio resistente composto da puntoni in calcestruzzo (Struts), tiranti in acciaio (Ties) e regioni nodali, intese come aree poligonali che circoscrivono i punti di intersezione tra gli assi delle bielle e/o delle rette d'azione dei carichi e delle reazioni vincolari. Se le condizioni di equilibrio e le limitazioni sullo sforzo resistente dei materiali sono rispettati, un tale modello, in accordo con il teorema statico dell'analisi limite, porta a stime sicure della capacità portante ultima della struttura. I metodi più seguiti per la ricerca del traliccio resistente sono:

Il Metodo del Percorso dei Carichi. La regione D viene considerata come un corpo libero, soggetto a distribuzioni autoequilibrate di forze e di sforzi applicati lungo il bordo. Il diagramma di sforzi viene suddiviso in risultanti parziali, ciascuna delle quali è in equilibrio con una forza corrispondente agente sulla faccia opposta. Le singole risultanti parziali e le forze applicate sono poste in relazione mediante percorsi di carico rappresentati da linee che non si intersecano tra loro. Quando i carichi non sono equilibrati, i percorsi di carico per le rimanenti componenti di forza rientrano nella struttura e terminano sulla stessa faccia di partenza (Fig.3.e, percorso 8→3→5). Il modello S&T viene configurato modellando il percorso di carico mediante linee poligonali, deviate ai nodi da puntoni e tiranti operanti trasversalmente.

Il metodo a tutto campo. La regione D è un sistema continuo bi/tridimensionale, analizzato come tale per Elementi Finiti. Puntoni e Tiranti vengono disposti modellando i percorsi curvilinei del flusso delle isostatiche mediante linee poligonali. I Puntoni sono le risultanti di campi di compressione uniformi o convergenti a ventaglio. I Tiranti sono le risultanti o del contributo di armature o di sforzi di trazione nel calcestruzzo in zone tese. I nodi sono volumi di calcestruzzo confinato, nei quali i puntoni compressi sono deviati da armature adeguatamente ancorate o da altri puntoni.

Ottimizzazione del Modello S&T. Il procedimento per definire un modello S&T non è univoco. Modellando traiettorie di sforzo e di carico con andamento curvilineo mediante segmenti di retta, è inevitabile introdurre approssimazioni e scelte soggettive. Ricordando che in Natura la diffusione dei carichi avviene in modo tale che l'energia di deformazione associata risulti minima, una razionale filosofia di progetto cercherà di realizzare il traliccio di massima rigidezza che, per un'assegnata condizione di carico, coincide con quello di minimo volume di materiale (Hemp, 1973).

L'Analisi. L'elemento strutturale assegnato, che occupa un dominio continuo, è così ridotto ad un modello discreto, composto da tiranti e puntoni. Si determinano

le forze agenti sulle barre del modello e, tramite queste, si dimensionano, o si verificano, i puntoni in calcestruzzo, i tiranti in acciaio e le zone nodali.

3.3. Modellazioni discrete a Traliccio e Plasticità del C.A.

Una valutazione di capacità portante fondata sul modello S&T ha il suo fondamento teorico nel Teorema Statico dell'Analisi Limite, valida per un materiale ideale, perfettamente plastico e di illimitata duttilità. Sotto queste ipotesi qualsiasi campo di sforzi ammissibile porta a determinare una capacità portante non maggiore di quella effettiva e, pertanto, ad una valutazione conservativa del carico di collasso.

Per determinati materiali, quale l'acciaio, l'idealizzazione di materiale perfettamente plastico è aderente alle sue effettive proprietà fisiche. Per il calcestruzzo, l'ipotesi di perfetta plasticità è discutibile. Quando il comportamento di un elemento strutturale è governato principalmente dall'acciaio di armatura, la Teoria della Plasticità è applicabile. Quando la capacità portante dipende principalmente dalle proprietà del calcestruzzo, come accade per gli elementi sovrarmati o per quelli privi di armatura, l'applicabilità dello S&TM richiede alcune puntualizzazioni.

Il legame sforzo-deformazione monoassiale del calcestruzzo è infatti caratterizzato da un valore di picco, la sua resistenza, seguito da un accentuato ramo softening, che termina a valori di deformazione ultima molto inferiori a quelli dell'acciaio, mostrando, con questo, limitata duttilità. La curva carico spostamento per un elemento in C.A. si sviluppa di solito nello stesso modo, ovvero presenta un valore di picco, corrispondente alla capacità portante, seguito da un ramo discendente, con pendenza più o meno accentuata, fino al collasso. Anche strutture poco armate presentano un tale picco, benché con tratti nell'intorno del massimo molto piatti.

E' quindi ovvio che il carico che può essere portato da strutture il cui collasso dipende dal calcestruzzo, è fortemente dipendente dalla distribuzione delle deformazioni al valore di picco del carico, mentre le già esposte ipotesi iniziali erano assunte implicitamente indipendenti dall'effettivo comportamento strutturale ed in particolare dall'effettivo campo cinematico. Per evitare rotture premature, nello sviluppare modelli discreti a traliccio, si devono quindi seguire alcune regole. Se queste vengono applicate, il progetto d'un elemento strutturale così sviluppato è sicuro. In effetti diverse soluzioni dedotte da modelli S&T e dal teorema statico sono risultate sia dal punto di vista numerico, sia nel comportamento meccanico, in buon accordo con i risultati sperimentali. Questo accordo viene ottenuto adottando nei calcoli un valore di resistenza del calcestruzzo ridotto rispetto a quello uniassiale. Tale resistenza ridotta, usualmente chiamata *resistenza effettiva*, è data da $f_{cd}^* = \nu \cdot f_{cd}$ dove f_{cd} è lo sforzo

uniassiale di progetto e ν è un *fattore di efficienza* ($\nu \leq 1.00$). Dal punto di vista concettuale esso può essere visto come una misura dello scarto tra il valore effettivo e quello teorico del moltiplicatore del carico. Esso dipende dagli stati di sforzo e di deformazione, dalla geometria della struttura, dalla disposizione dei carichi e degli appoggi, dalla classe del materiale (normale o ad alta resistenza).

In particolare si può tener conto che l'effettivo sforzo di compressione può essere considerevolmente ridotto dalla presenza di deformazioni trasversali di trazione (Collins e Mitchell, 1986) e che la resistenza effettiva dei puntoni decresce con il crescere della resistenza del calcestruzzo. Tramite ν questa corrispondenza viene fatta dipendere da un unico parametro. La valutazione analitica di ν è possibile solo per casi semplici sia pure significativi (Exner 1979, Nielsen 1984). Per soluzioni a carattere generale ed in particolare per elementi compressi di un S&TM, diversi Autori hanno proposto diversi valori, calibrati su ciascuno dei parametri prima citati.

3.4. Dimensionamento e Verifica delle Aste del Traliccio

Tiranti. L'azione resistente alle forze nei tiranti è retta dalle barre di armatura. L'apertura delle fessure può essere controllata considerando un'area efficace di calcestruzzo nell'intorno delle barre e collaborante a trazione con esse (tension stiffening). Sviluppi specializzati del metodo, che prendono in considerazione anche il contributo a trazione del calcestruzzo, riguardano i dettagli costruttivi per l'ancoraggio delle barre (Schlaich e Schaefer 1991).

Puntoni. In funzione dell'effettivo campo di sforzi, i puntoni possono essere considerati a sezione uniforme o variabile lungo la loro lunghezza. Ai primi sono associate traiettorie delle linee isostatiche con curvatura costante o nulla e non comportano sforzi trasversali all'asse del puntone. Per i secondi, i flessi delle isostatiche possono produrre compressioni nei colli di bottiglia e sensibili tensioni trasversali di trazione nella parte rimanente. La resistenza del calcestruzzo dipende dall'effettivo stato (pluriassiale) di sforzo e dagli effetti locali dovuti alla fessurazione ed alle barre di armatura. Tutti questi parametri che influenzano il problema sono tenuti in conto facendo riferimento alla resistenza effettiva f_{cd}^* .

Nodi. I flussi di sforzo convogliati dalle aste, si intersecano in nodi di dimensioni finite nei quali le singole forze risultanti trasmesse da tiranti e puntoni si diffondono su determinate aree. Lo stato di sforzo pluriassiale entro i nodi, generalmente pseudoidrostatico, non è direttamente coinvolto nello schema risolutivo. Andranno comunque verificati lo stato di sollecitazione nel calcestruzzo e l'efficienza dei meccanismi di ancoraggio delle barre convergenti ai nodi (Dolara, 1997).

Forze localizzate, dovute alle dimensioni finite della spaziatura tra le barre e agenti come spinte a vuoto

dirette fuori dal piano di sforzo, andranno contenute da armature locali costituite da staffe e moiette. Andrà controllato anche che non si instaurino stati di deformazione e di fessurazione eccessivi.

I nodi costituiti da campi di sforzo ampi ed armati in modo diffuso, non sono elementi critici per la sicurezza. Attenzione particolare va data invece ai nodi singolari, ove convergono su di una piccola area forze concentrate, reazioni di appoggio e risultanti di sforzi interni elevate (Marti, 1985; Schlaich, 1990).

3.5. Sviluppi Recenti

I più recenti sviluppi del metodo riguardano: (a) la sua *validazione* mediante confronti con risultati sperimentali e/o numerici; (b) l'*ottimizzazione* dei tralicci S&T; (c) l'affinamento delle espressioni proposte per il *fattore di efficienza*, con particolare riguardo agli elementi realizzati in *calcestruzzo ad alta resistenza*.

Contributi alla Validazione del Modello S&T. Rogowsky e MacGregor (1986) studiano una trave alta su due campate, soggetta a carichi concentrati. Dopo una rassegna dei metodi di progetto ed un confronto con i risultati di prove sperimentali essi raccomandano: (a) Angoli tra 25° e 65° tra l'asse dell'elemento strutturale e quello dei puntoni principali, con traiettorie di $\pm 15^\circ$ rispetto agli sforzi di compressione ricavati in fase elastica. (b) Una resistenza efficace pari a $0.60 \cdot f_{cd}$. (c) In luci di taglio dove si considera attivo un puntone principale, le staffe che intersecano la diagonale della luce di taglio devono avere una capacità portante, nei riguardi del taglio stesso, non minore del 30% delle forze applicate. (d) Vanno considerati gli effetti dei cedimenti degli appoggi e gli involuppi di momenti e tagli sollecitanti la struttura.

Cook e Mitchell (1988) concentrano la loro attenzione su mensole tozze e selle di appoggio. Dopo confronti con sperimentazioni ed Analisi non lineari per Elementi Finiti (NLFE) essi concludono che lo S&TM porta ad una valutazione conservativa della capacità portante ultima. In particolare essi sottolineano che: (a) tenuto conto della sensibilità del valore di capacità portante a piccole variazioni di eccentricità del carico, è necessario un progetto accurato dei particolari costruttivi delle zone di appoggio e di applicazione dei carichi. (b) Il calcestruzzo di copriferro e le parti di calcestruzzo non confinate da armature ai bordi delle zone di applicazione dei carichi tendono ad essere espulsi dal volume collaborante e vanno trascurati ai fini dell'analisi del carico ultimo. (c) E' necessario assicurarsi che le armature ed i relativi ancoraggi siano tracciati in modo che possano reggere le forze di trazione ad essi attribuite. (d) Le dimensioni delle zone nodali e gli elementi che modellano le zone nodali devono avere uno spessore adeguato ad alloggiare le disposizioni costruttive riguardanti gli ancoraggi.

Biondini, Bontempi e Malerba (1998) studiano la risposta strutturale di una trave alta, progettata secondo un procedimento di ottimizzazione del traliccio S&T proposto dagli stessi Autori. L'analisi non lineare è basata sulla Modified Compression Field Theory (Vecchio e Collins 1986). Il confronto tra i risultati ottenuti mostra come per elementi strutturali con disposizioni di armatura configurate secondo il modello S&T, l'effettivo carico di collasso dato dall'analisi numerica risulti più elevato che non quello corrispondente allo schema discreto. Si mostra come tali maggiori valori, oltre ad essere in accordo con il Teorema Statico dell'Analisi Limite, sono conseguenza dell'evoluzione dei meccanismi resistenti, resa possibile dall'azione delle disposizioni di armatura secondarie, di solito introdotte per conferire piena efficacia alle membrature compresse.

Antonelli, Orlando e Spinelli (1999) studiano la trave alta con un'apertura, proposta da Schlaich, e due mensole tozze armate in due diversi modi, corrispondenti a due diversi schemi S&T. Mediante un'analisi non lineare gli Autori seguono il comportamento di questi elementi strutturali, diversamente armati, fino al collasso e ne discutono la risposta nei riguardi degli stati limite di esercizio ed ultimi.

Ottimizzazione del Traliccio Strut& Tie. Anche se una vasta letteratura e pubblicazioni specifiche danno soluzioni adeguate a molti problemi applicativi (CEB, 1982), il problema di creare un Modello S&T di un'arbitraria struttura assegnata, resta aperto e la forma effettiva del traliccio resistente viene a dipendere, in gran parte, dall'intuizione e dall'esperienza del progettista.

Una delle prime formulazioni di criteri sistematici per generare Modelli S&T fu avanzata da Harisis e Fardis (1991) ed opera come segue: (a) Si svolge un'analisi per Elementi Finiti dell'elemento strutturale assegnato. (b) Si individuano i nodi interessati dagli sforzi principali di intensità maggiore e si ordinano in funzione del valore dell'angolo che ciascuno sforzo principale σ_i ($i=1$ per trazione; $i=2$ per compressione) forma rispetto all'asse x . Se l'angolo relativo tra due valori consecutivi $\Delta\theta_i$ è piccolo ed i nodi sono tra loro vicini, essi tendono a formare un puntone. (c) I nodi vengono inclusi in uno degli n gruppi assunti dal progettista. Ciascun gruppo è suddiviso in sottogruppi aventi θ_i entro i limiti di un intervallo $\Delta\theta_i$ ed è composto solo dai nodi degli elementi adiacenti. (d) Per ciascun gruppo il contributo di ciascun sottogruppo viene pesato rispetto al suo sforzo principale medio e la direzione principale media pesata ai nodi viene assunta come direzione del gruppo. Questo porta ad un primo schema di tentativo del traliccio. (e) Puntoni e Tiranti di tentativo vengono infine sostituiti da quelli definitivi, scelti in modo da formare un modello Strut-and-Tie staticamente determinato e composto da maglie triangolari. Il metodo è semplice da impiegare, anche se in alcuni casi non risulta molto accurato.

Angotti e Spinelli (1995) propongono di procedere come segue: (a) Si rendono continue le distribuzioni dei due sforzi principali, ottenuti da un'analisi per Elementi Finiti dell'elemento strutturale assegnato, mediante due corrispondenti superfici di interpolazione. Le linee di dislivello di tali superfici individuano le posizioni di Puntoni e Tiranti. Ovviamente, sostituendo linee curve con spezzate poligonali, si rendono necessarie alcune operazioni di rettifica.

Gli Autori applicano il loro approccio alla trave alta di Leonhardt e confrontano i risultati ottenuti assumendo come stato di sforzo di riferimento sia quello elastico, sia quello fornito da un'analisi non lineare in regime fessurato.

I due tralicci che così si ottengono sono sostanzialmente diversi. Il secondo, riferito al sistema in regime non lineare fessurato, ha un braccio di coppia interna più alto del primo e, di conseguenza, un più elevato valore di carico ultimo. Con questo gli Autori confermano risultati noti e già evidenziati per lo stesso problema da Leonhardt e Schlaich. Nello stesso lavoro viene presentato un secondo metodo, basato sulla riduzione iterativa del modulo elastico. Dopo una prima analisi elastica per Elementi Finiti, gli elementi che presentano minor energia di deformazione vengono progressivamente eliminati. Il processo di eliminazione consiste nel ridurre la rigidità dell'elemento mediante la riduzione del corrispondente modulo elastico. In questo modo gli sforzi principali vengono gradualmente convogliati verso percorsi preferenziali che portano a delineare lo schema del traliccio resistente. Per certi versi questo approccio richiama i criteri seguiti da Steven e Xie (1993) nel formulare la loro proposta di Evolutionary Structural Optimisation (ESO), anch'essa applicata di recente all'ottimizzazione della topologia di Modelli S&T (1999).

In Biondini, Bontempi e Malerba (1998), la procedura per la ricerca automatica di un Modello S&T ottimale segue queste fasi principali: Si genera un reticolo di punti mutuamente connessi tra loro da bielle. Nel collegare i nodi in tutti i modo possibili devono essere rispettate (Fig. 3) le caratteristiche topologiche essenziali, ovvero la geometria complessiva e la posizione dei carichi e dei vincoli (Fig. 3.c). Con riferimento a questo primo traliccio (basic truss), si ricerca mediante Programmazione Matematica Lineare il traliccio di massima rigidità. Il traliccio così ottenuto, tuttavia, potrebbe non rientrare tra gli effettivi meccanismi di redistribuzione. Pertanto per migliorare il processo di ottimizzazione possono essere introdotti questi nuovi vincoli: (a) partendo dallo stesso basic truss iniziale si può ottenere un più accurato percorso dei carichi se, tramite opportune condizioni, si impone che questo approssimi l'effettivo campo di sforzi nel sistema continuo assegnato, sia esso in regime elastico lineare o in regime nonlineare fessurato. Tali condizioni consistono nel dare maggior peso (precisamente un minor fattore di penalizzazione) alle barre il cui

orientamento risulti in media più vicino alle direzioni principali nella stessa zona. Per ciascuna barra tale caratteristica può essere misurata con riferimento ad un angolo di deviazione medio. (b) Per gli elementi in trazione da realizzare mediante barre di acciaio, è preferibile un tracciato rettilineo. Pertanto un minor fattore di penalizzazione andrà di nuovo attribuito ai tiranti più lunghi che non a quelli più corti. Le traiettorie curve, invece, sono meglio approssimate da elementi corti. Pertanto, penalizzando meno i puntoni più corti si incrementa la capacità del procedimento di adattare gli elementi compressi ai percorsi di carico locali. Il traliccio resistente che ne deriva è mostrato in Fig. 3.d. (c) Questo schema può essere ulteriormente migliorato ottimizzando la famiglia di tralici generata dalla trasformazione parametrica delle coordinate dei nodi che ne definiscono la forma (Fig. 3.d,e).

Fattore di Efficienza. In Foster e Gilbert (1996) vengono presi in esame modelli S&T di mensole tozze e travi alte. Vengono richiamate e poste a confronto tra loro le principali espressioni proposte per il fattore di efficienza assumendo a riferimento i valori dedotti da prove sperimentali riprese da sette diverse fonti reperite in Letteratura. In particolare, vengono esaminati la dipendenza del fattore di efficienza dalla resistenza del calcestruzzo (da quello normale, a quello ad alta resistenza), l'influenza della deformazione trasversale ϵ_t e quella del rapporto (luce di taglio)/(altezza della trave). La relazione proposta per v da Warwick e Foster (1993) mostra, tra tutte, una miglior correlazione con i risultati sperimentali e può essere impiegata per calcestruzzi con resistenza a compressione fino a 100N/mm². Nello stesso lavoro si propongono alcune regole pratiche per tracciare Modelli S&T per elementi tozzi e per evitare i rischi legati all'aver adottato l'ipotesi di perfetta plasticità per un materiale con un comportamento softening. Vengono discussi i tre principali modi di rottura per elementi tozzi (snervamento di un tirante in trazione, schiacciamento di un puntone di calcestruzzo in compressione, rottura per spacco del calcestruzzo di parete - *web splitting*) e viene sviluppato un modello a traliccio in grado di quantificare l'armatura secondaria richiesta per evitare quest'ultimo tipo di collasso.

In Foster e Gilbert (1998) vengono esaminate le possibilità di aumentare la capacità portante di travi alte sia incrementando l'area di acciaio, sia impiegando calcestruzzi ad alta resistenza. Gli stessi Autori hanno provato 16 travi alte, con differenti caratteristiche geometriche, resistenza del calcestruzzo e quantità di armatura. I risultati sperimentali vengono posti a confronto con quelli dedotti da formule riportate in diverse normative e con un Modello S&T nel quale si è adottato il fattore di efficienza di Warwick e Foster. Quest'ultimo risulta lo schema più razionale e più semplice da applicare, oltre ad essere il più prossimo ai risultati sperimentali.

4. IL MODELLO A PANNELLI E CORRENTI (STRINGER PANEL MODEL, S&PM)

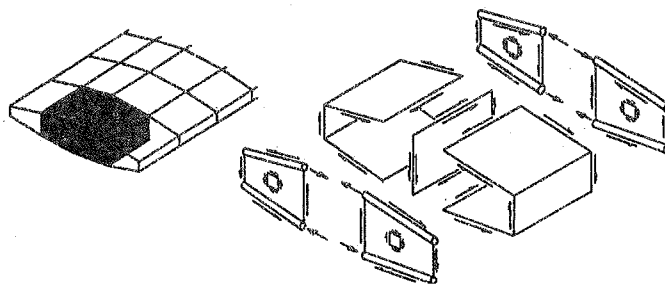
Con riferimento ad elementi in regime di membrana (sistemi piani caricati nel loro piano) si può osservare che: (a) lo schema di armatura delle pareti è di solito costituito da fasci di barre allineate lungo le direttrici maggiormente tese e compresse, lungo i bordi esterni e lungo i bordi a cornice di aperture. Il resto della parete è armato da reti con barre di piccolo diametro, distribuite in modo uniforme. (b) Sono state realizzate, e sono ben documentate, ampie sperimentazioni su pannelli armati in modo regolare ed uniforme e soggetti a stati di sforzo costante. I risultati così ottenuti sono inoltre ben modellati e riprodotti da teorie razionali ed adatte sia semplici calcolazioni manuali, sia ad Analisi per Elementi Finiti (Nielsen, 1984; Vecchio e Collins, 1986; Hsu, 1988).

Sulla base di queste osservazioni si può pensare di suddividere la parete mediante correnti e pannelli (Nielsen, 1983; Kaern, 1979) (Fig. 1.4a). I pannelli rappresentano campi di sollecitazione tangenziale costante. Per effetto dell'interazione con i flussi di taglio costanti agenti lungo i loro bordi, lo sforzo assiale lungo i correnti varia linearmente. La tecnica risolutiva originale fu dedotta col Metodo delle forze. Mediante trasformazioni matriciali, il metodo può essere riformulato in termini di spostamenti (Argyris 1960, Przemieniecki 1968, Blaauwendraad e Hoogenboom 1996). Fin dagli anni '30 il Modello S&P è stato applicato all'analisi elastica di strutture aeronautiche ed a molti problemi diffusivi, come lo shear lag in cassoni irrigiditi, la distribuzione di sforzi attorno ad aperture incorriate da irrigidimenti ed il comportamento delle zone nodali in giunti trave-colonna.

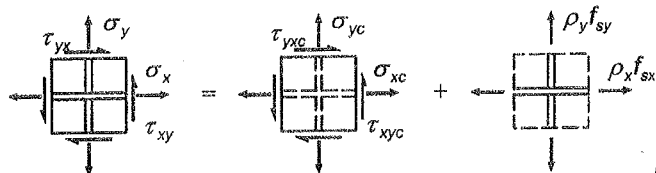
Progetto dell'Armatura. Sulla base dei risultati di un'analisi elastica col Modello S&P, si dimensionano pannelli e correnti. Nella formulazione base del Metodo, i correnti sono armati nei riguardi dell'azione assiale ed i pannelli per solo sforzo tangenziale. L'azione assiale lungo i correnti varia linearmente e pertanto essi possono risultare totalmente tesi o compressi oppure avere un certo tratto in trazione e la lunghezza complementare in compressione. Il corrispondente progetto dell'armatura e le verifiche sul conglomerato seguono gli stessi criteri che per il Modello S&T.

Il campo di sforzo tangenziale agente nei pannelli, porta all'adozione di una maglia di armature diffuse in due direzioni. In sviluppi recenti del Modello S&P Blaauwendraad e Hoogenboom (1997, 1999) analizzano i pannelli mediante Elementi Finiti standard a 4 ed a 8 nodi, includendo, in tal modo, anche le componenti membranali normali. Questo porta ad incrementare l'armatura dei pannelli ed a ridurre quella dei correnti.

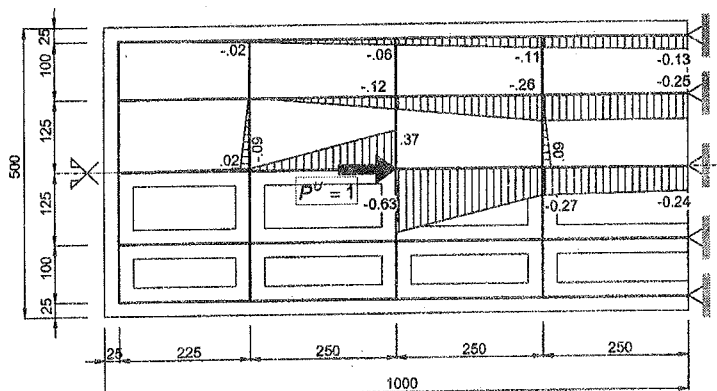
Per il progetto dell'armatura diffusa in sistemi in regime di membrana, sono stati proposti in letteratura diversi metodi (Fig. 4.b, Nielsen 1984, Gupta 1984, Vecchio e Collins 1986, Fialkow 1990, Hsu 1991). In funzione dei valori dei rapporti di armatura nelle due direzioni, la rottura di un elemento di membrana può



(a)

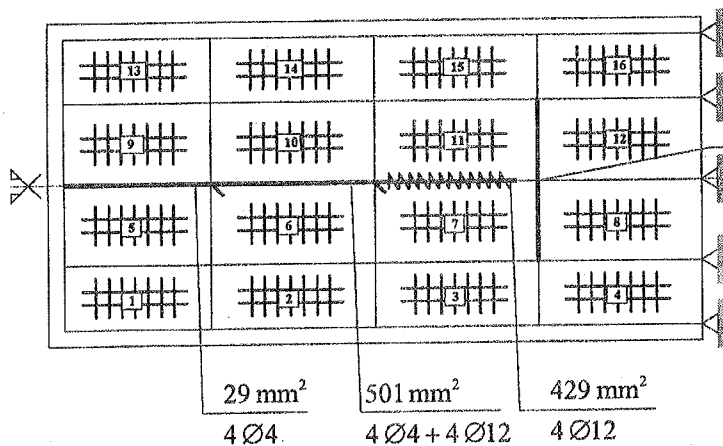


(b)

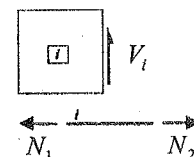


$f_c = 16 \text{ MPa}$
 $E_c = 29000 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 374 \text{ MPa}$
 $E_s = 206000 \text{ MPa}$
 $P^U = 500 \text{ kN}$
 Spessore dei Pannelli = 100 mm
 Area dei Correnti interni = $100 \times 100 \text{ mm}^2$
 Area dei Correnti di bordo = $50 \times 100 \text{ mm}^2$

(c)



$$\begin{aligned}
 V_1 = -V_{13} &= .008 & V_2 = -V_{14} &= .018 \\
 V_3 = -V_{15} &= .018 & V_4 = -V_{16} &= .011 \\
 V_5 = -V_9 &= .006 & V_6 = -V_{10} &= .088 \\
 V_7 = -V_{11} &= .088 & V_8 = -V_{12} &= .008
 \end{aligned}$$



Spirale di confinamento
 passo 5 cm, $\varnothing 4$

Figura 4. (a) Modellazione a pannelli e correnti (Stringer and Panel). (b) Sovrapposizione dello stato di sforzo nel calcestruzzo e nell'acciaio. (c) Modellazione a pannelli e correnti di una zona diffusiva in corrispondenza di un ancoraggio intermedio nella flangia inferiore di una trave a cassone.

essere di tipo (a) duttile-duttile, (b) duttile-fragile, (c) fragile-fragile; (d) bilanciata (Han e Mau 1988, Hsu 1993). La Fig.4.c mostra la zona diffusiva nell'intorno di un ancoraggio intermedio, posto nella controsoletta di un cassone. Nel progetto si è utilizzato il Modello S&P considerando i pannelli lavoranti a solo sforzo tangenziale. Il dimensionamento è stato svolto in modo da avere rottura duttile-duttile, per la quale le armature di entrambi gli ordini si snervano prima dello schiacciamento del calcestruzzo.

Alcuni Confronti. I Modelli Strut and Tie (S&TM) e Stringer Panel (S&PM) rappresentano due approcci completamente diversi alla soluzione della stessa classe di problemi, ovvero il progetto di elementi in C.A. con stati diffusivi. Il Modello S&T è ben noto ed ampiamente impiegato in fase di progetto. Maggiori commenti vengono qui riservati al Modello S&P.

Le principali differenze tra le due tecniche di modellazione possono essere così sintetizzate. A differenza del Modello S&T, il Modello S&P evita lo svolgimento di una doppia analisi (a) sul sistema continuo assegnato e (b) sul traliccio che ne modella i flussi di sforzo. Anche se nei limiti di particolari e prefissati campi di sforzo, il Modello S&P effettua allo stesso tempo sia l'analisi strutturale, sia la suddivisione in sottosistemi lavoranti in tensione/compressione ed in regime di membrana a puro taglio. Poiché considera come attive le deformazioni per scorrimento, lo S&PM tende a lavorare ad un livello di analisi più alto che non il modello a traliccio. Il metodo può essere considerato come un effettivo strumento di analisi con buone caratteristiche di convergenza. In ogni caso lo S&P porta a definire uno stato di sforzo in ogni punto del continuo assegnato. In tal modo esso non esclude quelle parti secondarie, a più bassi livelli di sforzo, che il Modello S&T può ignorare. In realtà nel Modello S&T la maggior parte di acciaio tende ad essere usata per armature concentrate, mentre nel modello S&P la maggior parte dell'acciaio è impiegata per armature diffuse. Inoltre, per effetto di una maggior gradualità del processo diffusivo, i risultati ottenuti dal Modello S&P comportano l'adozione di barre per le armature concentrate con lunghezza maggiore che non nel Modello S&T. Blaauwendraad e Hoogenboom (1996) mostrano che queste diverse disposizioni di armatura possono migliorare sia la risposta fessurativa, sia la capacità di redistribuzione degli sforzi. Mediante adeguati criteri di progetto per stati membranali in grado di tenere conto dell'effettivo regime biassiale presente nella struttura, lo S&PM consente un più accurato tracciamento delle disposizioni costruttive di armatura. Il Modello S&P, inoltre, si configura come uno strumento naturale per l'analisi di strutture in parte sottile come coperture a folded plate, Tegoli TT, cassoni e gusci realizzati per assemblaggio di elementi piatti di membrana (Born, 1950). La posizione intermedia tra S&TM e FEM consente, infine, il suo sviluppo a più alti livelli di analisi e l'impiego in procedure interattive orientate al CAD di elementi in calcestruzzo armato.

5. CONCLUSIONI

In base queste osservazioni si può concludere che il modello S&T è più semplice da usare, è facile da verificare ed è orientato a problemi caratterizzati da forti singolarità, mentre lo S&PM è orientato a meccanismi diffusivi ampi e regolari. Questo secondo approccio appare quello tuttora aperto a nuovi e maggiori sviluppi, ma tendendo per sua natura al F.E.M., esso comporta maggiori e più complesse calcolazioni, non proponibili per sviluppi manuali. Infine, per una sua applicazione generalizzata esso deve essere oggetto di ulteriori e specifici approfondimenti focalizzati sia sugli aspetti metodologici (p.e. quale volume di parete va modellato da correnti e quale da pannelli), sia su estese verifiche circa la sua piena affidabilità.

RINGRAZIAMENTI

Questo lavoro deriva dall'attività di ricerca svolta con il contributo del fondo MURST 40% -1996 assegnato all'Unità di Udine, Dipartimento di Ingegneria Civile per il Progetto Calcestruzzi ad Alta Resistenza.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ANGOTTI, A., SPINELLI, P. – 1995, "Alcune riflessioni per il Riconoscimento di Meccanismi Strut and Tie in strutture di Cemento Armato", *L'Industria Italiana del Cemento*, 9/1995, 506-514.
- [2] ANTONELLI, A., ORLANDO, M., SPINELLI, P. – 1999, "Some Remarks on Failure Behaviour of R.C. Structures Designed using Strut-and-Tie Models", *Advances in Structural Eng. and Mechanics (ASEM'99)*, 23-25 August, Seoul, Korea.
- [3] ARGYRIS, J.H. – 1960, "Energy Theorems and Structural Analysis", Butterworth&Co., London.
- [4] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., MALERBA, P. G. – 1996, "Search for Strut-and-Tie Models by Linear Programming". *Studi e Ricerche*, 17, 121-156, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano.
- [5] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., MALERBA, P. G. – 1997, "Generation of Strut-and-Tie Models and Nonlinear Analysis of the Corresponding Structural Response". *Studi e Ricerche*, 18, 31-56, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano.
- [6] BIONDINI, F., BONTEMPI, F., MALERBA, P. G. – 1998, "Optimization of Strut-and-Tie Models in Reinforced Concrete Structures", in G.P. Steven, O.M. Querin, H. Guan, Y.M. Xie (eds.) *Structural Optimization*, Oxbridge, Sydney, 285-292.
- [7] BLAAUWENDRAAT J., HOOGENBOOM, P.C.J. – 1996, "Stringer Panel Model for Structural Concrete Design", *ACI Structural Journal*, 93(3), 295-305.

- [8] CEB – 1982, “Detailing of Concrete Structures”, *CEB Bulletin d'Information*, 150.
- [9] COOK, W.D., MITCHELL, D. – 1988, “Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in R.C. Members”, *ACI Structural Journal*, 83(2), 206-216.
- [10] COLLINS, M.P., MITCHELL, D. – 1986, “Rational Approach to Shear Design-The 1984 Canadian Code Provisions”, *ACI Structural J.*, 83(6), 925-933.
- [11] DOLARA, E. – 1995/96, “Calcolo. Contributo ad una corretta progettazione strutturale”, *Mabogazine*. Parte I: 15, Ottobre 1995. Parte 2: 16, Gennaio 1996.
- [12] DOLARA, E. – 1997, “Metodo Strut-and-Tie: dimensionamento degli elementi”, *Mabogazine*. Parte I: 20, Gennaio 1997. Parte 2: 21, Aprile 1997.
- [13] EXNER H. – 1979, “On the Effectiveness Factor in Plastic Analysis of Concrete”, *Plasticity in Reinforced Concrete*, IABSE Colloquium, Copenhagen, 29, 35-42.
- [14] FIALKOW, M.N. – 1990, “Behaviour of Reinforced Concrete Membranes with Compatible Stress and Cracking”, *ACI Structural Journal*, 87(5), 571-582.
- [15] FOSTER, S.J., GILBERT, R.I. – 1998, “Experimental Studies on High Strength Concrete Deep Beams”, *ACI Structural Journal*, 93(4), 382-390.
- [16] FOSTER S.J., GILBERT R.I. – 1996, “The Design of Nonflexural Members with Normal and High-Strength Concretes”, *ACI Structural Journal*, 93(1), 3-10.
- [17] GUPTA, A.K., – 1984, “Membrane Reinforcement in Concrete Shells: a Review”, *Nuclear Engineering and Design*, 82(10), 63-75.
- [18] HAN, K.J., MAU, S.T. – 1988, “Membrane Behaviour of R/C Shell Element and Limits on Reinforcement”, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 114(2), 425-444.
- [19] HARISIS, A., FARDIS, M.N. – 1991, “Computer Aided Automatic Construction of Strut and Tie Models”, *Structural Concrete*, IABSE Colloquium, Stuttgart, 62, 373-377.
- [20] HEMP, W.S. – 1973, “Optimum Structures”, Clarendon Press, Oxford.
- [21] HOOGENBOOM, P.C.J., BLAAUWENDRAAT J. – 1997, “Computer Aided Design of Structural Concrete”, *Seventh ICCCB*, 19-21 August, Seoul, Korea, 703-708.
- [22] HOOGENBOOM, P.C.J., BLAAUWENDRAAT J., MAEKAWA, K. – 1999, “Performance-Based Design of R. C. Walls”, *Advances in Structural Eng. and Mech. (ASEM'99)*, 23-25 August, Seoul, Korea.
- [23] HSU, T.T.C. – 1991, “Nonlinear Analysis of Concrete Membrane Elements”, *ACI Structural Journal*, 88(5), 552-561
- [24] HSU, T.T.C. – 1993, “Unified Theory of Reinforced Concrete”, CRC, Boca Raton.
- [25] IABSE – 1979, *Plasticity in Reinforced Concrete*, 29, Copenhagen.
- [26] IABSE – 1987, *Computational Mechanics of Concrete - Advances and Applications*, 54, Delft.
- [27] IABSE – 1991, *Structural Concrete*, 62, Stuttgart.
- [28] KÆRN, J. – 1979, “The Stringer Method Applied to Discs with Holes”, *Plasticity in Reinforced Concrete*, IABSE Colloquium Copenhagen, 29, 87-93.
- [29] KUMAR, P. – 1978, “Optimal Force Transmission in Reinforced Concrete Deep Beams”, *Computers & Structures*, 8(2), 223-229.
- [30] LIANG, Q.Q., XIE, Y.M., STEVEN, G.P., SCHMIDT, L.C. – 1999, “Topology Optimization of Strut-and-Tie Models in Non-Flexural Reinforced Concrete Members”, *Proc. of the Int. Conf. on Mech. of Struct. Materials and Systems*, Univ. of Wollongong, Australia, February 17-19, 309-315.
- [31] MARTI, P. – 1985a, “Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design”, *ACI Struct. J.*, 82(1), 46-56.
- [32] MARTI, P. – 1985b, “Truss Models in Detailing”, *Concrete International*, 12, 66-73.
- [33] MÖRSCH, E. – 1912, “*Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung*”, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart.
- [34] NIELSEN M.P. – 1984, “*Limit Analysis and Concrete Plasticity*”, Prentice-Hall: Upper Saddle River (NJ).
- [35] PRZEMIENIECKI, J.S. – 1968, *Theory of Matrix Structural Analysis*, McGraw Hill, New York (NY).
- [36] RAUSCH, E. – 1929, “*Berechnung des Eisenbetons gegen Verdrehung und Abscheren*”, Julius Springer, Berlin.
- [37] REINECK K.H. – 1993, “Modelling Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. Shear in B-Regions”, *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C. A., Politecnico di Milano, 14, 165-197.
- [38] RITTER, W. – 1899, *Die Bauweise Hennebique*, Schweizerische Bauzeitung, Bd. XXXIII, 7.
- [39] ROGOWSKY D. M., MAC GREGOR, J.G., – 1986, “Design of Reinforced Concrete Deep Beams”, *Concrete International*, 8, 49-58.
- [40] SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., JENNEWIN, M. – 1987, “Toward a Consistent Design of Structural Concrete”, *PCI Journal*, 32(3), 72-150.
- [41] SCHLAICH M., ANAGNOSTOU, G. – 1990, “Stress Fields for Nodes of Strut-and-Tie Models”, *ASCE J. of Structural Engineering*, 116(1), 13-23.
- [42] SCHLAICH J., SCHÄFER K. – 1991, “Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models.”, *The Structural Engineer*, 69(6), 113-125.
- [43] VECCHIO F. J., COLLINS M. P. – 1986, “The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear”, *A.C.I. Structural Journal*, 83(2), 219-231.
- [44] WARWICK, W., FOSTER, S.J. – 1993, “Investigation into the Efficiency Factor used in Non-flexural Member Design.”, UNICIV Report No. R-320, School of Civil Engineering, Univ. Of New South Wales, Kensington, July.
- [45] XIE, Y.M., STEVEN, G.P. – 1993, “A simple Evolutionary Procedure for Structural Optimisation”, *Computer & Structures*, 49(5), 885-896.

IL FATTORE DI EFFICIENZA NELLA MODELLAZIONE STRUT-AND-TIE DI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO

Fabio BIONDINI

Dottorando

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

SOMMARIO

La modellazione Strut-and-Tie di elementi in cemento armato si sviluppa come particolare applicazione del Teorema Statico dell'Analisi Limite ed assume pertanto un comportamento dei materiali di tipo perfettamente plastico. Benché le proprietà costitutive del calcestruzzo si discostino notevolmente da questo schema limite, la validità dei risultati ottenuti con tale ipotesi può essere mantenuta se si opera con una resistenza a compressione opportunamente modificata attraverso un *fattore di efficienza*. In questo lavoro, dopo aver richiamato i criteri generali per la definizione del fattore di efficienza ed aver esaminato la possibilità di estendere le formulazioni già note per calcestruzzi normali anche ai calcestruzzi ad alte prestazioni, si introduce una formulazione consistente con il flusso tensionale nel continuo di riferimento.

SUMMARY

The Strut-and-Tie modellization of R.C. elements is developed as an application of the Lower Bound Theorem of the Limit Analysis and then it assumes a perfectly plastic behaviour of the materials. Although the constitutive properties of the concrete not fulfil this limit scheme, the validity of the results obtained with such a hypothesis can be maintained if the concrete strength is properly reduced through an *effectiveness factor*. In this work, after the general criteria in defining the effectiveness factor are recalled and the possibility to extend the known formulation for normal concrete to high performance concrete is examined, a consistent formulation dealing with the stress field in the reference continuum is introduced.

1. INTRODUZIONE

Il problema della valutazione della *capacità portante* di una struttura, ovvero dell'entità dei carichi che questa può sopportare, non può essere affrontato in ambito elastico in quanto nessun materiale ha un comportamento che può schematizzarsi tale fino all'esaurimento delle sue risorse, ovvero fino al raggiungimento di un livello di sforzo che comunque non può essere superato. La ricerca di una situazione di crisi richiede pertanto l'utilizzo di modelli costitutivi che, attraverso leggi di tipo incrementale, consentano di riprodurre adeguatamente gli aspetti anelastici del comportamento. Si rendono così necessarie analisi di tipo iterativo, generalmente molto onerose e con

risultati a rigore validi limitatamente alla particolare storia di carico ipotizzata [9].

Nel caso delle strutture in cemento armato le complessità aumentano a causa delle numerose fonti di anelasticità presenti nel materiale composito [7]. In particolare un approccio razionale alla ricerca di una soluzione analitica completa non può trascurare aspetti quali fessurazione (*cracking*), perdita di aderenza fra acciaio e calcestruzzo (*bond slip*), effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra fessura e fessura (*tension stiffening*), effetto bietta delle armature che attraversano le fessure (*dowel action*), ingranamento degli inerti all'interfaccia delle fessure (*aggregate interlock*). Il problema può essere risolto numericamente con il Metodo degli Elementi Finiti [14]. Benché tale strumento si riveli

estremamente affidabile e spesso indispensabile nello studio di alcune situazioni particolari, l'elevato onere computazionale che in questi casi comporta ne impedisce l'impiego nella progettazione corrente. Inoltre, allo stato attuale, non esiste una procedura generale per la traduzione dei risultati delle analisi in disposizioni di armatura. Soluzioni ragionevolmente approssimate per i casi pratici si possono così ottenere solo al prezzo di ipotesi semplificative che, pur non trovando riscontro nella realtà, permettono di cogliere il comportamento strutturale dominante.

Con queste finalità, negli ultimi anni sono state formulate diverse proposte orientate allo sviluppo di metodi razionali e consistenti per il progetto e la verifica di elementi in cemento armato mediante schemi di tipo discreto [15]. In questo ambito si collocano le tecniche di modellazione *Strut-and-Tie*, che schematizzano il meccanismo di trasmissione del carico mediante uno schema a traliccio [1], [6], [20]. Come noto, tali tecniche trovano il loro fondamento nei principi generali dell'Analisi Limite e possono essere considerate come una particolare applicazione del Teorema Statico [16]. L'Analisi Limite richiede un modello costitutivo dei materiali di tipo perfettamente plastico, peraltro senza riguardo per la fase che precede il flusso dissipativo in cui, per semplicità, il materiale si considera rigido. L'estensione dei Teoremi fondamentali al caso del cemento armato appare quindi giustificata solo nel caso in cui il comportamento strutturale risulti governato localmente dall'acciaio, come si verifica ad esempio per elementi debolmente o normalmente armati, in modo che lo scostamento dal modello ideale di plasticità perfetta risulti minimo. Tuttavia anche in questi casi e certamente per elementi non armati o fortemente armati, le proprietà costitutive del calcestruzzo possono influenzare in maniera determinante la capacità portante. Il confronto di numerose soluzioni analitiche con i risultati sperimentali evidenzia tuttavia delle buone correlazioni a patto di trascurare la resistenza a trazione e di operare con una resistenza a compressione monoassiale opportunamente modificata mediante un coefficiente definito *fattore di efficienza (effectiveness factor)* [17].

In questo lavoro, si richiamano dapprima alcuni degli aspetti principali dell'Analisi Limite applicata al cemento armato, con particolare riguardo per i criteri propri della modellazione *Strut-and-Tie*. Successivamente, si considerano varie formulazioni del fattore di efficienza validate per il caso dei calcestruzzi normali e si esamina la possibilità di una loro estensione anche ai calcestruzzi ad alte prestazioni. Infine, con riferimento ad alcuni criteri formulati nell'ambito di un lavoro orientato alla ricerca di modelli *Strut-and-Tie* ottimali [3], [4], [5], si introduce una formulazione consistente con il flusso tensionale nel continuo di riferimento.

2. ANALISI LIMITE DI ELEMENTI IN C.A./C.A.P.

Se si escludono rotture di tipo fragile, il flusso plastico che si innesca nelle zone dove si supera il limite di elasticità del materiale, tende ad essere contenuto dalle zone circostanti che manifestano ancora un comportamento di tipo elastico (*contained plastic flow*). Al crescere dei carichi il flusso plastico evolve e tali zone si riducono a tal punto da non riuscire più ad esercitare alcuna azione di contenimento, diventando così sedi di un potenziale cinematismo (*uncontained plastic flow*). Ciò suggerisce di associare la crisi della struttura ad una perdita totale o parziale dell'equilibrio piuttosto che al cedimento di alcuni elementi in seguito alla rottura del materiale stesso.

Per un corpo soggetto ad una *assegnata distribuzione di carico* si definisce *collasso plastico* la perdita totale o parziale dell'equilibrio conseguente ad un *flusso plastico non contenuto*, ovvero caratterizzato da una crescita indefinita delle deformazioni plastiche sotto carico costante. In particolare, se risultano verificate le seguenti ipotesi:

- (i) *piccoli spostamenti*;
 - (ii) *comportamento perfettamente plastico dei materiali*;
- l'entità dei carichi associati al collasso plastico, che si definisce sinteticamente *carico di collasso*, risulta *indipendente dalla storia di carico*. Si rende così possibile una sua valutazione diretta che costituisce l'oggetto dell'*analisi limite* [9].

2.1. Il modello perfettamente plastico

Si dimostra che per un materiale a comportamento perfettamente plastico il vettore che rappresenta il flusso plastico risulta *normale* ad una superficie di plasticizzazione $f(\sigma, k) = 0$ *convessa ed invariante* con il flusso stesso, essendo σ un vettore rappresentativo dello stato tensionale e k un vettore di parametri del materiale.

Sussiste il seguente Teorema [7]: "*Durante il collasso plastico lo stato tensionale si mantiene inalterato; di conseguenza gli incrementi di deformazione risultano interamente plastici*". L'effettivo comportamento del materiale all'interno del dominio elastico risulta pertanto *ininfluente* ai fini della valutazione del carico di collasso. Risulta così ragionevole il ricorso ad un modello semplificato di tipo *rigido-plastico*. Nel seguito si farà implicito riferimento a tale modello, assumendo le deformazioni interamente plastiche.

2.2. Teorema Statico e Teorema Cinematico

Si consideri un corpo soggetto ad un sistema di carichi in parte costanti ed in parte variabili proporzionalmente (*carichi base*). Si definisce *campo*

staticamente ammissibile una distribuzione tensionale in equilibrio con i carichi agenti e che soddisfa in ogni punto la condizione di conformità $f(\sigma, k) \leq 0$. Si definisce campo cinematicamente ammissibile una distribuzione (di velocità) di deformazioni plastiche congruenti con lo stato di spostamento e tale da comportare una potenza dei carichi base strettamente positiva. Ciò premesso, sussistono i seguenti Teoremi fondamentali dell'Analisi Limite [7].

Teorema Statico: "Se per una assegnata distribuzione di carico esiste un campo tensionale staticamente ammissibile, il corpo non collassa o è al più in condizioni di incipiente collasso".

Teorema Cinematico: "Se per una assegnata distribuzione di carico esiste un campo (di velocità) di deformazioni plastiche cinematicamente ammissibile, il corpo ha già subito il collasso o si trova in condizioni di incipiente collasso".

Dai due Teoremi combinati discende il seguente Teorema di Unicità: "Il carico di collasso è unico". L'unicità del carico di collasso non implica comunque l'unicità della soluzione, in quanto la distribuzione tensionale a collasso incipiente ed il relativo meccanismo di collasso devono soddisfare soltanto l'ammissibilità statica e cinematica, rispettivamente. In particolare la distribuzione tensionale può non essere unica nelle zone del corpo che si mantengono rigide o in presenza di una superficie di plasticizzazione non strettamente convessa, ovvero caratterizzata da generatrici rettilinee e/o falde piane. Più meccanismi di collasso si rendono invece possibili quando ad essi risulti associato lo stesso valore di potenza dissipata dai carichi applicati [7].

2.3. Validità dei Teoremi dell'Analisi Limite per il calcestruzzo: il fattore di efficienza

Dato che il comportamento del calcestruzzo si discosta notevolmente dal modello ideale richiesto dai Teoremi dell'Analisi Limite, l'attendibilità di una valutazione diretta del carico di collasso di strutture in cemento armato può essere messa in discussione.

La duttilità del calcestruzzo nel campo delle trazioni risulta alquanto limitata. Si osserva comunque che il contributo della resistenza a trazione alla capacità portante risulta in genere modesto, tanto che in fase di progetto usualmente si trascura. Questo modo di operare, oltre ad essere conservativo, consente di ipotizzare un comportamento del materiale con duttilità illimitata in corrispondenza di una resistenza a trazione nulla. Ai fini dell'applicazione dei metodi propri dell'Analisi Limite non risulta invece possibile definire un approccio altrettanto rigoroso nel campo delle compressioni. Si osserva infatti che il legame monoassiale del calcestruzzo presenta una resistenza di

picco per $\varepsilon_{c0} \approx -2\%$ ed un successivo ramo caratterizzato da un degrado di resistenza al crescere della deformazione (*softening*), fino al raggiungimento di una deformazione ultima ε_{cu} pari ad alcune volte ε_{c0} e comunque molto inferiore a quella dell'acciaio (Fig. 1). Tali caratteristiche possono inoltre essere modificate localmente dalla presenza della fessurazione e dai meccanismi di interazione acciaio-calcestruzzo. Come conseguenza, le proprietà di convessità, invarianza e normalità non sono in generale verificate.

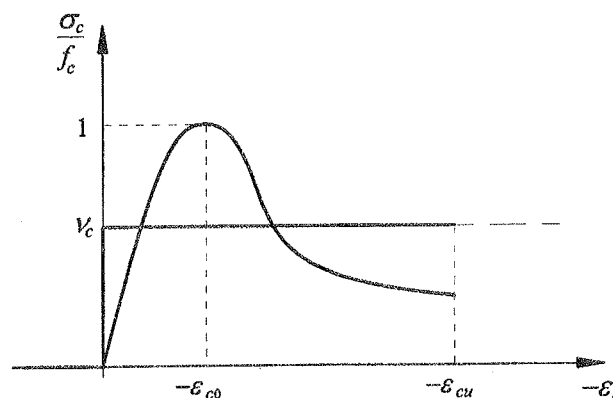


Figura 1. Legame del calcestruzzo in compressione monoassiale e modello rigido-plastico associato.

Ad un primo esame critico l'Analisi Limite sembrerebbe quindi inapplicabile al caso del cemento armato. Il confronto di numerose soluzioni analitiche con i risultati sperimentali mostra tuttavia delle buone correlazioni a patto di operare con una resistenza a compressione monoassiale f_c^* opportunamente ridotta e definita resistenza plastica o resistenza efficace [17]:

$$f_c^* = v_c f_c \quad (1)$$

con $v_c \in [0; 1]$ fattore di efficienza (*effectiveness factor*). Per sua natura il fattore di efficienza dovrebbe essere determinato sperimentalmente. Come si avrà modo di dire in seguito, tale fattore dipende principalmente dalle caratteristiche del materiale composito, dalla geometria della struttura e dalle condizioni al contorno del problema, ovvero dalle condizioni di vincolo e di carico.

L'impiego di un adeguato fattore di efficienza può quindi consentire una stima attendibile del carico ultimo. Si osservi comunque che, a causa del forte scostamento dal modello costitutivo ideale, la distribuzione delle sollecitazioni e delle deformazioni plastiche a collasso può non essere attendibile, in quanto la validità della superficie di plasticizzazione e della regola di flusso associato è soltanto formale [17].

3. LA MODELLAZIONE STRUT-AND-TIE COME APPLICAZIONE DEL TEOREMA STATICO

Come già accennato, sostituendo eventuali azioni distribuite con un numero adeguato di forze concentrate staticamente equivalenti, il meccanismo di trasmissione del carico in un elemento di cemento armato può essere schematizzato mediante un modello a traliccio (*Strut-and-Tie*) [6], [16], [20]. In questo modo il campo tensionale effettivo si considera condensato in campi tensionali monoassiali associati alle aste rettilinee costituenti il modello *Strut-and-Tie*, con le curvature delle linee di flusso concentrate in punti nodali definiti dalle intersezioni fra le linee d'asse dei singoli elementi e fra queste e le rette d'azione dei carichi applicati e delle reazioni vincolari. Dato che il traliccio risulta in genere internamente staticamente determinato, le forze nelle aste possono essere dedotte con semplici considerazioni di equilibrio. Nel seguito si richiama come una tale modellazione consenta di operare in accordo con i principi del Teorema Statico.

3.1. Discontinuità del campo di sforzi

L'applicazione del Teorema Statico ad un corpo soggetto ad una assegnata distribuzione di carico richiede la costruzione di un campo tensionale staticamente ammissibile. Nel fare ciò si rivela spesso utile suddividere il corpo in sottodomini, in modo che ad ognuno di essi possa associarsi un diverso campo tensionale staticamente ammissibile. Benché ogni campo risulti per definizione continuo all'interno di ciascun sottodominio, lungo le superfici di interfaccia la continuità non risulta in generale verificata. Affinché l'ammissibilità statica risulti garantita su tutto il corpo, occorre quindi verificare l'equilibrio lungo tali superfici.

Con riferimento per semplicità ad uno stato piano, sia ℓ la linea di separazione fra due zone contigue del corpo interessate da campi tensionali distinti e (n, t) un sistema di riferimento locale con gli assi diretti secondo la direzione rispettivamente normale e tangente alla linea ℓ in ogni suo punto (Fig. 2.a). L'equilibrio lungo ℓ richiede l'uguaglianza delle tensioni normali σ_n e delle tensioni tangenziali $\tau_{nt} = \tau_{tn} = \tau$ (Fig. 2.b):

$$\begin{cases} \sigma_n^I = \sigma_n^{II} \\ \tau^I = \tau^{II} \end{cases} \quad (2)$$

mentre non introduce alcuna restrizione per le tensioni normali σ_t (e quindi neanche per le eventuali tensioni normali agenti in direzione ortogonale al piano $n-t$). Se in particolare risulta $\sigma_t^I \neq \sigma_t^{II}$, la linea ℓ si definisce *linea (superficie) di discontinuità del campo di sforzi* [7].

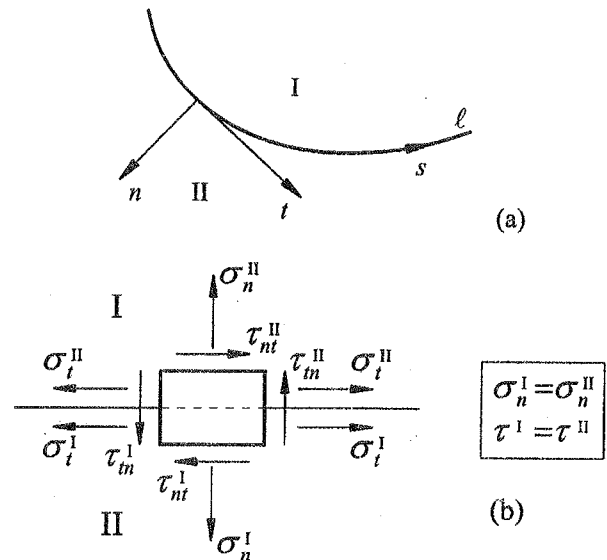


Figura 2. Discontinuità del campo di sforzi.

3.2. Principi generali di modellazione

Nella modellazione *Strut-and-Tie*, normalmente i puntoni sono costituiti da aste in calcestruzzo, mentre i tiranti rappresentano generalmente uno o più strati di armatura. Noto lo sforzo di compressione C nei puntoni e di trazione T nei tiranti, le condizioni limite di conformità $f(\sigma, k) = 0$, riassunte in Figura 3 per il caso monoassiale, consentono di definire o verificare l'area minima delle sezioni trasversali delle aste [20]:

$$C = f_c^* A_c \quad T = f_y A_s + \Delta f_p A_p \quad (3)$$

con A_c area di calcestruzzo, A_s area delle armature lente e A_p area delle armature di precompressione. Naturalmente, in fase di progetto le resistenze limite dei materiali andranno identificate con i valori caratteristici ed opportunamente ridotte per tenere conto sia delle modificazioni a lungo termine, sia dei relativi coefficienti di sicurezza [18].

Le aste del modello comunque, anche se ai fini della valutazione dei flussi di forza si considerano monodimensionali ed interconnesse in punti singolari, hanno dimensioni finite ed individuano all'interno della regione esaminata delle zone caratterizzate da campi tensionali uniformi (Figura 4). Le linee (superfici) che delimitano tali zone sono quindi delle linee di discontinuità del campo di sforzi. Lungo le linee di discontinuità parallele al flusso tensionale, l'equilibrio risulta chiaramente verificato (Figura 2.b), mentre il rispetto delle condizioni di equilibrio lungo le altre linee di discontinuità richiede la presenza di elementi nodali di raccordo aventi forma poliedrica e soggetti a stati di sforzo pluriassiale. In questo modo, al sistema di forze

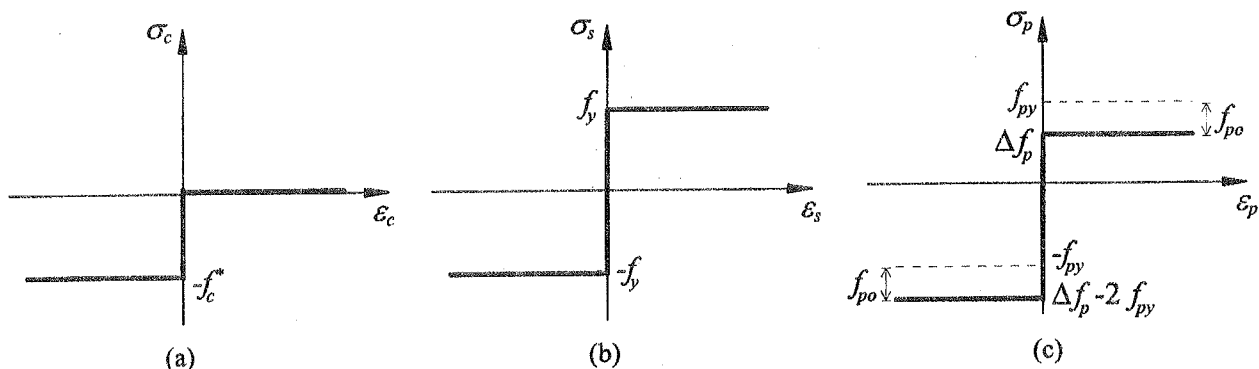


Figura 3. Limiti di resistenza monoassiale dei materiali: (a) calcestruzzo f_c^* ; (b) acciaio normale f_y ; (c) acciaio da precompressione f_{py} ($f_{po} \equiv$ sforzo di precompressione).

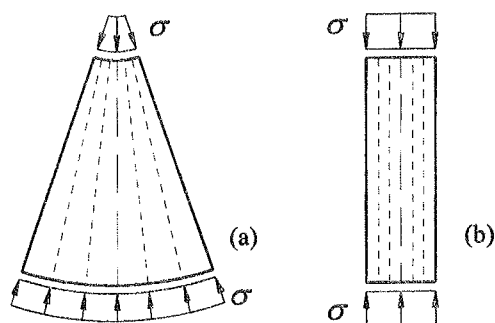


Figura 4. Tipica conformazione dei puntoni di calcestruzzo: (a) a ventaglio; (b) a prisma.

equilibrato associato alla struttura a traliccio immagine discreta del flusso tensionale effettivo è così possibile far corrispondere all'interno della regione esaminata un campo tensionale anch'esso equilibrato. Qualora le condizioni di conformità risultino soddisfatte anche nei confronti degli stati di sforzo pluriassiali che si instaurano nelle zone nodali, il campo tensionale definito implicitamente dal modello Strut-and-Tie risulta nel complesso equilibrato e conforme e, quindi, staticamente ammissibile. Il dimensionamento dei vari elementi costituenti (puntoni, tiranti, nodi) avviene così in accordo con il Teorema Statico e corrisponde pertanto ad un valore del carico di collasso approssimato per difetto, ovvero a favore di sicurezza [16], [20].

3.3. Le zone nodali

Un nodo tipico risulta dall'intersezione di tre aste. Per questo caso particolare si possono così individuare quattro diverse tipologie in funzione delle combinazioni di puntoni C e tiranti T confluenti nel nodo; sinteticamente possono essere denominate CCC, CCT, CTT e TTT. Si consideri il nodo piano tipo CCC in Figura 5.a. Le intersezioni dei lati dei puntoni definiscono una zona triangolare soggetta ad una compressione biassiale. Lo stato di sforzo in questa zona può essere determinato con l'ausilio della costruzione di Mohr (Figura 5.b).

- 1) Si tracciano i cerchi di Mohr associati allo stato di sforzo in ogni puntone.
- 2) Su tali cerchi si individuano i poli Q_A, Q_B, Q_C .
- 3) Si tracciano le parallele ai lati del triangolo BC, CA, AB, attraverso i poli Q_A, Q_B, Q_C .
- 4) I punti A, B, C, intersezioni di tali linee con i relativi cerchi di Mohr, definiscono il cerchio associato allo stato di sforzo nella regione nodale. L'intersezione di tali linee definisce inoltre il polo Q del cerchio.

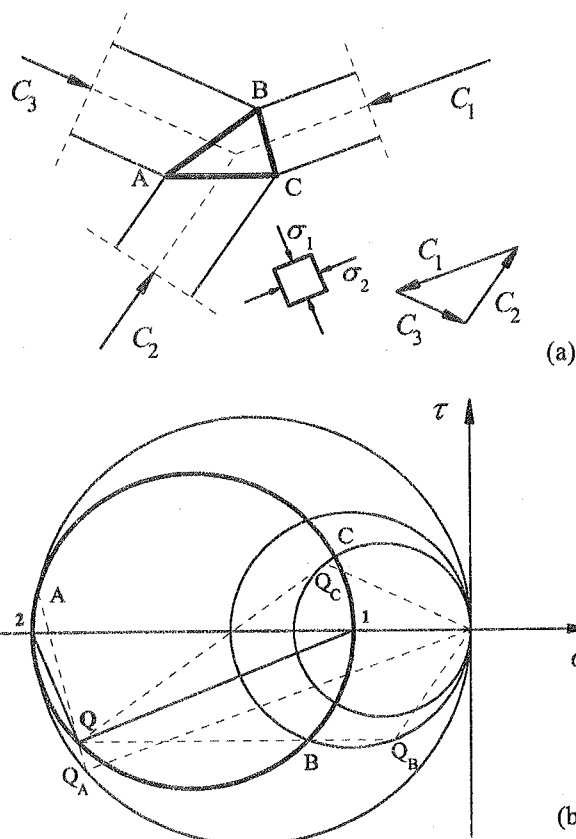


Figura 5. Nodo tipo CCC: (a) stato di sforzo biassiale; (b) cerchio di Mohr [16].

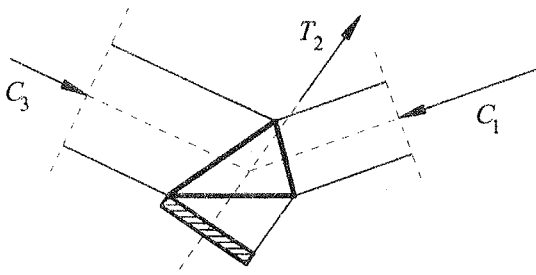


Figura 6. Ancoraggio di un tirante oltre la zona nodale mediante una ipotetica piastra metallica (nodo CCT).

La geometria del nodo è univocamente definita dalle dimensioni dei puntoni, in genere fissate in modo tale da attingere la resistenza f_c^* . Se tale limite è lo stesso per tutti i puntoni, nella regione nodale si realizza uno stato di sforzo di tipo pseudo-idrostatico con $\sigma_1 = \sigma_2 = f_c^*$ ed i lati che la delimitano risultano ortogonali agli assi dei puntoni. Il circolo di Mohr degenera quindi in un punto. Questa favorevole situazione si può comunque conseguire anche nel caso in cui la resistenza f_c^* sia diversa da puntone a puntone, rinunciando al massimo sfruttamento del materiale. Pertanto, la conformità per un nodo tipo CCC risulta generalmente assicurata dal soddisfacimento della conformità dello stato di sforzo monoassiale nelle singole aste.

Il procedimento descritto per il nodo CCC può essere applicato anche alle tipologie CCT, CTT, TTT. Infatti, se un tirante viene ancorato oltre il nodo, ad esempio mediante una ipotetica piastra metallica, la corrispondente forza di trazione può essere trattata come una forza di compressione applicata nella zona di ancoraggio (Figura 6). Ci si riconduce così ancora allo schema CCC. In realtà l'ancoraggio viene in genere realizzato con una disposizione a coppia delle armature che inglobi l'intera zona nodale. Si dispongono anche degli spinotti di irrigidimento per consentire una ripartizione uniforme del tiro fra i vari strati di armatura (Figura 7).

L'equivalenza statica chiaramente non sussiste se l'ancoraggio viene realizzato per aderenza. In questi casi, la presenza di componenti di trazione indebolisce chiaramente il nodo e la verifica della condizione di conformità può diventare critica. A tal fine comunque, dato che molte tipologie di nodi si ripetono spesso all'interno delle strutture, l'esperienza ha consentito di formulare delle regole di verifica semplificate [12], [22].

Nel caso in cui si abbia la convergenza di più di tre elementi, la regione nodale assume una forma poligonale e la determinazione dello stato di sforzo biassiale può richiedere considerazioni addizionali [21].

3.4. Il caso di una trave alta

Si considera la trave alta in Figura 7, caricata in mezzzeria con un carico concentrato $2V$ [16]. Si assume

che il carico $2V$ sia trasferito agli appoggi attraverso due puntoni inclinati di calcestruzzo impostati su un tirante in acciaio ancorato alle due estremità della trave con delle piastre metalliche, ovvero mediante una conformazione a coppia delle armature. Nell'ipotesi che le tensioni nelle aste coincidano con i limiti di rottura dei materiali f_c^* , f_y , la percentuale meccanica di armatura:

$$\omega = \frac{A_s f_y}{bh f_c^*} \quad (4)$$

indica la frazione di altezza h della trave occupata dalle zone nodali, mentre il tirante risulta posizionato ad una distanza $\omega h/2$ dal lembo inferiore. Le componenti orizzontale T e verticale V della forza diagonale D nei puntoni risultano pertanto:

$$T = \omega b h f_c^* \quad V = \omega(1-\omega) b h^2 f_c^* / a \quad (5)$$

Nota l'entità del carico $2V$ è così possibile ricavare la percentuale meccanica ω , ovvero l'area di armatura necessaria A_s . Viceversa, è possibile valutare l'entità del carico associato al meccanismo ipotizzato per un assegnato quantitativo di armatura ω . Da semplici considerazioni geometriche si deduce infine che i lati delle zone nodali risultano tutte soggette ad una tensione di compressione pari a f_c^* . Pertanto lo stato tensionale in tali zone è di tipo pseudo-idrostatico e l'equilibrio risulta soddisfatto anche lungo le linee di discontinuità del campo di sforzi.

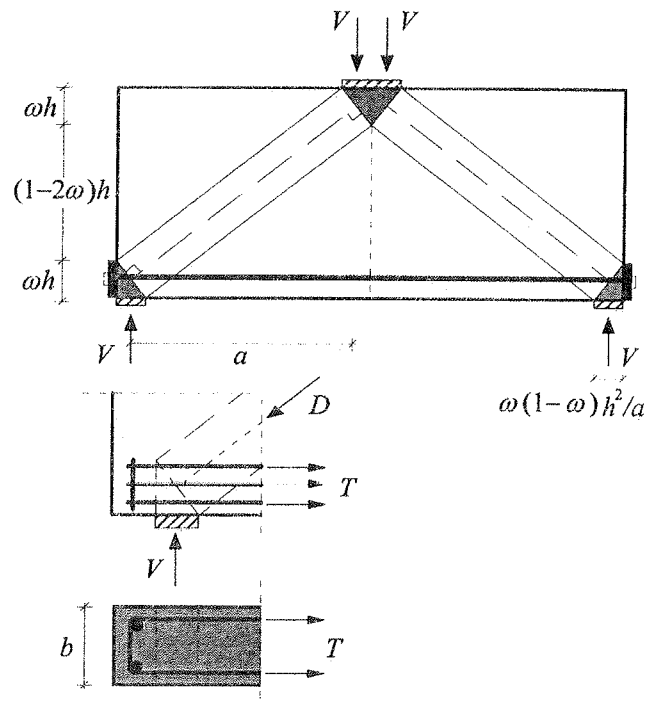


Figura 7. Modello Strut-and-Tie per una trave alta [16].

3.5. Consistenza del modello

Le considerazioni svolte finora evidenziano come il campo tensionale definito implicitamente dal modello Strut-and-Tie, essendo nel complesso equilibrato e conforme e quindi staticamente ammissibile, consenta di operare in accordo con il Teorema Statico e quindi a favore della sicurezza. La validità di questo importante risultato è comunque subordinata al rispetto di alcune condizioni di progetto [12].

- La resistenza del calcestruzzo deve essere ridotta mediante un adeguato fattore di efficienza.
- Le armature che realizzano i tiranti devono avere un adeguato ancoraggio che ne assicuri il funzionamento.
- Il meccanismo resistente ipotizzato deve risultare consistente con l'effettivo flusso tensionale in fase fessurata, in modo che possa effettivamente attivarsi prima che la limitata capacità deformativa del materiale si esaurisca.

Con particolare riferimento alla possibilità di attivazione del modello, il percorso dei carichi attraverso la struttura fino ai vincoli a terra può essere ipotizzato con specifico riferimento a situazioni di esercizio o ultime [20]. In linea generale, le forze che operano la diffusione dei carichi acquistano un braccio di leva maggiore andando verso la crisi, con i tiranti del traliccio così individuato che richiedono quantitativi di armatura minori rispetto a quelli che si renderebbero necessari facendo riferimento alla fase di esercizio. A questo proposito comunque, si deve osservare che il realizzarsi dello schema resistente, anche se teoricamente indipendente da considerazioni di tipo cinematico, può essere impedito dalla capacità deformativa dei materiali. Infatti, nel caso in cui la crisi risulti governata localmente dal calcestruzzo, la limitata duttilità della matrice rispetto a quella delle armature introduce una dipendenza del carico di collasso dal campo di deformazione. Pertanto, se il percorso assunto differisce troppo da quello che tende ad instaurarsi in fase fessurata, la struttura può risultare incapace di sviluppare quella redistribuzione degli sforzi necessaria per adattarsi al percorso di equilibrio ipotizzato [4]. In base a tali considerazioni, dal punto di vista progettuale è preferibile orientare il modello in accordo con la situazione di esercizio, garantendo in tal modo l'effettivo instaurarsi di una condizione di equilibrio che può assumersi valida fino allo stato limite ultimo [20], [4]. Tuttavia, anche se il modello è abbastanza prossimo al flusso tensionale in esercizio, nelle zone sprovviste di armatura si può innescare un regime fessurativo tale da non consentire la necessaria redistribuzione degli sforzi. Per tale motivo, oltre all'armatura principale localizzata in prossimità dei tiranti, occorre sempre disporre anche un'armatura addizionale di tipo diffuso in grado di sopperire alla limitata resistenza a trazione del calcestruzzo [22].

I modelli Strut-and-Tie non sono quindi dei modelli di comportamento, ma consentono di visualizzare un

flusso di forze di riferimento, nell'ipotesi che la struttura possa adattarsi al meccanismo ipotizzato. In questo senso, si intuisce come il ruolo del fattore di efficienza, benché primario nel determinare l'affidabilità del modello, risulti subordinato ad una scelta consistente dello schema di progetto [3], [19].

4. SCELTA DEL FATTORE DI EFFICIENZA NELLA MODELLAZIONE STRUT-AND-TIE

Nell'ipotesi in cui l'ammissibilità statica del campo di sforzi di riferimento possa prescindere dalla cinematica del problema e dall'efficacia delle armature, si è visto come la validità di una modellazione Strut-and-Tie dipenda unicamente dall'adozione di un adeguato fattore di efficienza. In questo senso, è immediato rilevare il diverso ruolo che tale parametro assume rispetto al caso più generale dell'Analisi Limite. L'aggettivo *adeguato* infatti, non si riferisce più semplicemente alla necessità di minimizzare lo scostamento dei risultati teorici dai livelli di carico ultimo effettivi, bensì, in accordo con il Teorema Statico, denota una stima per difetto $v_c^- \leq v_c$ che, con ragionevole approssimazione, consenta di operare in favore della sicurezza.

4.1. Un criterio energetico

Come già precisato, per sua natura il fattore di efficienza dovrebbe essere determinato sperimentalmente, confrontando le previsioni teoriche con le evidenze sperimentali. Il significato fisico di tale parametro suggerisce comunque una sua diretta correlazione con le proprietà costitutive del materiale [10].

Si considerino due sistemi strutturali ① e ②, differenti soltanto nelle proprietà costitutive dei materiali e soggetti ad una storia di carico di tipo proporzionale fino al collasso. Nell'ipotesi che ovunque gli incrementi di deformazione mantengano sempre lo stesso segno, lo stato di tensione σ risulta punto per punto correlato allo stato di deformazione ϵ tramite una funzione $\Phi = \Phi(\epsilon)$ che assume il ruolo di energia di deformazione:

$$\sigma = \frac{\partial \Phi}{\partial \epsilon} \quad (6)$$

Si faccia inoltre l'ipotesi che, qualora lo stato di deformazione si mantenga ovunque all'interno di un dominio assegnato $g(\epsilon) \leq 0$, risulti:

$$\Phi_1 \geq \Phi_2 \quad (7)$$

Ciò premesso, indicando con μ il massimo valore attinto dal moltiplicatore scalare dei carichi, si dimostra che sussiste la seguente disuguaglianza [10]:

$$\mu_1 \geq \mu_2 \quad (8)$$

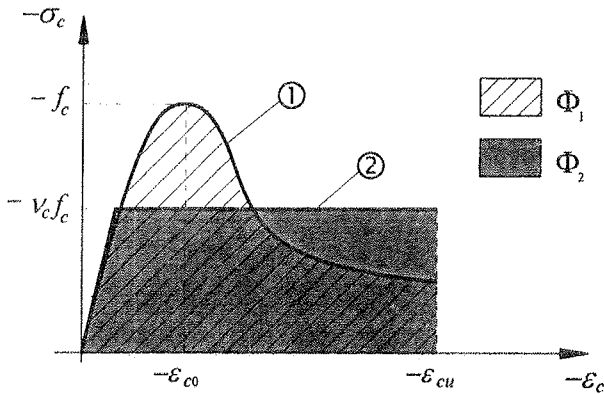


Figura 8. Condizione di equivalenza sulle energie per una stima del fattore di efficienza in regime monoassiale.

Si applica ora questo risultato al caso del calcestruzzo in regime monoassiale. A tale scopo, si confronti in Figura 8 il legame effettivo ① con il legame bilatero ② tangente all'origine alla curva ① ed avente una soglia plastica $f_c^* = \nu_c f_c$ definita dalla seguente condizione:

$$\Phi_{1u} = \Phi_{2u} \tag{9}$$

in cui l'energia di deformazione $\Phi_u = \Phi(\varepsilon_{cu})$ si identifica con l'area sottesa dal corrispondente diagramma. È immediato osservare che, con una trascurabile eccezione in prossimità della zona di transizione fra i due rami del legame bilatero, risulta:

$$\Phi_1 \geq \Phi_2 \quad \forall \varepsilon_c \mid g(\varepsilon_c) \leq 0, \text{ con } g(\varepsilon_c) = \varepsilon_{cu} - \varepsilon_c \tag{10}$$

Pertanto, in base al risultato appena richiamato, il legame ②, definito dalla condizione di equivalenza (9), corrisponde ad una stima per difetto del carico di collasso associato al legame ①. Con ciò, si evidenzia come il fattore di efficienza ν_c così dedotto soddisfi ai requisiti richiesti dal Teorema Statico.

Sulla base di tale criterio e con riferimento ad una curva $\sigma_c - \varepsilon_c$ proposta in letteratura, è stato determinato ν_c come una funzione della resistenza f_c al variare del parametro di deformazione ultima ε_{cu} [10], rilevando una dipendenza da f_c approssimativamente del tipo:

$$\nu_c = \frac{k}{\sqrt{f_c}} \tag{11}$$

con $k = k(\varepsilon_{cu})$. Prove sperimentali condotte su travi con sola armatura longitudinale hanno poi consentito di stimare $k = 3.2$, che corrisponde ad una deformazione ultima $\varepsilon_{cu} \approx -10\%$, alquanto superiore ai livelli usuali in regime monoassiale. I valori di deformabilità effettiva avrebbero pertanto condotto ad una sovrastima di ν_c .

Ciò è dovuto al fatto che il criterio introdotto: (1) fa riferimento al solo caso monoassiale; (2) trascura la possibilità di inversione del gradiente di deformazione, ovvero prescinde dall'irreversibilità del fenomeno identificando il calcestruzzo con un materiale elastico.

Le caratteristiche del calcestruzzo non possono pertanto da sole determinare il fattore di efficienza, ma occorre considerare l'effetto di tutti quei parametri che definiscono il problema strutturale, ed in particolare le caratteristiche e la disposizione delle armature, la geometria della struttura, le condizioni di vincolo e di carico [17].

4.2. Correlazioni teoriche, sperimentali ed empiriche

Un caso in cui è possibile valutare teoricamente per via diretta il fattore di efficienza è quello della flessione pura. Questo è stato fatto correlando ν_c alle resistenze del calcestruzzo f_c e dell'acciaio f_y ed alla percentuale geometrica di armatura ρ . Su questa base di dati, è stata proposta una relazione per la stima del valore minimo di ν_c al variare di ρ [17]:

$$\nu_c = 0.97 - \frac{f_y}{5000} - \frac{f_c}{300} \quad \begin{cases} f_y < 900 \text{ MPa} \\ f_c < 60 \text{ MPa} \end{cases} \tag{12}$$

ovvero, assumendo $f_y < 600 \text{ MPa}$, cautelativamente:

$$\nu_c = 0.85 - \frac{f_c}{300} \tag{13}$$

Su base sperimentale invece, una analoga relazione è stata proposta per sollecitazione di flessione e taglio nel caso di travi con armatura trasversale [17]:

$$\nu_c = 0.7 - \frac{f_c}{200} \tag{14}$$

Il campo di validità di tali relazioni è chiaramente quello dei calcestruzzi a normali prestazioni, con riferimento al quale sono state dedotte. La loro estensione ai calcestruzzi ad alte prestazioni non è immediata, in quanto, come rilevato da alcuni Autori [11], conduce a risultati eccessivamente cautelativi. A questo scopo sembrano invece più adatte formulazioni riconducibili alla (11), peraltro correntemente utilizzate per i calcestruzzi normali con valori di k diversi in funzione del tipo di problema esaminato [2], [19]. Ad esempio, la relazione:

$$\nu_c = 0.5 + \frac{1.25}{\sqrt{f_c}} \tag{15}$$

è stata validata per calcestruzzi con resistenze fino a $f_c = 80 \text{ MPa}$, tenendo conto anche dell'effetto favorevole dell'azione di confinamento delle armature [2]. In Figura 9 si opera un confronto fra le proposte sinora richiamate.

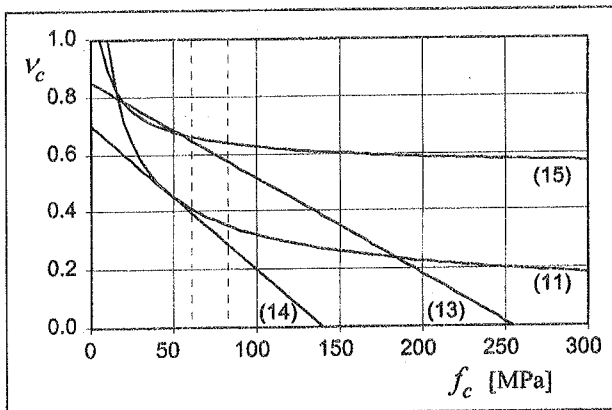


Figura 9. Confronto fra alcune proposte per una stima cautelativa del fattore di efficienza in funzione di f_c .

Viste le incertezze in gioco e la dispersione dei dati disponibili, in molti casi viene considerato ragionevole il riferimento a dei valori prudenziali, come ad esempio $v_c = 0.6$ [16], [19]. Più in generale comunque, occorre tenere conto esplicitamente della dipendenza non solo da f_c , ma anche dagli altri parametri in gioco o, in alternativa, fare riferimento a grandezze ad essi correlate che risultino rappresentative del campo statico o cinematico in prossimità del puntone considerato. Ad esempio, con riferimento allo stato di fessurazione, alcuni Autori definiscono delle classi di severità del quadro fessurativo assegnando a ciascuna classe un valore variabile fra $v_c = 0.4$ e $v_c = 1.0$ [20], [22]. Ad un maggiore livello di dettaglio si colloca invece una formulazione in cui il fattore di efficienza viene fatto dipendere del valor medio della deformazione ε_1 in direzione normale al puntone [8]:

$$v_c = \frac{1}{0.8 + 170\varepsilon_1} \quad (16)$$

Se si assume come deformazione principale massima, la ε_1 può essere dedotta dal cerchio di Mohr in funzione della deformazione principale minima ε_2 e della deformazione ε_x lungo una direzione x ruotata di θ rispetto al riferimento principale. In particolare, per una stima prudenziale di ε_1 si identifica generalmente la ε_2 con la deformazione di compressione al picco e la ε_x con la deformazione allo snervamento delle armature $\varepsilon_y = f_y/E_s$, nell'ipotesi che queste siano disposte lungo la giacitura x . In questo caso si ha:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\tan^2 \theta} \approx \varepsilon_y + \frac{\varepsilon_y + 0.002}{\tan^2 \theta} \quad (17)$$

Con tale approssimazione, si perde però la dipendenza da f_c . Peraltro, anche considerando una variabilità della deformazione al picco con la classe di resistenza, la dipendenza da f_c si mantiene limitata [11].

Una formulazione più generale assume il fattore di efficienza come prodotto di due contributi [13]:

$$v_c = v_1 v_2 \quad (18)$$

con $v_1 = v_1(f_c)$ e $v_2 = v_2(\theta)$. In particolare, per v_1 si consiglia il riferimento alla (15) con il termine costante modificato a 0.55, mentre per v_2 viene fornito un set di valori fra $v_2 = 0.6$ e $v_2 = 1.0$ in funzione dell'inclinazione delle fessure e della presenza o meno di armature. Questo tipo di approccio consente in generale di prescindere da una valutazione diretta del campo statico e/o cinematico nel continuo di riferimento. Spesso comunque, la ricerca di uno schema Strut-and-Tie consistente deve fare riferimento ai risultati di un'analisi strutturale [20], [22]. In questi casi può risultare agevole definire il coefficiente v_2 con riferimento all'orientamento medio del puntone nel campo di sforzi effettivo. A tale scopo, si riprende una proposta formulata nell'ambito di un più ampio lavoro orientato alla ricerca di modelli Strut-and-Tie ottimali [3], [4], [5].

Si consideri il generico elemento k fra i nodi i e j del modello Strut-and-Tie (Figura 10). Il campo tensionale nel riferimento (x, y) è descritto dalle tensioni principali $\sigma_1(x, y)$, $\sigma_2(x, y) \leq \sigma_1$, e dall'angolo $0 \leq \alpha(x, y) \leq \pi$ che la direzione 1 forma con l'asse x . Lungo l'asse dell'elemento risultano quindi definite le funzioni $\sigma_{1k}(x')$, $\sigma_{2k}(x')$ e $\alpha_k(x')$. Nota l'inclinazione β_k dell'asta rispetto all'asse x , il suo orientamento nel campo tensionale può essere descritto dagli angoli $\gamma_{1k}(x') \leq \pi/2$ e $\gamma_{2k}(x') = \pi/2 - \gamma_{1k}$ mostrati in Figura 10. Posto allora:

$$p = \{ t \mid \gamma_t(x') = \min \{ \gamma_{1k}, \gamma_{2k} \} \leq \pi/4, t=1,2 \} \quad (19.a)$$

$$q = \{ t \mid \gamma_t(x') = \max \{ \gamma_{1k}, \gamma_{2k} \} \geq \pi/4, t=1,2 \} \quad (19.b)$$

L'inclinazione media dell'elemento risulta:

$$\gamma_k = \frac{1}{l_k} \int_0^{l_k} \gamma_{pk}(x') dx'$$

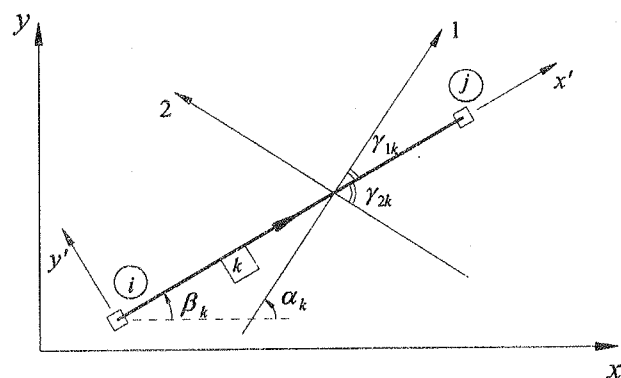


Figura 10. Inclinazione del generico elemento rispetto alle direzioni principali di sforzo.

Si definisce inoltre il seguente parametro tensionale:

$$\sigma_{\perp k} = \frac{1}{l_k} \int_0^{l_k} \sigma_{gk} \sin \gamma_{gk}(x') dx' \quad (20)$$

indicatore del tipo di sforzo in direzione normale all'elemento. Ciò premesso, si assume:

$$v_{2k} = \begin{cases} 0.2(4 - \tan \gamma_k) & , \text{se } \sigma_{\perp k} > 0 \\ 1.0 & , \text{se } \sigma_{\perp k} \leq 0 \end{cases} \quad (21)$$

che per campi di trazione ($\sigma_{\perp k} > 0$) fornisce valori fra $v_2 = 0.6$ ($\gamma = \pi/4$) e $v_2 = 0.8$ ($\gamma = 0$), mentre risulta $v_2 = 1.0$ per campi trasversali di compressione ($\sigma_{\perp k} < 0$).

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

In questo lavoro, sono stati discussi alcuni degli aspetti principali della modellazione Strut-and-Tie. In particolare, si è inquadrato il problema nell'ambito più generale dell'Analisi Limite, richiamando la necessità di operare con una resistenza a compressione modificata mediante un fattore di efficienza. Sono state quindi considerate alcune delle formulazioni proposte in letteratura per tale coefficiente, esaminando il caso dei calcestruzzi normali e dei calcestruzzi ad alte prestazioni. Si è infine introdotta una formulazione del fattore di efficienza che risulta consistente con il flusso tensionale che si instaura nel continuo strutturale di riferimento.

RINGRAZIAMENTI. Si ringrazia il Prof. Pier Giorgio Malerba per le utili discussioni sul tema ed i preziosi suggerimenti. Questo lavoro è stato finanziato con fondi di Ricerca dipartimentale 1997 dell'Università di Udine.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BALDASSINO N. – 1998, “Modellazione Strut-and-Tie di elementi in calcestruzzo armato”, in Malerba P.G. (Ed.) “Analisi limite e non lineare di strutture in cemento armato”, CISM: Udine, 317-352.
- [2] BERGMEISTER K., BREEN J.E., JIRSA J.O. – 1991, “Dimensioning of the Nodes and Development of Reinforcement”, *Structural Concrete*, IABSE Colloquium Report, Stuttgart, 62, 551-556.
- [3] BIONDINI F. – 1996, “Ricerca ed ottimizzazione di modelli Strut-and-Tie in elementi di C.A. e C.A.P.”, *Tesi di Specializzazione*, Relatori Prof. P.G. Malerba e Prof. F. Bontempi, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C. A., Politecnico di Milano.
- [4] BIONDINI F., BONTEMPI F., MALERBA P.G. – 1997, “Generazione di modelli Strut-and-Tie ed analisi non lineare della corrispondente risposta strutturale”, *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C. A., Politecnico di Milano, 18, 31-56.
- [5] BIONDINI F., BONTEMPI F., MALERBA P.G. – 1998, “Optimal Strut-and-Tie Models in Reinforced Concrete Structures”, *Computer Assisted Mechanics and Engineering Sciences* (in corso di pubblicazione).
- [6] CEB – 1982, “Detailing of concrete structures”, *CEB Bulletin d'Information*, 150.
- [7] CHEN W.F. – 1982, “Plasticity in Reinforced Concrete”, McGraw-Hill: New York (NY).
- [8] COLLINS M.P., MITCHELL D. – 1986, “Rational Approach to Shear Design – The 1984 Canadian Code Provision”, *ACI Structural Journal*, 83(6), 925-933.
- [9] CORRADI DELL'ACQUA L. – 1994, “Meccanica delle strutture”, 3, McGraw-Hill: New York (NY).
- [10] EXNER H. – 1979, “On the Effectiveness Factor in Plastic Analysis of Concrete”, *Plasticity in Reinforced Concrete*, IABSE Colloquium, Copenhagen, 29, 35-42.
- [11] FOSTER S.J., GILBERT R.I. – 1996, “The Design of Nonflexural Members with Normal and High-Strength Concretes”, *ACI Structural Journal*, 93(1), 3-10.
- [12] IABSE – 1991, *Structural Concrete*, Colloquium Report, 62, Stuttgart.
- [13] MacGREGOR J.G. – 1997, “Reinforced Concrete. Mechanics and Design”, Prentice-Hall: Upper Saddle River (NJ).
- [14] MALERBA P.G. (Ed.) – 1998, “Analisi limite e non lineare di strutture in cemento armato”, CISM: Udine.
- [15] MALERBA P.G. – 1999, “Modellization of the Diffusion Zones in R.C. Elements Through Discrete Schemes”, *Proceedings of the First International Conference on Advances in Structural Engineering & Mechanics (ASEM) – Keynote Lecture*, August 23-25, Seoul, Korea.
- [16] MARTI P. – 1985, “Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design”, *ACI Structural Journal*, 82(1), 46-56.
- [17] NIELSEN M.P. – 1984, “Limit Analysis and Concrete Plasticity”, Prentice-Hall: Upper Saddle River (NJ).
- [18] REINECK K.H. – 1993, “Modelling Structural Concrete with Strut-and-Tie Models. Shear in B-Regions”, *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C. A., Politecnico di Milano, 14, 165-197.
- [19] ROGOWSKY D.M., MacGREGOR J.G. – 1986, “Design of Reinforced Concrete Deep Beams”, *Concrete International*, 8, 49-58.
- [20] SCHLAICH J., SCHÄFER K., JENNEWIN M. – 1987, “Toward a Consistent Design of Structural Concrete”, *PCI Journal*, 32(3), 72-150.
- [21] SCHLAICH J., ANAGNOSTOU G. – 1990, “Stress Fields for Nodes of Strut-and-Tie Models”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 116(1), 13-23.
- [22] SCHLAICH J., SCHÄFER K. – 1991, “Design and Detailing of Structural Concrete using Strut-and-Tie Models”, *The Structural Engineer*, 69(6), 113-125.

RUOLO DELL'ANALISI NON LINEARE NELLA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PRESTAZIONALE RESIDUA E NELLA MISURA DELLA SICUREZZA DI STRUTTURE AMMALORATE IN C.A. PRIMA E DOPO RIABILITAZIONE STRUTTURALE

Franco BONTEMPI

Professore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".

Pier Giorgio MALERBA

Professore

Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Udine.

Emanuele Filiberto RADOONA

Professore

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza".

SOMMARIO

La valutazione della capacità prestazionale di una struttura esistente (e lo studio delle eventuali attività di riabilitazione), costituisce un processo di analisi strutturale che può risultare estremamente delicato. Nel presente contributo, si impegna tale processo, ponendo particolare attenzione agli aspetti connessi alla modellazione non lineare.

SUMMARY

The structural assessment process of existing structures is considered. Specific attention is devoted to the formulation of a robust and efficient non linear structural analysis of reinforced and prestressed concrete beams and frames. An application to an arch bridge is finally presented.

1. INTRODUZIONE

Un problema che si presenta con frequenza crescente è quello della valutazione della sicurezza di costruzioni esistenti quali, oltre ai ben noti casi di strutture da ponte, gli edifici per abitazioni ed uffici con struttura intelaiata di cemento armato costruiti tra gli anni cinquanta e sessanta [1,2]. In questo caso, una prima difficoltà è relativa al reperimento dei disegni del progetto esecutivo, con l'indicazione delle armature, dal momento che il regolamento del c.a. vigente all'epoca, il R.D. 16 Novembre 1939 n. 2229, non prescriveva il deposito del progetto presso l'ufficio del Genio Civile, competente per territorio, come stabilito, successivamente, dall'Art.4 della Legge 5 Novembre 1971 n.1086. In alcuni casi risulta invece conservato il certificato di collaudo con allegati i certificati delle prove eseguite sul calcestruzzo, nella misura di non meno di una serie di quattro provini cubici per ogni 500 m³ di getto di conglomerato, e sulle barre di armatura. E' quindi necessario accertare il diametro, il numero dei tondini e la loro posizione con metodi non distruttivi - di solito basati sulla induzione elettromagnetica - integrandoli con saggi localizzati di controllo.

Effettuato il rilievo delle sezioni della carpenteria delle travi, dei pilastri e dei solai, si hanno gli elementi su cui basare la valutazione delle sollecitazioni prodotte dalle azioni applicate ed effettuare le verifiche di sicurezza. Come è noto, per avere risultati il più possibile aderenti alla realtà, è necessario tenere conto delle non linearità meccaniche e geometriche ed applicare storie di carico di tipo monotono crescente, a partire dalla condizione scarica, per considerare quindi le condizioni di esercizio e poi quelle di collasso, tenendo conto dell'incrudimento negativo del calcestruzzo: superata la tensione massima, le deformazioni impresse aumentano, mentre le tensioni diminuiscono.

L'utilizzazione di un procedimento di analisi non lineare con carichi crescenti permette di simulare in maniera realistica il comportamento tensionale e deformativo della struttura nelle condizioni di esercizio e di avere quindi la possibilità di riscontri concreti nell'opera esaminata. Trattandosi di una struttura iperstatica, la presenza di eventuali fessure modifica le rigidità delle sezioni corrispondenti ed avvia un processo di redistribuzione delle caratteristiche di sollecitazione, che sfuggirebbe ad un'analisi lineare tradizionale.

Anche ai fini della misura della sicurezza agli stati limite ultimi, l'analisi non lineare fornisce risultati realistici, su cui basare il giudizio finale sulle condizioni effettive della struttura.

Naturalmente queste considerazioni si estendono ad altre tipologie strutturali, sia monodimensionali (travi continue, archi), sia bidimensionali (travi parete, piastre, volte). E' da rilevare che anche nel caso di travi staticamente determinate, in cui non si pone il problema della determinazione delle caratteristiche della sollecitazione delle azioni esterne, la descrizione del regime deformativo corrisponde con precisione alla realtà fisica delle condizioni di esercizio.

2. CONSIDERAZIONI GENERALI SULLA VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PRESTAZIONALE DI UNA STRUTTURA ESISTENTE

Come si e' accennato nel paragrafo precedente, le situazioni che richiedono di accertare la capacita' resistente di una struttura in c.a./c.a.p. sono, in generale, di due tipi: a) diminuzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costitutivi per fenomeni di deterioramento provocati da cause ambientali e che evolvono nel tempo, b) incremento dei livelli di carico sopportabile in conseguenza di variazioni nella destinazione d'uso o nella categoria di appartenenza, come accade nel caso dei ponti e viadotti stradali. A queste situazioni di carattere generale, rappresentate nella Fig.1.a,b dove in ascissa si ha il tempo e in ordinata la capacita' prestazionale della struttura e la domanda, vanno aggiunte quelle relative a danneggiamenti dovuti a fenomeni particolari, come le azioni impulsive o le alte temperature da incendio.

Appare evidente il ruolo fondamentale che le attivita' di controllo e di monitoraggio hanno nell'attivare le verifiche sulla capacita' prestazionale e nel determinare il loro livello di accuratezza. Tali attivita', per risultare economiche, devono 1)

non interferire con il normale servizio della struttura, avvalendosi di misurazioni in condizioni ambientali; 2) richiedere pochi punti di misura; 3) essere robusti e affidabili attraverso una ridondanza interna nel processo di stima. Non puo' quindi sfuggire l'analogia con le tecniche relative alle diagnosi mediche.

Infine, senza dimenticare le caratteristiche proprie di un'opera di ingegneria civile (unicita' e non ripetibilita'), tale controllo continuo dell'opera d'arte richiama procedimenti di controllo di qualita' di prodotti industriali e, piu' in generale, lo stesso concetto di *qualita'* come si e' affermato attualmente nell'ottica delle norme internazionali ISO9000. In questa ottica, la qualita' e' intesa come quella caratteristica di un bene in grado di soddisfare le necessita' di un cliente: in

particolare l'introduzione del sistema qualita' in una organizzazione produttiva vuole tendere a minimizzare le non conformita' di prodotto, ricercando a ritroso, nel processo produttivo, le ragioni di tale eventuale insuccesso. Un'opera strutturale e' intesa come *prodotto* e, in quanto tale, attraverso l'*auditing di verifica prestazionale* se ne valutano le caratteristiche [3].

Mutuando i metodi operativi del controllo di qualita', si agevola la focalizzazione e la visione globale del problema di verifica e si guida l'analisi di dettaglio. Infine, si estrapola dai dati il massimo livello di informazione e si possono tenere in conto gli errori sviluppatisi in fase di concezione e progettazione dell'opera, che possono essere i punti di partenza dell'inadeguatezza o del degrado della capacita' prestazionale.

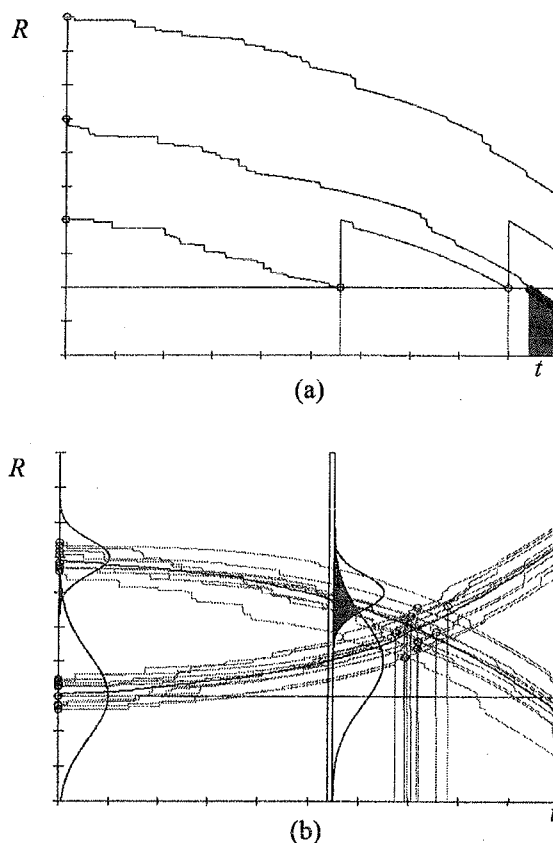


Fig. 1: Aspetti concettuali dell'andamento (a) deterministico, (b) stocastico, della capacita' prestazionale di una struttura nel tempo.

A questo punto, bisogna sottolineare che la valutazione della capacita' resistente di una struttura richiede un processo di analisi che ha delle premesse concettuali sostanzialmente differenti da quelle che sono alla base delle procedure utilizzate usualmente nella progettazione di una nuova struttura. Infatti:

• Le normative fanno riferimento a situazioni generali e, quindi, generiche: da ciò segue che i dati di ingresso relativi alle caratteristiche dei materiali sono fissati a priori e quelli relativi ai carichi sono stabiliti da apposite norme, comuni a tutte le costruzioni di una data tipologia (edifici per abitazioni, scuole, ponti, ...). La valutazione di una struttura esistente e' invece un processo sviluppato caso per caso per ciascuna costruzione, situata in una ben definita localita', realizzata con materiali aventi specifiche caratteristiche e soggetta ad uno spettro di carico specifico.

• Per quanto riguarda gli schemi statici, i meccanismi resistenti, le condizioni di vincolo, in fase di progetto essi sono definiti dal progettista sulla base di opportune ipotesi, così che possono essere considerati noti. Per le strutture già esistenti, invece, possono essere ritenute più sicuramente determinabili le loro dimensioni geometriche, ed anche i parametri di resistenza dei materiali, qualora vengano ottenuti da accurate misurazioni ed indagini in situ, mentre sono più incerte le situazioni di vincolo ovvero le posizioni delle armature all'interno dei getti o ancora l'efficienza dei cavi di precompressione all'interno delle guaine.

• Le prestazioni sviluppate nel passato da strutture esistenti, contribuiscono comunque a ridurre le incertezze insite in ogni opera nella fase della sua progettazione.

• I differenti requisiti che si impongono in fase di progetto ai componenti strutturali, come, ad esempio, le percentuali e le disposizioni delle armature, sono relativamente facili e poco onerosi da soddisfare in tale fase, mentre possono essere estremamente costose e difficili da considerare in una struttura esistente.

• Diverse opere d'arte, possono trovarsi in situazioni di non conformita' nel caso di variazioni delle disposizioni normative, mentre non mancano esempi di costruzioni che hanno raggiunto e superato la durata convenzionale della vita di servizio, con prestazioni da considerarsi tuttora pienamente valide. Problematiche particolari possono essere poste, inoltre, dalle costruzioni che presentano particolari caratteri storici da salvaguardare, come e' il caso di certi ponti in pietra o in muratura ed anche, ormai, a struttura metallica.

In definitiva nel progetto di una nuova costruzione si assume che, in tutte le sezioni, i parametri che caratterizzano le resistenze meccaniche dei materiali abbiano valori pari a quelli *caratteristici*, ai sensi delle norme vigenti, cioè frattili di ordine 5% delle rispettive distribuzioni statistiche. In misura duale, per quanto riguarda i carichi, si assumono come caratteristici i corrispondenti frattili 95%. Nella struttura reale, invece, le caratteristiche dei materiali variano in maniera aleatoria lungo lo sviluppo lineare dei vari elementi portanti intorno ai corrispondenti valori medi ed analoga considerazione vale per le intensita' dei carichi. Infine va ricordato che, in fase di progetto, i valori caratteristici sono trasformati in valori di calcolo mediante l'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza, divisori delle resistenze e moltiplicatori dei

carichi, per assicurare che la probabilita' di collasso della sezione resistente o del componente portante sia dell'ordine di 1×10^{-6} , mentre nel collasso reale le caratteristiche dei materiali continuano ad essere quelle delle loro distribuzioni statistiche, ed i carichi sono quelli effettivamente presenti sulla struttura [4].

3. ASPETTI CONCETTUALI DELL'ANALISI STRUTTURALE IN CAMPO NON LINEARE.

Si considera una struttura discretizzata con i criteri del metodo degli elementi finiti, impostato negli spostamenti [5, 6]. Sulla struttura si pensano agenti delle azioni che possono essere sintetizzate nel vettore dei carichi equivalenti \underline{P} . Incognite primarie del problema strutturale sono gli spostamenti dei nodi che individuano la suddivisione in elementi della struttura: tali spostamenti, in numero finito, sono raccolti nel vettore \underline{q} . Da questo vettore, si potranno ottenere:

- (1) il campo di spostamenti $\underline{u}(P) = \underline{N}(P, \underline{q}) \cdot \underline{q}$ e di deformazioni $\underline{\varepsilon}(P) = \underline{B}(P, \underline{q}) \cdot \underline{q}$ in qualunque punto P della struttura;
- (2) il campo di sforzi (in particolare i diagrammi delle azioni interne);
- (3) le reazioni vincolari.

Il problema strutturale risulta lineare se:

- i. *il materiale di cui e' composta la struttura e' elastico lineare;*
- ii. *gli spostamenti sono piccoli:* le equazioni di equilibrio si possono scrivere nella configurazione indeformata della struttura, e si ritengono valide le usuali approssimazioni analitiche, quali confondere un angolo piccolo con il suo seno o la sua tangente;
- iii. *i vincoli presenti nella struttura, sono considerati bilateri.*

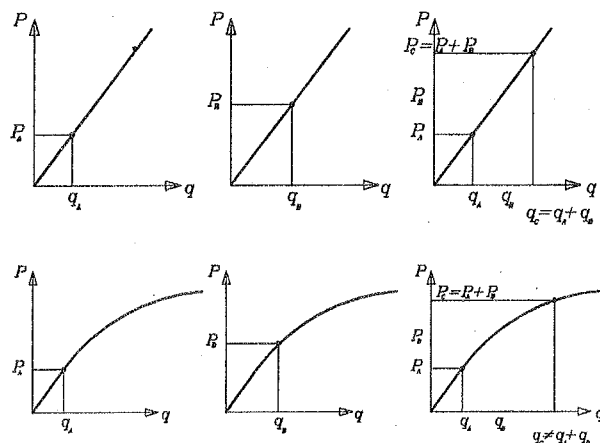


Fig. 2: Linearità e non linearità nella risposta strutturale.

In tali condizioni si verifica in particolare che:

⇒ la soluzione del problema strutturale esiste ed è unica;

⇒ vale il principio di sovrapposizione degli effetti: con riferimento alla Fig.2, se ad un carico P^A corrisponde uno spostamento q^A e ad un carico P^B uno spostamento q^B , alla somma dei carichi $P^A + P^B = P^C$ corrisponde la somma degli spostamenti $q^C = q^A + q^B$.

Mancando le ipotesi i, ii, iii, si hanno, rispettivamente, non linearità di materiale, non linearità geometrica e non linearità di vincoli. In tali casi, la soluzione del problema strutturale può non esistere, e se esiste può non essere unica: chiaramente, non vale più il principio di sovrapposizione degli effetti.

È bene sottolineare subito che, in campo non lineare, per ottenere un insieme di risultati attendibili si deve considerare l'evoluzione della struttura nel suo complesso dallo stato iniziale fino al collasso. La determinazione di una singola configurazione di equilibrio per un determinato livello di carico, è assolutamente insufficiente, in quanto non permette di valutare quale sia la risposta della struttura a variazioni di livello del carico stesso: a differenza di quanto succede quasi sempre in campo lineare, i risultati ottenibili da un programma non lineare, anche se corretti dal punto di vista numerico, possono essere assolutamente privi di significato ingegneristico e totalmente errati dal punto di vista meccanico. Non potendo più applicare il principio di sovrapposizione degli effetti, ogni fissata combinazione deve essere studiata con un'analisi specifica. Questo comporta un impegno computazionale notevole. Un modello strutturale efficiente dovrà quindi essere in grado di cogliere gli aspetti meccanici essenziali, evitando l'introduzione di parametri incogniti inutili ai fini della rappresentazione che si vuol dare della struttura.

Altrettanta cura andrà posta nell'organizzare l'architettura logica dei procedimenti numerici, escludendo quegli schemi, che pur più espliciti di altri nel consentire la percezione fisica del problema, sono però privi di efficienza computazionale.

Con le ipotesi di struttura discretizzata nell'ottica del metodo degli elementi finiti negli spostamenti, comportamento elastico non lineare, indipendenza da fenomeni viscosi, il problema da risolvere è quello di trovare la soluzione q al sistema di equazioni algebriche non lineari:

$$\underline{R}(q, t) = \underline{F}(q, t) \quad (1)$$

in cui la sequenza di situazioni di carico è associata a t . La successione delle soluzioni q al variare di \underline{F} descrive il percorso di equilibrio della struttura per l'assegnata storia di carico. Si osserva che il termine noto di questa equazione, ovvero $\underline{F}(q, t)$, è funzione

della soluzione q della stessa equazione. Dal punto di vista meccanico cioè sta ad indicare che il vettore dei carichi agenti sulla struttura può essere funzione della sua configurazione deformata, come accade ad esempio nei sistemi soggetti a forze di tipo non conservativo o con la presenza di distorsioni impresse che dà luogo ad azioni statiche la cui intensità è legata alla rigidità della struttura.

L'equazione di equilibrio per l'intera struttura (1) è ottenuta per assemblaggio di elementi in C.A./C.A.P. La sua soluzione va ricercata per via iterativa e richiede:

- la definizione del procedimento col quale giungere al vettore di spostamenti q^I corrispondenti all' I -esima iterazione;
- la definizione dei criteri per valutare se la soluzione approssimata q^I converge o no alla soluzione incognita q_{EX} e per arrestare, di conseguenza, il procedimento iterativo.

In una formulazione di tipo secante, il vettore \underline{R} delle forze nodali equivalenti, in termini di lavoro, agli sforzi agenti all'interno della struttura è espresso come

$$\underline{R} = \underline{R}(q) = \underline{K}(q) \cdot q = \underline{K} \cdot q \quad (2)$$

ovvero dal prodotto di una matrice di rigidità secante $\underline{K} = \underline{K}(q)$ per il vettore incognito q . Quindi, per una prefissata condizione di carico, lo schema iterativo è composto dai seguenti passi:

- è nota la soluzione approssimata q^{I-1} all'iterazione $I-1$;
- si valuta la matrice di rigidità secante $\underline{K}(q^{I-1})$;
- la soluzione all'iterazione I è $q^I = \underline{K}(q^{I-1})^{-1} \cdot \underline{F}(q^{I-1})$;
- ad essa compete il vettore delle forze dei residui non equilibrati (di squilibrio) fra carichi esterni e reazioni interne $r(q^I) = \underline{F}(q^I) - \underline{R}(q^I)$;
- si effettuano i test di convergenza: se positivi si è trovata la soluzione, altrimenti si incrementa I e si ricomincia il ciclo dal primo passo.

Il procedimento iterativo viene arrestato al manifestarsi di uno dei seguenti stati significativi:

- convergenza della soluzione, ovvero raggiungimento di uno stato di equilibrio;
- collasso per raggiungimento del valore di deformazione ultima di uno dei materiali componenti la struttura;
- mancata convergenza della soluzione nel numero massimo di iterazioni previste (in genere intorno a 20). Questa situazione è associata in genere ad una condizione di carico che supera la capacità portante della struttura.

Il primo vantaggio della formulazione secante e' la semplicita' di impostazione. Si faccia poi riferimento al problema non lineare ad un solo grado di liberta' mostrato in Fig.3.a. Si osserva in primo luogo che la rigidezza secante, pendenza delle rette del fascio con centro nell'origine che intersecano $R(q)-F(q)$, e' sempre positiva. Estendendo questa osservazione al caso di strutture a piu' gradi di liberta' e non soggette ad effetti geometrici si puo' affermare che la matrice di rigidezza secante della struttura e', a differenza di quella tangente, sempre definita positiva. Sotto questo aspetto il procedimento iterativo secante e' piu' affidabile rispetto a quello tangente, anche se il secondo ha in genere una piu' rapida convergenza. La presenza di effetti geometrici ha l'effetto di peggiorare il condizionamento della matrice $\bar{K}(q')$, ancora comunque in misura minore rispetto alla matrice tangente.

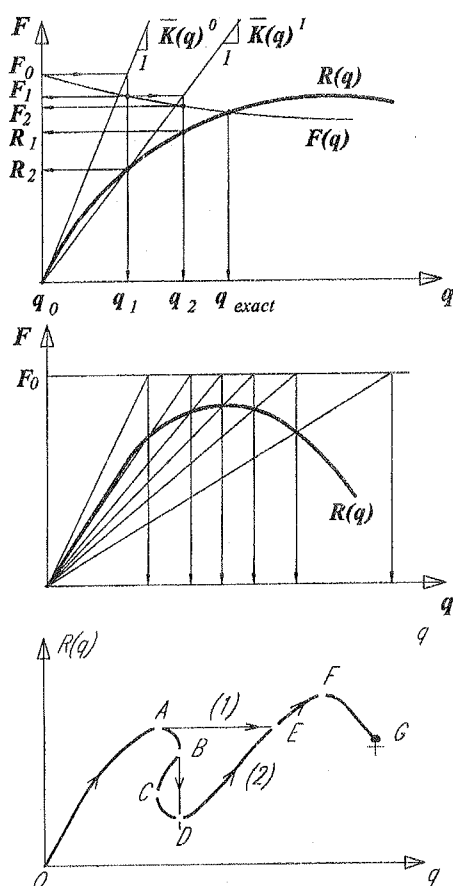


Fig.3: Soluzione di un problema non lineare col metodo secante con riferimento ad un solo grado di liberta'. (a) Rappresentazione geometrica delle prime due iterazioni. (b) Caso di mancata convergenza della soluzione. (c) Risposta strutturale con percorso ottenuto (1) a carico imposto (OAEF), (2) a spostamento imposto (OABDEFG).

La situazione di mancata convergenza del procedimento e' mostrata in Fig.3.b: dopo una fase di apparente convergenza, con un minimo dello squilibrio $r(q') = F(q') - R(q')$, il carico applicato eccedente la capacita' portante della struttura fa divergere la soluzione.

La tecnica secante puo' essere impiegata sia per carichi applicati, sia per spostamenti impressi. Diverse pero' sono le possibilita' che i due tipi di analisi consentono, come si puo' trarre dall'esame della soluzione monodimensionale mostrata in Fig.3.c. Per assegnati incrementi di carico il percorso di equilibrio ottenibile e' OAEF, e, se fosse $R_F \leq R_A$, solo OA: il tratto FG non viene comunque individuato. Inoltre, da A a E si puo' solo intuire la discontinuita' nel comportamento della struttura che nasconde uno *snap-through* che l'analisi non e' in grado di cogliere. Per assegnati incrementi di spostamento il percorso di equilibrio che si puo' seguire e' OABDEFG (anche se $R_F \leq R_A$): si ignora il percorso di *snap-back* BCD, che puo' essere rilevato solo con altre tecniche. Operando a spostamento imposto si ha pero' comunque una piu' corretta valutazione della duttilita' della struttura, intesa come l'area sottesa fra il tracciato della risposta strutturale $R(q)$ e l'asse q .

4. MODELLAZIONE DI STRUTTURE INTELAIATE PIANE IN CAMPO NON LINEARE

La formulazione efficace e robusta del metodo di analisi in campo non lineare e' il prerequisito fondamentale per poter affrontare il problema della capacita' prestazionale di una struttura esistente. Con *soluzione robusta* si intende un procedimento di analisi che dia ampia garanzia di convergere ad una soluzione meccanicamente corretta, se essa esiste, o che, altrimenti, sia in grado di cogliere l'impossibilita' di ottenere uno stato equilibrato conforme all'effettiva capacita' portante della struttura. Per la costruzione di un modello realistico di una struttura intelaiata, si considerano i seguenti aspetti:

I. La sezione del generico elemento ruota restando piana (modello di Timoshenko) e perpendicolare all'asse deformato dell'elemento (modello di Bernoulli-Navier) (Fig.4): tramite la sovrapposizione di piu' elementi semplici di questo tipo, si possono rappresentare situazioni generalizzate, in cui esistono scorrimenti relativi, come nei casi in cui si modellano esplicitamente fenomeni di aderenza (*bond-slip*, Fig.5) o si vogliono considerare fenomeni di scorrimento in travi composte.

II. Il calcestruzzo presenta un comportamento asimmetrico a trazione e a compressione: si considerano dei legami costitutivi convenzionali, come ad esempio il modello di Saenz mostrato in Fig. 6, che rappresentano mediamente il comportamento del materiale. Per l'acciaio, normale e da precompressione, si adottano i legami mostrati sempre in Fig.6. Attraverso questi legami puntuali, si riesce a cogliere il fattore che maggiormente influisce sulla risposta risposta strutturale di travi/telai in c.a./c.a.p.,

cioe' la parzializzazione della sezione, qui riprodotta in modo diffuso (*smearred*). Non si coglie quindi lo sviluppo e la distribuzione delle singole fessure, ma si rappresenta globalmente il comportamento strutturale, in particolare la diminuzione della rigidezza. In tal modo, il regime statico e' colto nei suoi aspetti essenziali.

Al crescere del carico, per effetto della parzializzazione delle sezioni, la parte reagente varia. Per conseguenza, la sezione effettivamente reagente non ha, in generale, baricentro coincidente con quello della sezione iniziale. In tal modo, per effetto di momenti statici non nulli, si crea un accoppiamento fra il regime flessionale e quello assiale, che usualmente si puo' assumere, in assenza di effetti geometrici, disaccoppiato nell'analisi del solido di De Saint Venant.

Da cio', assume importanza fondamentale la corretta interpretazione e imposizione dei vincoli strutturali: da essi dipende o meno lo sviluppo del cosiddetto *effetto arco*, che rappresenta un importante meccanismo resistente delle travature in cls.. Nella Fig.11.a,b si vedono, rispettivamente, per la stessa trave (uguali dimensioni e armature) le situazioni con vincoli di estremita' carrello-cerniera e cerniera-cerniera; nella Fig.11.c, si nota infine l'influenza sulla risposta strutturale complessiva.

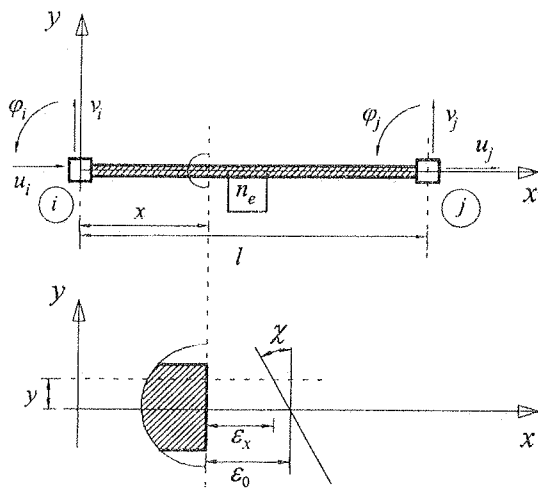


Fig.4: (a) Sistema di riferimento locale e gradi di liberta'. (b) Sezione corrente dell'elemento trave.

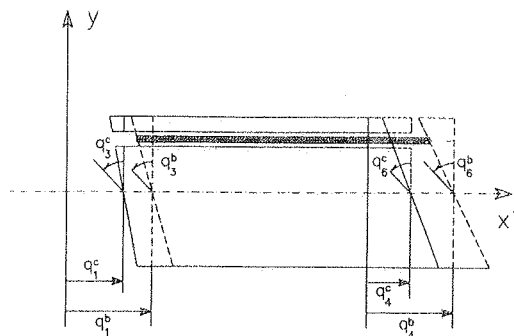


Fig.5: Sovrapposizione di elementi semplici, per rappresentare fenomeni di aderenza/scorrimento.

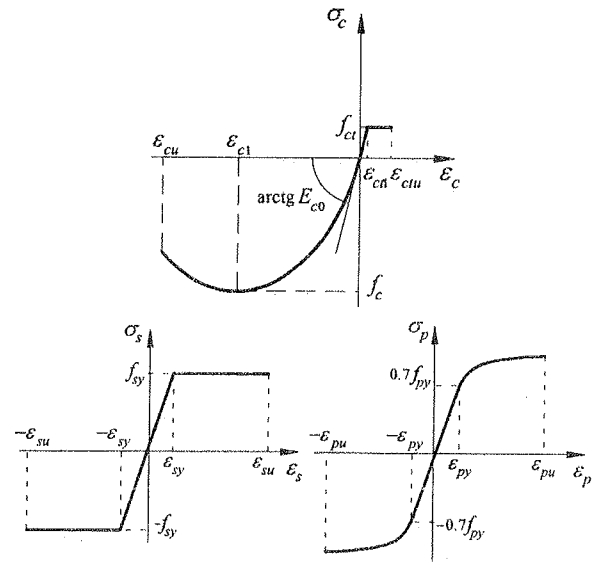


Fig.6. Legami costitutivi: calcestruzzo; (b) acciaio normale; (c) acciaio da precompressione.

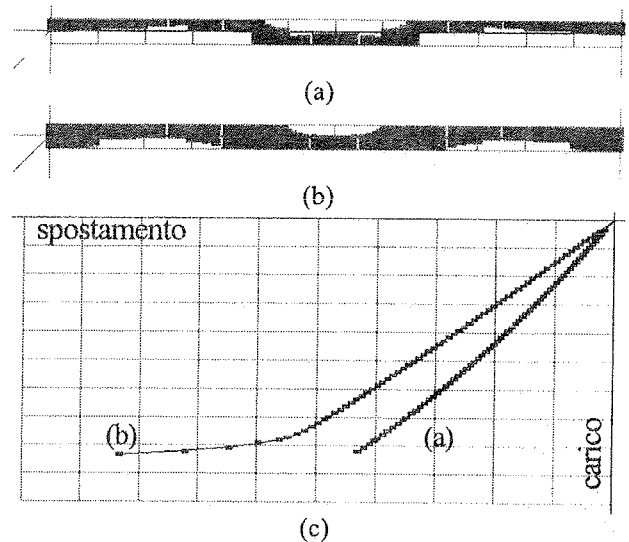


Fig.7: Parzializzazione delle sezioni colta con modellazioni ad elementi mono-dimensionali per un carico concentrato in mezz'aria di ogni campata: influenza dei vincoli strutturali di estremita' (a) carrello-cerniera; (b) cerniera-cerniera; (c) diagrammi carico-spostamento corrispondenti: la curva piu' rigida e' ottenuta con cerniere fisse a terra.

Infine va ricordato come la valutazione corretta della distribuzione della rigidezza all'interno della struttura, consenta anche una corretta valutazione degli effetti indotti da coazioni impresse, quali spostamenti imposti (cedimenti) o variazioni di temperatura, ma, soprattutto, degli effetti della precompressione.

III. *Non linearita' geometrica (effetti geometrici):* Con formulazioni diverse si tengono in conto i cosiddetti effetti geometrici $P-\delta$ (a livello del singolo elemento) e $P-\Delta$ (sull'intera struttura): particolare attenzione ed accuratezza richiede l'analisi di strutture strallate e con precompressione esterna.

IV. *Non linearita' dei vincoli:* una cura particolare va posta nell'individuazione della configurazione iniziale della struttura oggetto di indagine e delle sue condizioni al contorno.

5. FORMULAZIONE DIRETTA DELL'ELEMENTO

Con riferimento all' i -ma iterazione e ad una prefissata condizione di carico, si ricavano le espressioni della matrice di rigidezza e del vettore delle forze nodali equivalenti per il generico elemento asta. Si opera nel sistema di riferimento locale e si impiega il Principio degli Spostamenti Virtuali (P.S.V.). Si considera l'asta con la geometria, il sistema di riferimento locale e le convenzioni di segno illustrati in Fig.4.a. Siano $u_0(x)$ e $v_0(x)$ gli spostamenti rispettivamente in direzione parallela e normale all'asse della trave (coincidente con l'asse x), luogo dei baricentri geometrici delle sezioni del solo calcestruzzo. Per le ipotesi poste, lo spostamento in corrispondenza della generica fibra in un piano normale all'asse della trave risulta $u(x,y) = u_0(x) - y \cdot \frac{\partial v_0(x)}{\partial x}$ in direzione x e $v(x) = v_0(x)$ in direzione y . Indicati rispettivamente con $\varepsilon_0 = \frac{\partial u_0}{\partial x}$ e $\chi = \frac{\partial^2 v_0}{\partial x^2}$ l'allungamento relativo della fibra baricentrica e la curvatura della sezione, l'unica componente attiva di deformazione illustrata in Fig.4.b e'

$$\varepsilon = \varepsilon_x(x,y) = \varepsilon_0(x) - y \cdot \chi(x) \quad (3)$$

Per ridurre il problema a forma algebrica si tratta l'asta come un elemento di trave di Hermite. Con riferimento ai gradi di liberta' mostrati in Fig.4.a, gli spostamenti del baricentro della generica sezione di ascissa x sono:

$$\underline{u}(x) = \begin{bmatrix} u_0(x) \\ v_0(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{N_a}{0} & \frac{0}{N_b} \end{bmatrix} \cdot \underline{q} = \underline{N}(x) \cdot \underline{q} \quad (4)$$

dove si sono indicate con l'indice a le funzioni di spostamento associate al comportamento assiale e con b quelle della parte flessionale. Si ripartisce in forma analoga il vettore degli spostamenti:

$$\underline{q}^T = [u_i \quad u_j \quad v_i \quad \varphi_i \quad v_j \quad \varphi_j] = [q_1 \quad q_2 \quad q_3 \quad q_4 \quad q_5 \quad q_6] = \underline{q}_a \quad \underline{q}_b \quad (5)$$

Le corrispondenti deformazioni generalizzate sono:

$$\underline{\varepsilon}(x) = \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_a}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial^2 N_b}{\partial x^2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_a(x) & 0 \\ 0 & B_b(x) \end{bmatrix} \cdot \underline{q} = \underline{B}(x) \cdot \underline{q} \quad (6)$$

e la deformazione nella fibra alla quota y della sezione di ascissa x risulta:

$$\varepsilon = \varepsilon_x = \varepsilon_0 - y \cdot \chi = \begin{bmatrix} 1 & -y \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_0 \\ \chi \end{bmatrix} = \underline{L}(y) \cdot \underline{B}(x) \cdot \underline{q} \quad (7)$$

Mediante il P.S.V. si esprime l'uguaglianza tra lavoro virtuale interno e la somma di quelli esterni dovuti: a) ai carichi distribuiti agenti lungo l'asse dell'asta: $\underline{f}^T = [f_x \quad f_y]$, b) alle forze applicate direttamente ai nodi \underline{F} , c) alle azioni che l'asta scambia ai suoi estremi col resto della struttura \underline{Q} .

La variazione di lavoro interno risulta:

$$\begin{aligned} \delta L_i &= \int_V \delta \varepsilon_x \sigma_x dV = \int_V \delta \varepsilon_x \bar{E} \varepsilon_x dV = \\ &= \int_V \delta \underline{q}^T \underline{B}^T(x) \underline{L}^T(y) \bar{E} \underline{L}(y) \underline{B}(x) \underline{q} dV = \\ &= \delta \underline{q}^T \left[\int_0^l \underline{B}^T(x) \left(\int_A \bar{E} \begin{bmatrix} 1 & -y \\ -y & y^2 \end{bmatrix} dA \right) \underline{B}(x) dx \right] \underline{q} \\ &= \delta \underline{q}^T \left[\int_0^l \underline{B}^T(x) \left(\int_A \bar{E} h(y) dA \right) \underline{B}(x) dx \right] \underline{q} = \\ &= \delta \underline{q}^T \left[\int_0^l \underline{B}^T(x) \bar{H}(x) \underline{B}(x) dx \right] \underline{q} = \delta \underline{q}^T \cdot \bar{K} \cdot \underline{q} \end{aligned} \quad (8)$$

dove con \bar{E} si e' genericamente indicato il modulo secante del materiale di cui e' composta l'asta e con \bar{K} la corrispondente matrice di rigidezza secante. Se si distinguono rispettivamente con $\bar{E}_c = \bar{E}_c(\varepsilon_c) = \sigma_c(\varepsilon_c)/\varepsilon_c$ e $\bar{E}_s = \bar{E}_s(\varepsilon_s) = \sigma_s(\varepsilon_s)/\varepsilon_s$ i moduli elastici secanti di calcestruzzo e acciaio, con A_c l'area della sezione di calcestruzzo, con A_{si} quella della i -esima barra di armatura ($i=1, n_b$) disposta ad altezza y_i , la matrice di rigidezza secante della sezione puo' essere esplicitata nei due contributi:

$$\begin{aligned} \bar{H} &= \int_A \bar{E} h(y) dA = \int_{A_c} \bar{E}_c \begin{bmatrix} 1 & -y \\ -y & y^2 \end{bmatrix} dA_c + \\ &+ \sum_{i=1}^{n_b} \bar{E}_{si} \begin{bmatrix} 1 & -y_i \\ -y_i & y_i^2 \end{bmatrix} A_{si} = \bar{H}_c + \bar{H}_s \end{aligned} \quad (9)$$

Dal momento che si vogliono considerare sezioni con geometria arbitraria, l'integrazione della matrice di rigidezza \bar{K} e dei vettori delle forze nodali equivalenti puo' svolgersi solamente in forma numerica: si opera con un usuale procedimento di quadratura di Gauss con il quale, al dominio tridimensionale costituito dal volume della trave, viene sostituita una griglia di punti di campionamento disposta nello spazio [7].

Ritornando all'espressione del Principio degli Spostamenti Virtuali, l'equazione di equilibrio per l'elemento di asta risulta:

$$(\underline{\underline{K}}(q) + \underline{\underline{K}}_G(q)) \cdot q = \underline{\underline{F}}_{ne} + \underline{\underline{F}} + \underline{\underline{Q}} \quad (10)$$

dove con $\underline{\underline{K}} = \underline{\underline{K}}(q)$ si pone in evidenza la non linearità del problema nella dipendenza della matrice di rigidezza secante dal vettore degli spostamenti q e mediante la matrice di rigidezza geometrica $\underline{\underline{K}}_G$ si formulano le equazioni di equilibrio con riferimento alla configurazione deformata.

Per sezioni in materiale elastico lineare i baricentri delle sezioni geometrica e reagente sono coincidenti e gli integrali dei termini della matrice $\underline{\underline{H}}$ risultano:

$$H_{11} = \int_A \bar{E}(\epsilon) dA = EA, \quad H_{22} = \int_A \bar{E}(\epsilon) y^2 dA = EJ, \\ H_{12} = H_{21} = - \int_A \bar{E}(\epsilon) y dA = 0 \quad (11)$$

dove A e J sono rispettivamente l'area e il modulo di inerzia della sezione ed E e' il modulo elastico del materiale. In questo caso, si ha la forma semplificata:

$$\underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} H_{11} \cdot \underline{\underline{K}}_{aa}^0 & \underline{\underline{0}} \\ \underline{\underline{0}} & H_{22} \cdot \underline{\underline{K}}_{bb}^0 \end{bmatrix} \quad (12)$$

dove le due sottomatrici, rispettivamente (2×2) e (4×4) , hanno le usuali espressioni (Przemieniecki (1968))

$$\underline{\underline{K}}_{aa}^0 = \frac{1}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, \quad \underline{\underline{K}}_{bb}^0 = \frac{1}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ 6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ -12 & -6l & 12 & -6l \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix}$$

Se si considera il caso di distorsioni impresse costituite dall'elongazione della fibra baricentrica $\bar{\epsilon}$ e dalla curvatura $\bar{\chi}$, assunte costanti lungo l'elemento e operanti su calcestruzzo e armatura ordinaria e corrispondenti ad esempio ad una distribuzione di temperatura sull'elemento a profilo lineare sull'altezza della sezione, le deformazioni generalizzate della sezione risultano $\underline{\underline{\epsilon}}_{TOT} = \underline{\underline{\epsilon}} + \underline{\underline{\bar{\epsilon}}}$, dove la sola parte legata agli sforzi dal legame costitutivo e'

$$\underline{\underline{\epsilon}} = \underline{\underline{\epsilon}}_{TOT} - \underline{\underline{\bar{\epsilon}}} = \underline{\underline{L}}(y) \cdot \underline{\underline{B}}(x) \cdot q - \underline{\underline{\bar{\epsilon}}} \quad (13)$$

Esaminando col P.S.V. il lavoro interno, si ha:

$$\delta L_i = \int_V \delta \underline{\underline{\epsilon}} \cdot \underline{\underline{\sigma}} \cdot dV = \\ \delta q^T \cdot \int_0^l \underline{\underline{B}}^T(x) \int_A \underline{\underline{L}}^T(y) \cdot \bar{E}(\epsilon) \cdot \underline{\underline{L}}(y) \cdot \underline{\underline{B}}(x) \cdot q - \underline{\underline{\bar{\epsilon}}} \cdot dA \cdot dx = \\ = \delta q^T \cdot \left[\int_0^l \underline{\underline{B}}^T(x) \cdot \underline{\underline{H}}(x) \cdot \underline{\underline{B}}(x) dx \right] \cdot q + \\ - \delta q^T \cdot \left[\int_0^l \underline{\underline{B}}^T(x) \cdot \underline{\underline{H}}(x) \cdot \underline{\underline{\bar{\epsilon}}} \cdot dx \right] = \delta q^T \cdot \underline{\underline{K}} \cdot q - \delta q^T \cdot \underline{\underline{F}}$$

dove, accanto al termine relativo alla rigidezza dell'elemento di trave, compare il vettore delle forze nodali equivalenti alle distorsioni impresse, che, risulta dipendente dalla distribuzione delle rigidezze, cioè dalla configurazione deformata rappresentata dal vettore q .

6 LA VALUTAZIONE DI UN PONTE AD ARCO

Si fa riferimento al ponte ad arco con impalcato collaborante illustrato in Fig.8, con luce e altezza in chiave rispettivamente di 118 e 22 metri. Sono indicate le 8 sezioni individuate per la discretizzazione del ponte in elementi: in particolare, la sezione dell'arco risulta di 2.8m all'imposta e di 1.4m in chiave, mentre la sezione dell'impalcato e' alta 1.8m.

Per il ponte, costruito negli anni '60, era prevista una riclassificazione in termine di nuove categorie di carico. Per analizzare nella maniera piu' realistica possibile la capacita' portante del manufatto e per individuare eventualmente la parte critica della struttura, e' stata svolta una analisi non lineare per materiale e geometria. Il risultato di tale analisi e' stata l'individuazione dell'impalcato come elemento critico, adeguabile in maniera abbastanza economica, restando verificato in sicurezza l'arco.

Nelle Fig.9 e 10, e' riportato il quadro della risposta strutturale, per la condizione di carico uniformemente distribuito sulla meta' sinistra del ponte, monotonicamente crescente fino al collasso. Nella Fig.9, si puo' seguire la successione delle deformate e lo sviluppo delle azioni interne al crescere del carico fino al collasso: per tale situazione ultima, si riporta la parzializzazione delle sezioni della struttura, che permette di individuare la formazione di un meccanismo con quattro cerniere nell'arco (le 1 e 3 legate a momenti *negativi* e le 2 e 4 a momenti *positivi*). Nella Fig.10, sono illustrati, per ciascuna sezione, a) la discretizzazione della sezione stessa b) il relativo dominio di rottura; c) gli andamenti dei punti rappresentativi delle azioni (N-M) al crescere dell'intensita' del carico. Si puo' notare l'evoluzione non rettilinea dei punti rappresentativi delle azioni (N-M) e l'uscita di tali punti, nella sezione 8 all'imposta dell'arco dell'arco, al collasso della struttura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] IABSE - 1993, "Remaining structural capacity", Report Colloquium Copenhagen.
- [2] RADOGNA, E.F. - 1984, "Some relevant stages of international activity on behaviour in service, maintenance and repair of concrete bridges", CEB Bulletin D'Information N.163.
- [3] GALLONE, E.F. - 1998, "Progettare in qualita'", Carocci Editore.
- [4] BIONDINI F., BONTEMPI F. & MALERBA P.G., - 1998, "Analisi di affidabilità di strutture in C.A./C.A.P. mediante simulazione in campo non lineare". *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in Cemento Armato, Politecnico di Milano, Vol. 19, pp. 23-58.
- [5] PRZEMIENIECKI J.S. - 1968, "Theory of Matrix Structural Analysis", Mc Graw Hill.
- [6] BATHE K.J. - 1995, "Finite Element Procedures in Engineering Analysis", Prentice Hall.
- [7] MALERBA P.G. (ed.), - 1997, "Analisi limite e non lineare di strutture in calcestruzzo armato", CISM, Collana di Ingegneria Strutturale - No.10.

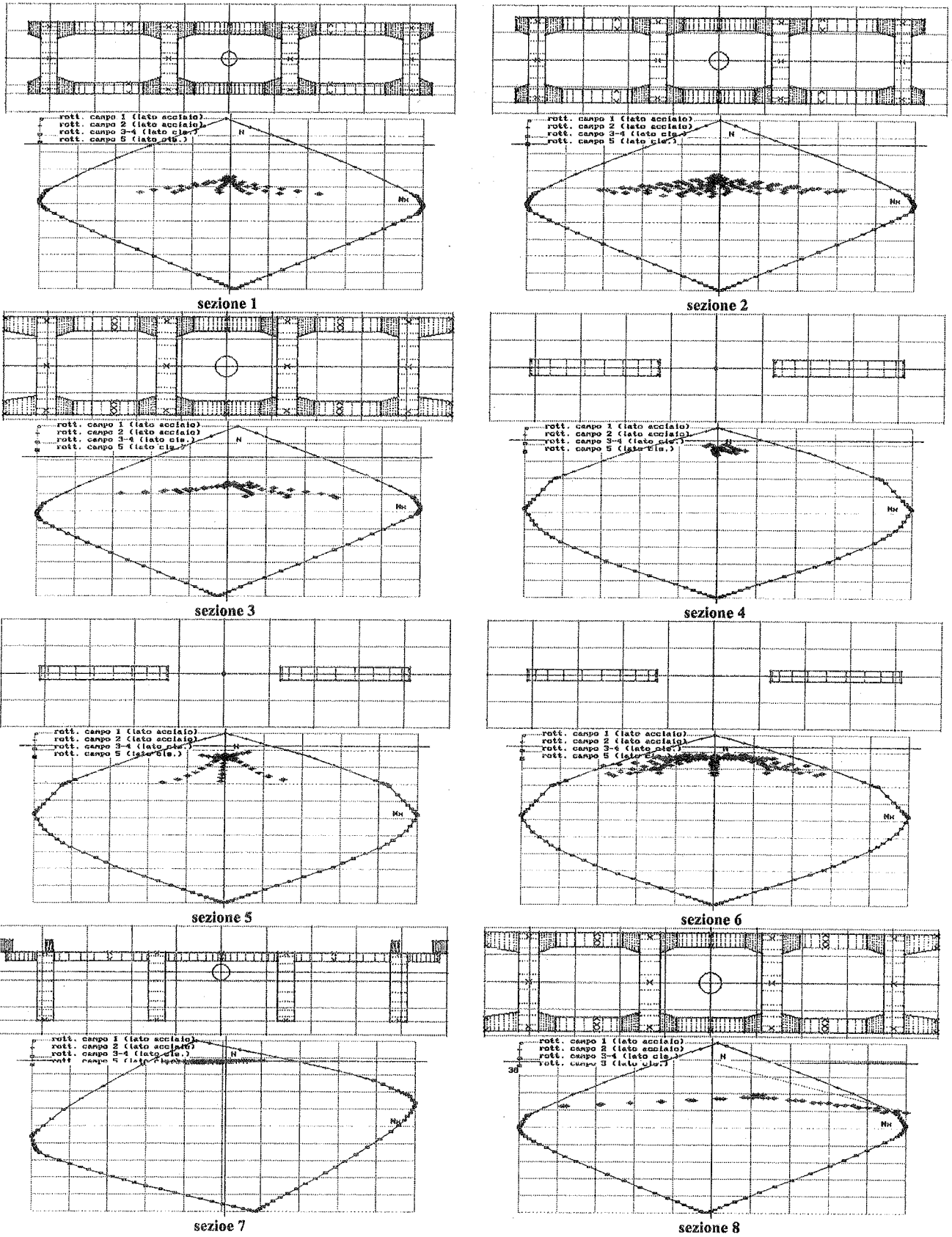


Fig.10: Discretizzazione delle sezioni e rappresentazione nei domini di rottura dell'evoluzione delle azioni sezionali (M N) nelle sezioni dei vari elementi al crescere del carico.

UN PONTE AD ARCO REALIZZATO CON ELEMENTI PREFABBRICATI: MODALITA' DI ESECUZIONE ED EFFETTO DELLE FASI COSTRUTTIVE SUL COMPORAMENTO STRUTTURALE

Sandra BULLO

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura
Istituto Universitario di Architettura di Venezia

Roberto DI MARCO

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura
Istituto Universitario di Architettura di Venezia

Pietro MINGARELLI

Ingegnere
Libero professionista in Roma

Enzo SIVIERO

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura
Istituto Universitario di Architettura di Venezia

SOMMARIO

Il lavoro illustra il progetto di un ponte ad arco realizzato mediante l'uso di elementi prefabbricati in calcestruzzo armato e precompresso, assemblati in opera mediante getti di completamento. Tale metodologia costruttiva da un lato agevola le operazioni di realizzazione, dall'altro rende necessario, in fase progettuale, valutare con attenzione gli effetti prodotti sullo stato di sollecitazione dell'opera ultimata dalle variazioni di schema statico nel corso delle varie fasi costruttive, dalle modifiche delle sezioni resistenti per effetto dei getti integrativi e dalle deformazioni differite del calcestruzzo.

SUMMARY

The paper illustrates the project for an arched bridge, built with prefabricated reinforced and prestressed concrete elements, assembled on site with the aid of additional castings. This building system, on the one hand, facilitates the execution procedure, but, on the other hand, during design, it leads to the necessity of assessing with attention the effects on the state of stress of the finished structure produced by the variations of the static scheme during the construction phases, by the modifications of the resistant section owing to the additional casting and by the delayed phenomena that affect the concrete over time.

1. INTRODUZIONE

L'inserimento di nuovi ponti e viadotti nel territorio è un tema che coinvolge numerose questioni, non solo tecnologiche, ma economiche, funzionali e formali, con le quali il progettista si deve confrontare.

La tecnica costruttiva basata sull'assemblaggio di elementi prefabbricati, solidarizzati in opera mediante getti integrativi, costituisce una soluzione economicamente vantaggiosa per la riduzione dei tempi di realizzazione e permette di rispondere in modo positivo ad alcune di queste questioni.

D'altro canto una maggiore attenzione al rapporto tra i manufatti e i luoghi in cui vengono realizzati ha accre-

sciuto l'interesse dei progettisti verso tipologie, quali quelle ad arco, formalmente più interessanti delle soluzioni a travata, impiegate estesamente negli ultimi decenni per la loro economicità.

In questo caso l'assemblaggio di elementi prefabbricati permette di eliminare le costose centinature che hanno, di fatto, fortemente limitato la realizzazione di opere di questo tipo; l'utilizzazione poi di calcestruzzi ad alte prestazioni, consentendo di ridurre gli spessori, e quindi i pesi propri, da un lato agevola il trasporto, il sollevamento e il posizionamento degli elementi, e dall'altro diminuisce l'impatto dell'opera sull'ambiente [1], [2].

Lo stato di sollecitazione risulta però fortemente influenzato dalle modalità costruttive; la sequenza delle fasi di messa in opera degli elementi, la presenza di puntellazioni provvisorie, la variazione delle condizioni di vincolo e delle sezioni trasversali per effetto dei getti integrativi realizzati in opera non permette al progettista di analizzare la struttura solo nella sua configurazione finale.

Le variazioni di schema statico e la disomogeneità strutturale (lungo l'asse e nella sezione) che consegue alle differenti caratteristiche meccaniche e reologiche dei materiali utilizzati (calcestruzzo degli elementi prefabbricati, calcestruzzo dei getti integrativi e acciaio) e alla differente età del calcestruzzo all'istante di messa in carico, conducono poi ad una redistribuzione delle sollecitazioni per effetto delle deformazioni differite di quest'ultimo.

In generale l'analisi risulta complessa e richiede l'adozione di algoritmi risolutivi in grado di tenere conto della storia di tensione in ogni punto.

Il problema è stato ampiamente trattato da numerosi autori [2÷12]; nel presente lavoro si fa riferimento al caso di un ponte ad arco realizzato mediante l'assemblaggio in opera di travi curve. L'arco, a tre cerniere nelle fasi costruttive iniziali e successivamente incastrato per effetto dei getti integrativi, sostiene l'impalcato al quale è anche affidata la funzione di contrastare la spinta dell'arco stesso.

Nel lavoro sono presentati e discussi i risultati otte-

nuti mediante una analisi visco-elastica condotta assumendo formulazioni semplificate del comportamento reologico del calcestruzzo, mettendoli in relazione con quelli calcolati con analisi elastiche sovrapponendo gli effetti sulla struttura in evoluzione o direttamente sullo schema finale, senza tener conto della storia di costruzione.

Facendo variare alcuni dei parametri più significativi, come i tempi di costruzione e i coefficienti che definiscono lo sviluppo delle deformazioni viscosi, si mostra come questi influenzino la tendenza della struttura a ri-acquistare il regime statico relativo allo schema finale.

Lo studio di una sezione mette in evidenza l'interazione tra il comportamento strutturale, quale l'evoluzione nel tempo delle reazioni nei vincoli posticipati conseguenti alla solidarizzazione, e quello delle sezioni da cui dipende la deformabilità degli elementi e, quindi, anche il loro stato di sollecitazione.

2. UN NUOVO PONTE SULLO SCOLO S. CATERINA A SANT'URBANO

Il nuovo ponte fa parte delle opere di miglioramento della viabilità per accesso alla discarica nel comune di Sant'Urbano, in provincia di Padova.

L'opera ha uno sviluppo complessivo di 60.40 m ed è caratterizzata da una campata ad arco, con luce tra gli assi pari a 37 m, con freccia di 4.54 m (Fig. 1).

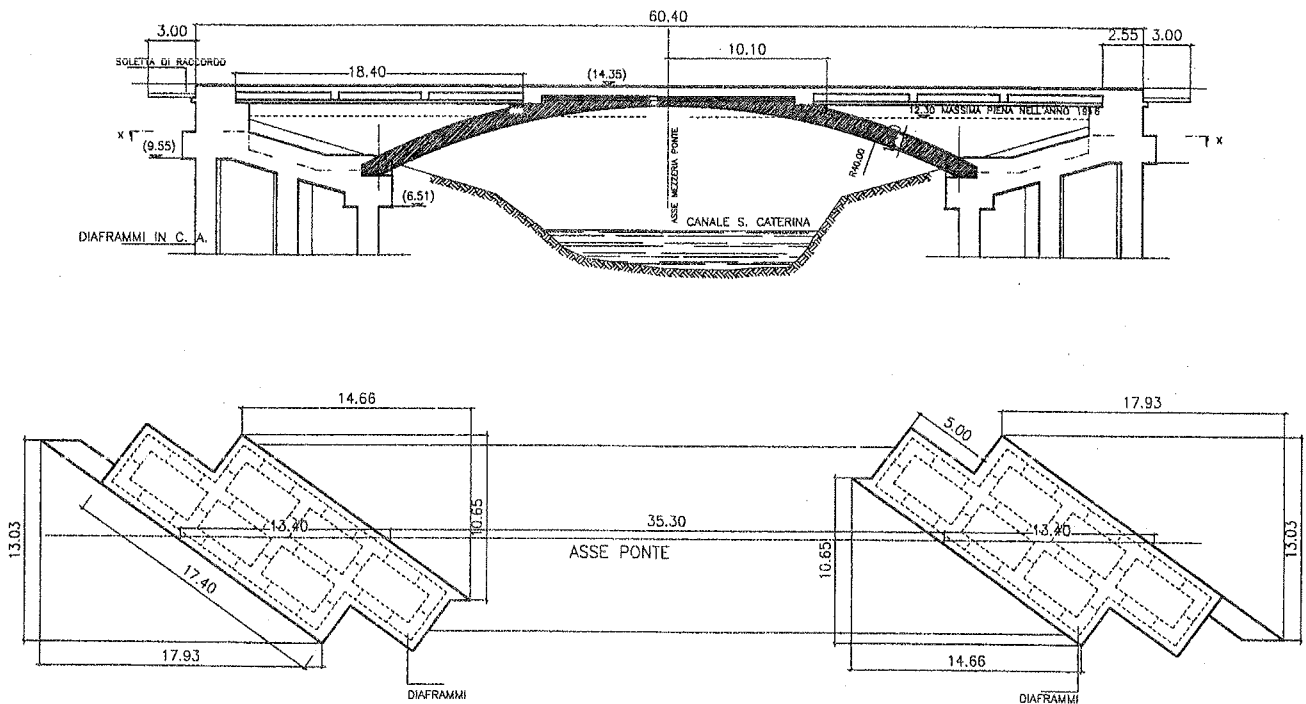


Fig. 1 - Sezione longitudinale e pianta delle fondazioni

Gli archi sono previsti realizzati per assemblaggio di 14+14 elementi prefabbricati curvi in cemento armato, aventi sezione rettangolare di 0.50 m di base ed altezza variabile da 1.10 a 0.60 m, lunghezza media di 19.60 m, disposti accostati trasversalmente a realizzare un unico arco della larghezza totale di 7.0 m.

L'impalcato stradale verrà realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. con sezione a T rovescia, appoggiate in corrispondenza delle spalle e delle reni dell'arco, in modo da accogliere due corsie di 3.50 m ciascuna; gli sbalzi ai lati delle corsie consentono la realizzazione delle banchine e dei marciapiedi, per una larghezza complessiva dell'impalcato di 12.00 m (Fig. 2).

La soletta dell'impalcato viene quindi completata con un getto in opera, in grado di garantire la completa solidarizzazione della struttura.

Le fondazioni delle spalle sono costituite da diaframmi, dello spessore di 0.80 m e della lunghezza minima di 20 m. Tali diaframmi sono costruiti in modo da garantire una corretta trasmissione di azioni di taglio tra

elementi contigui e, quindi, la creazione di strutture scatolari di forte rigidezza.

Come evidenziato nello schema di Figura 3, la spinta dell'arco viene equilibrata in parte dall'impalcato, che assume il ruolo di una catena disposta in posizione eccentrica rispetto alla retta d'azione della spinta, e in parte, attraverso le fondazioni, dalla reazione del terreno che contribuisce anche ad equilibrare il momento flettente derivante da tale eccentricità. Il ruolo dell'impalcato nel contrastare la spinta è legato quindi alla deformabilità del terreno.

Il ponte presenta inoltre una configurazione fortemente obliqua che determina un'eccentricità dei carichi rispetto all'asse medio e rende necessaria una modellazione spaziale per lo studio della ripartizione delle sollecitazioni.

In Figura 4 sono rappresentati alcuni particolari costruttivi relativi al collegamento degli archi in chiave e alle imposte e delle travi d'impalcato alle fondazioni.

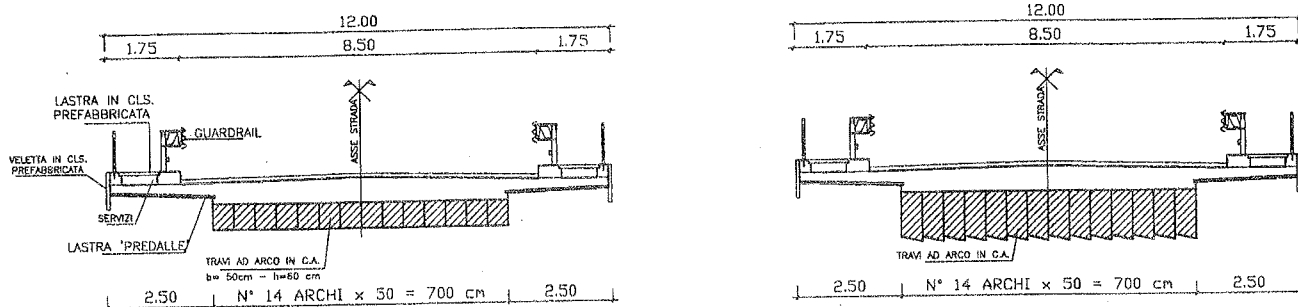


Fig. 2 - Sezioni trasversali

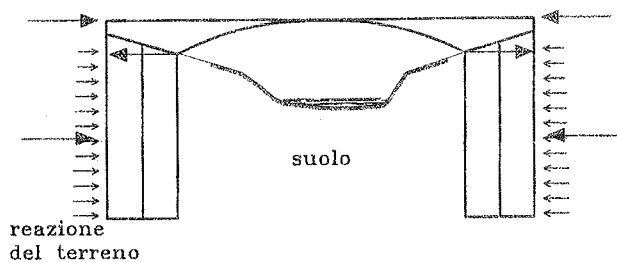


Fig. 3. Schema statico

I materiali previsti hanno le seguenti caratteristiche meccaniche:

calcestruzzo

pali e setti	$R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
strutture di fondazione	$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$
archi prefabbricati	$R_{ck} = 50 \text{ MPa}$
travi prefabbr. a tempo infinito	$R_{ck} = 55 \text{ MPa}$
getto di completamento	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$

acciaio

armatura lenta	$f_{yk} = 440 \text{ MPa}$
trefoli di precompressione	$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$
	$f_{ptk(0.2)} = 1600 \text{ MPa}$

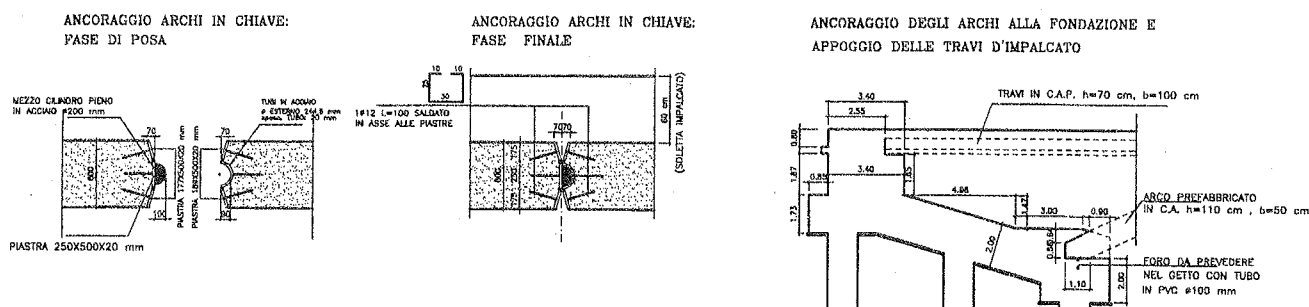


Fig. 4 - Particolari costruttivi.

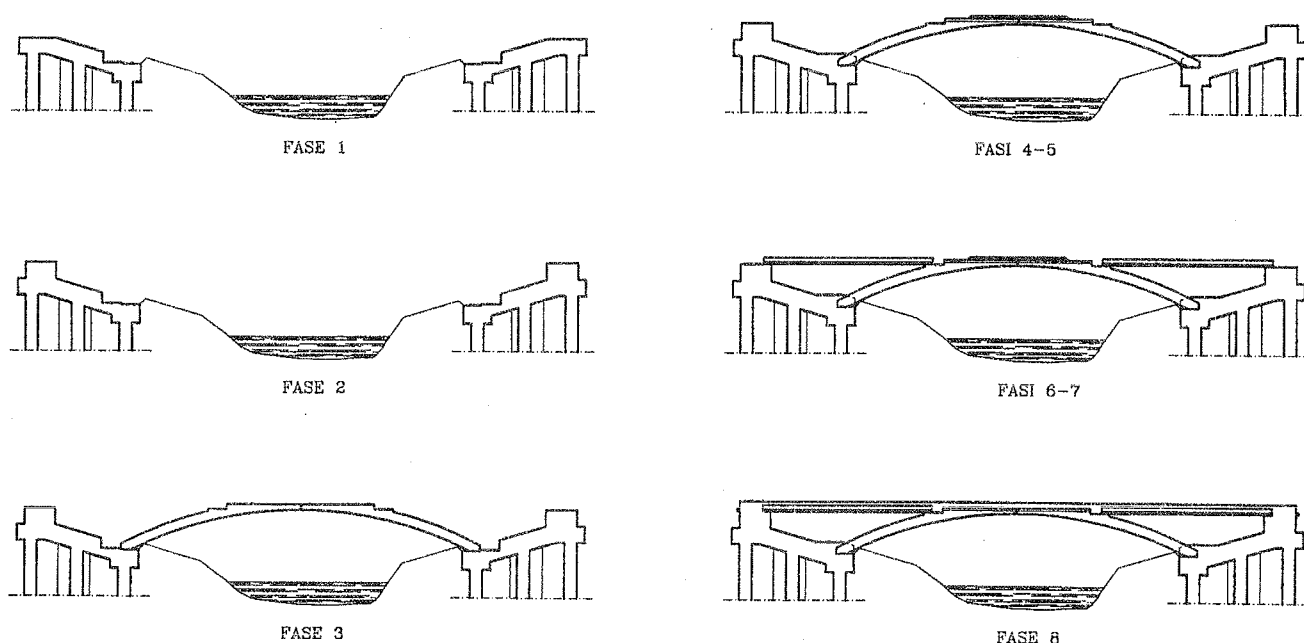


Fig. 5 - Sequenza delle fasi costruttive

3. FASI COSTRUTTIVE

L'opera si prevede realizzata nella seguente sequenza di fasi (Fig. 5):

Fase 1: realizzazione delle fondazioni e dei pali di ancoraggio dei cavi di controventamento degli archi nelle fasi di montaggio;

Fase 2: realizzazione della struttura di elevazione delle spalle;

Fase 3: posizionamento degli archi prefabbricati e loro stabilizzazione mediante i cavi di controventamento;

Fase 4: completamento della struttura di fondazione in modo da solidarizzare gli archi alla fondazione stessa;

Fase 5: getto della soletta nella zona centrale in modo da garantire la solidarizzazione in chiave e la stabilità laterale;

Fase 6: tesatura dei cavi di precompressione nella zona centrale degli archi;

Fase 7: posizionamento delle travi prefabbricate;

Fase 8: getto della soletta di completamento dell'impalcato.

Nella fase 3 lo schema statico dalla struttura è quello di un arco a 3 cerniere; successivamente per effetto del completamento della fondazione le cerniere alla base diventano incastri (fase 4). Il getto della soletta nella zona centrale dell'arco realizza una parziale continuità in chiave che è completata dalla precompressione, prevista per evitare la possibile apertura degli archi per effetto di momenti flettenti. Il completamento della fase 8 garantisce invece la solidarizzazione alla struttura delle travi precomprese che, da semplicemente appoggiate, divengono rigidamente connesse agli estremi.

4. EFFETTO DELLE FASI COSTRUTTIVE E DEI FENOMENI LENTI SULLO STATO DI SOLLECITAZIONE

Come indicato al paragrafo precedente lo schema strutturale e le sezioni resistenti degli elementi che compongono la struttura variano durante l'evolversi delle fasi di costruzione.

Ciò rende oneroso determinare le sollecitazioni già in fase elastica, dato che la variazione delle condizioni di vincolo non consente una valutazione globale degli effetti, ma impone di assumere lo schema di calcolo corrispondente all'istante di attivazione del carico in esame.

Le deformazioni viscosi del calcestruzzo producono poi, come è noto, ad una notevole variazione delle sollecitazioni definite mediante una semplice sovrapposizione degli effetti, poiché attivano i vincoli realizzati successivamente all'applicazione del carico.

Le disomogeneità strutturali e sezionali legate alle differenti caratteristiche reologiche dei calcestruzzi che costituiscono gli elementi strutturali e la variazione della geometria delle sezioni resistenti di alcuni di tali elementi per effetto di getti integrativi contribuiscono ad aumentare le difficoltà di analisi delle sollecitazioni e delle tensioni.

L'entità della variazione delle sollecitazioni, connessa alla migrazione di queste dalle zone più viscosi a quelle meno viscosi e verso i vincoli posticipati, dipende dalla età di messa in carico e dal tempo di solidarizzazione.

La definizione delle fasi e dei tempi di costruzione ha quindi grande rilievo sullo stato di sollecitazione finale dell'opera e nella ricerca, in fase progettuale, della soluzione economicamente più vantaggiosa e strutturalmente più efficiente.

Una successione veloce delle varie fasi, infatti, consente di ridurre i costi di stoccaggio e, in alcuni casi, i disagi derivanti da una interruzione della viabilità durante l'esecuzione. D'altra parte una riduzione dei tempi di costruzione comporta la messa in carico di calcestruzzi molto giovani, determinando variazioni più marcate delle caratteristiche delle sollecitazioni.

4.1 Metodologie di valutazione degli effetti dei fenomeni lenti.

Lo studio della evoluzione temporale dello stato di sollecitazione in tali strutture deve seguire passo-passo le variazioni dello schema statico, della geometria delle sezioni e delle caratteristiche reologiche degli elementi.

La soluzione del problema richiede in generale una discretizzazione della struttura lungo l'asse attraverso l'individuazione di elementi a sezione costante, all'in-

terno dei quali risolvere il problema della disomogeneità sezionale, e una discretizzazione nel tempo, per valutare gli effetti di stati tensionali variabili.

Poiché si parte dalla conoscenza della funzione di viscosità del calcestruzzo che consente di seguire lo stato di deformazione del materiale per azioni applicate note, il problema viene generalmente affrontato con il metodo delle forze, scrivendo le condizioni di congruenza ad un tempo generico t .

Nell'ipotesi di una trattazione lineare del problema, per il principio di sovrapposizione nel tempo, il sistema risolvibile assume la forma:

$$\sum_{n=1}^r \int_{t_0}^t F_{m,n}(t,t') \cdot dX_n(t') - \sum_{n=1}^r \int_{t_0}^{t_m^*} F_{m,n}(t_m^*,t') \cdot dX_n(t') + \sum_{j=1}^{n_a} (D_m(t,t_{0j}) - D_m(t_m^*,t_{0j})) = 0 \quad \text{con } m=1,2,\dots,r \quad (1)$$

avendo indicato con:

$X_n(t)$ con $n = 1,2,\dots,r$, il vettore delle "r" reazioni iperstatiche nei vincoli sovrabbondanti nella configurazione finale, assunte quali incognite del problema;

t_m^* l'istante a partire dal quale la reazione "m-esima" può considerarsi attiva e t_0^* il minore di tali istanti;

$F_{m,n}(t,t')$ lo spostamento al tempo t , nella direzione della incognita X_m , prodotto dalla incognita X_n unitaria applicata al tempo t' ;

$D_m(t,t_{0j}) - D_m(t_m^*,t_{0j})$ l'incremento dello spostamento, nell'intervallo $t - t_m^*$, prodotto dalle azioni esterne nella direzione di X_m ;

n_a il numero di azioni applicate agli istanti t_{0j} ($1 \leq j \leq n_a$);

ed essendo naturalmente $X_n(t') = 0$ ($n=1, 2, \dots, n$) per $t' < t_n^*$ e $F_{m,n}(t,t') = 0$ per $t < t'$.

Il secondo integrale delle (1) rappresenta la deformazione che si sviluppa nella direzione della "m-esima" componente di vincolo, fino all'istante di nascita t_m^* , per effetto delle reazioni attive dai tempi precedenti.

Gli integrali della (1), contenendo anche le variazioni istantanee delle reazioni (integrale di Stijlies), consentono di tener conto dei vincoli sovrabbondanti preesistenti all'applicazione della azione ($t_{0j} > t_n^*$); in

tal caso risulta $D_m(t, t_{0j}) - D_m(t_m^*, t_{0j}) = D_m(t, t_{0j})$ e la reazione risulta attiva sino dall'istante t_{0j} .

La definizione dei coefficienti $F_{m,n}(t, t')$ e $D_m(t, t_{0j})$ richiede l'integrazione delle deformazioni della sezione, assiale e curvatura, da valutare sulla base di una analisi di questa che tenga conto della variazione di geometria per effetto dei getti integrativi e, quindi, della disomogeneità.

La soluzione del problema si può ottenere attraverso la ben nota procedura "passo-passo", secondo i criteri del metodo generale [3].

4.2 Considerazioni sui metodi semplificati.

La soluzione "esatta" del sistema di equazioni risolventi indicate, mediante il metodo generale, comporta un onere di calcolo, e quindi tempi di analisi, che generalmente sono giustificati solamente in una fase finale di controllo delle scelte progettuali operate, ma non è adatto a fornire indicazioni nella fasi precedenti.

Risulta quindi necessario individuare modelli di analisi semplificati, con lo scopo di dare al progettista uno strumento capace di fornire soluzioni sufficientemente affidabili con un onere di calcolo compatibile con le esigenze operative.

La ricerca di procedure semplificate per la soluzione del problema, ha condotto sostanzialmente a due tipi di approccio [3], [13+15]: le equazioni integrali contenute nel sistema risolvete (1) vengono ridotte, da un lato, a equazioni algebriche, approssimando l'area sottesa dall'integrale con un rettangolo (Effective Modulus Method), con un trapezio (Mean Stress Method) o, applicando il teorema del valor medio, ponendo l'ipotesi di linearità tra la deformazione e il coefficiente di viscosità (Adjusted Age Effective Modulus Method), oppure in equazioni differenziali, assumendo funzioni di viscosità semplificate per descrivere il comportamento viscoso del materiale.

Poiché nelle strutture costruite in fasi successive lo schema statico e le geometria delle sezioni variano nel tempo, viene meno la possibilità offerta dai metodi algebrizzati di superare l'intero campo di integrazione con un unico passo ed è necessario individuare intervalli di tempo intermedi, all'interno dei quali le predette condizioni si mantengono invariate.

In via alternativa i metodi facenti capo a modelli di viscosità semplificati consentono una valutazione esatta dell'integrale di sovrapposizione, mentre l'approssimazione risiede nell'incapacità di tali modelli di rappresentare in modo completo il reale comportamento nel tempo del materiale.

In particolare, nel caso di modello di invecchiamento la deformazione $d\varepsilon(t)$ dipende solo dalla variazione di

tensione $d\sigma(t)$ nell'intervallo di tempo in esame e dalla tensione totale $\sigma(t)$, e non dalla storia di tensione nel tempo; tale approccio risulta quindi utile nelle analisi svolte con codici di calcolo agli elementi finiti, poiché la necessità di memorizzare un gran numero di dati relativi alla storia di tensione può essere incompatibile con la capacità degli usuali strumenti di calcolo.

5. RISULTATI DELL'ANALISI NUMERICA DELLE SOLLECITAZIONI E CONFRONTO CON LA CONDIZIONE DI COMPLETO RIACQUISTO DEL REGIME PRINCIPALE

Nel seguito vengono presentati i risultati di una analisi condotta con riferimento ad uno schema statico semplificato di tipo piano, che non tiene conto della configurazione obliqua della struttura.

Gli effetti dei fenomeni lenti sono considerati assumendo per il calcestruzzo un modello di viscosità puramente invecchiante, caratterizzato da un legame di tipo differenziale:

$$\frac{d\varepsilon(t)}{dt} = \frac{\sigma(t)}{E_{c28}} \frac{d\varphi(t, t_0)}{dt} + \frac{1}{E_{c28}} \frac{d\sigma(t)}{dt} + \frac{d\varepsilon_{sh}(t)}{dt} \quad (2)$$

con E_{c28} modulo elastico convenzionalmente scelto a 28 giorni, assunto costante nel tempo, $\varepsilon_{sh}(t)$ deformazione di ritiro e t_0 tempo di prima possibile messa in carico, essendo la tangente alla funzione $\varphi(t, t_0)$ indipendente dal tempo di carico per il parallelismo delle curve di viscosità.

Tale modello è caratterizzato da una deformazione viscosa totalmente irreversibile e da minori valori della funzione di rilassamento; i risultati dell'analisi sono quindi affetti dalla approssimazione legata alla scelta della funzione semplificata. L'ipotesi di parallelismo porta a sottostimare la deformazione viscosa per tempi di messa in carico avanzati, pertanto l'affidabilità della soluzione sarà migliore nel caso di calcestruzzi caricati in età giovane.

I parametri che caratterizzano i legami costitutivi assunti nell'analisi sono:

	modulo elastico (MPa)	coeff. di viscosità finale φ_∞
travi dell'arco	38000	1.45
travi precompr.	38000	1.45
getti integrativi	36000	2.52
fondazioni	30000	0.00

I coefficienti di viscosità finale sono stati desunti dalle indicazioni contenute nel Model Code 1990, per tempi di applicazione del carico $t_0=20$ gg per il calce-

struzzo delle travi e $t_0=3$ gg per quello dei getti; per la legge variazione nel tempo del coefficiente di viscosità si è assunta l'espressione esponenziale [14]:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{\infty} (1 - e^{-\beta(t-t_0)}) \quad (3)$$

con coefficiente $\beta = 1/100$ e $1/200$ giorni⁻¹.

Per evidenziare gli effetti del tempo di solidarizzazione rispetto all'istante di applicazione del carico, sono state considerate due sequenze temporali, una veloce (A) ed una lenta (B), semplificando le fasi precedentemente esposte secondo lo schema seguente:

	Sequenza (A) (giorni)	Sequenza (B) (giorni)
età di nascita delle travi dell'arco e dell'impalcato	$t_0 = 0$	$t_0 = 0$
messa in opera dell'arco e applicazione del peso della soletta in chiave	$t_1 = 20$	$t_1 = 60$
solidarizzazione alle imposte, attivazione soletta in chiave, messa in opera delle travi d'impalcato e getto soletta	$t_2 = 35$	$t_2 = 180$
solidarizzazione delle estremità dell'impalcato alla struttura e applicazione del carico permanente	$t_3 = 50$	$t_3 = 300$

5.1 Comportamento nel tempo di una sezione.

Con riferimento alla sequenza A, in Figura 6 si mostra l'effetto della disomogeneità sezionale sulla evoluzione delle deformazioni, attraverso il confronto delle curvature indotte dall'applicazione di un momento unitario ad una sezione dell'impalcato costituita da una trave precompressa e da un getto di completamento e caratterizzata dalle seguenti percentuali di armatura: $A_s/A_c = 0.042$ per la trave e $A_s/A_c = 0.033$ per la soletta.

I risultati, relativi alle condizioni di:

a- sezione completa;

b- sezione della trave priva di soletta;

c- sezione della trave omogenea priva di armature;

mostrano, da un lato l'effetto irrigidente offerto dalle armature (curva b), e dall'altro la riduzione delle deformazioni nel tempo in seguito alla progressiva migra-

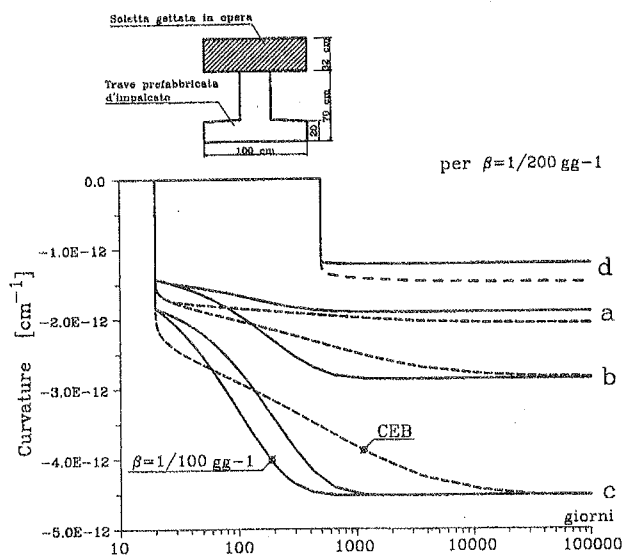


Fig. 6. Curvature per momento unitario nella sezione d'impalcato

zione degli sforzi verso il getto di completamento, che si traduce in un aumento dell'inerzia della sezione resistente (curva a).

A parità di coefficiente di viscosità finale, il confronto con la soluzione ottenuta con il modello di viscosità CEB [16] (curve tratteggiate) mostra uno sviluppo temporale delle deformazioni marcatamente differente nei due casi, in seguito alla forma delle due funzioni di viscosità adottate, mentre a tempo finale l'approssimazione ottenuta con il modello di invecchiamento risulta contenuta entro margini accettabili ai fini pratici. Tuttavia, poiché il modello di invecchiamento non tiene conto della parte ereditaria della deformazione, l'errore tende naturalmente ad aumentare per tempi di carico avanzati (curve d, relative alla condizione di sezione completa).

5.2 Comportamento nel tempo della struttura.

Nelle Figure 7 ÷ 9 sono invece riportati alcuni dei risultati relativi all'analisi strutturale, condotta trascurando la presenza delle armature, ma tenendo conto della variazione della geometria e della disomogeneità della sezione per effetto dei getti integrativi.

Dato che, in seguito alle deformazioni differite del calcestruzzo, lo stato di sollecitazione nella struttura a schema variabile tende ad avvicinarsi a quello che la struttura avrebbe avuto se il carico fosse stato applicato sullo schema finale, i risultati sono confrontati con le condizioni limite di:

(I) - sovrapposizione degli effetti istantanei, indotti dai carichi agenti sullo schema strutturale corrispondente alla fase in esame;

(II) - azioni applicate allo schema statico finale, nell'ipotesi limite di un totale riacquisto del regime principale; in tal caso per tenere conto della migrazione delle sollecitazioni dovuta alla disomogeneità strutturale, l'analisi è stata condotta con moduli E^* variati attraverso i coefficienti di viscosità finali: $E^* = E_{c2g} / (1 + \varphi_{\infty})$.

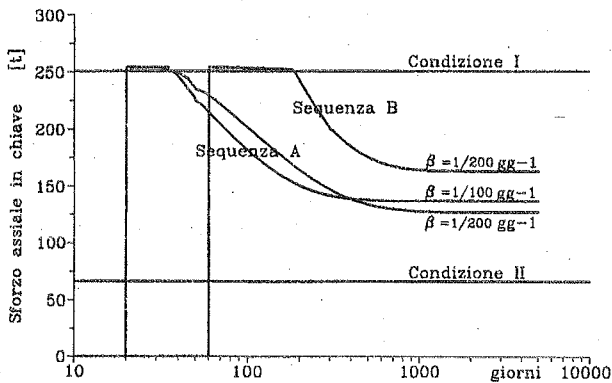


Fig. 7. Sforzo normale nella sezione in chiave dell'arco

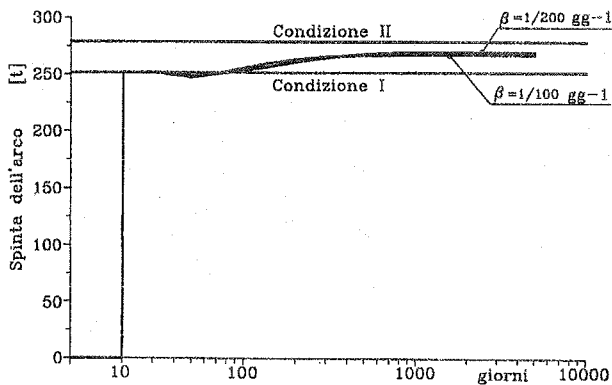


Fig. 8. Spinta dell'arco.

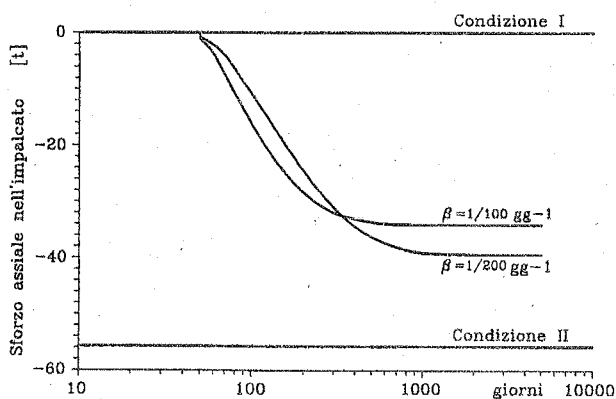


Fig. 9. Sforzo normale all'estremità dell'impalcato

Con riferimento alle sequenze costruttive A e B, il diagramma di Figura 7 mostra la variazione nel tempo dello sforzo normale nella sezione in chiave dell'arco, indotto dai pesi propri e dal carico permanente. Si osserva che, la trasformazione della cerniera in una sezione capace di trasferire azioni flessionali, conduce ad una progressiva diminuzione dello sforzo di compressione, in seguito alla trazione indotta dalla flessione.

Il confronto con le condizioni limite (I) e (II) mostra che la tendenza verso il totale riacquisto del regime principale risulta più evidente, come ovvio, nel caso di sequenza veloce (tipo A).

Tuttavia si osserva che, anche per tempi di realizzazione piuttosto lunghi, lo sviluppo temporale della deformazione viscosa assunto nell'analisi è tale da mantenere una significativa variazione dello stato di sollecitazione.

Nelle Figure 8 e 9 sono invece riportate le variazioni della spinta dell'arco e dello sforzo normale all'estremità dell'impalcato, per effetto dei soli pesi propri dell'arco e della soletta di fondazione.

La spinta dell'arco, inizialmente contrastata totalmente dalla fondazione, viene progressivamente equilibrata anche dall'impalcato che, reso solidale alla struttura, funge da catena. Tuttavia l'impalcato costituisce un vincolo posticipato a comportamento viscoelastico; l'aumento di deformabilità dovuta alle deformazioni viscose riduce quindi la possibilità di migrazione degli sforzi verso tale elemento.

Il confronto tra i risultati ottenuti con differenti valori del coefficiente β mostra inoltre che, se lo sviluppo della deformazione viscosa è rapido (maggiori valori di β), l'azione nell'impalcato diminuisce, come conseguenza del fatto che una parte maggiore di deformazione si sviluppa nella fase precedente alla realizzazione del vincolo posticipato.

Agli effetti delle condizioni di carico esaminate si aggiungono naturalmente quelli della precompressione e del ritiro del materiale. In particolare si deve tenere presente che le deformazioni assiali e flessionali prodotte dalla precompressione nelle travi d'impalcato vengono impedito in seguito alla loro solidarizzazione alla struttura. Poiché le variazioni di sollecitazioni che ne conseguono potrebbero annullare gli effetti della precompressione, tali variazioni devono essere attentamente valutati.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La descrizione delle fasi costruttive di un ponte ad arco previsto realizzato con elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati mostra che dal punto di vista costruttivo, la tecnica dell'assemblaggio appare agevole ed economi-

ca; tuttavia alcune considerazioni sulle procedure di analisi dello stato di sollecitazione e di tensione evidenziano il maggiore impegno necessario in fase progettuale, perché è necessario tenere conto degli effetti delle deformazioni a lungo termine del calcestruzzo.

L'assemblaggio generalmente comporta disomogeneità strutturali e sezionali, così ad una ridistribuzione delle sollecitazioni nella struttura si aggiunge una ridistribuzione delle tensioni all'interno delle sezioni, condizione che contribuisce a modificare l'evoluzione dello stato di tensione nel tempo.

Le metodologie di analisi per la valutazione degli effetti della viscosità del calcestruzzo in presenza di disomogeneità e condizioni di vincolo variabili sono da tempo note; adottando il metodo delle forze, la trattazione rigorosa del problema conduce ad un sistema di equazioni integro-differenziali nel tempo e lungo l'asse della struttura, la cui soluzione può essere determinata in via numerica, attraverso una discretizzazione nel tempo e nello spazio.

Tuttavia la complessità della struttura richiede in generale metodi numerici e/o semplificati di analisi.

I risultati dell'analisi condotta sul ponte ad arco presentato ha mostrato la notevole ampiezza del campo di variazione delle sollecitazioni nelle condizioni limite di sovrapposizione degli effetti sulla schema variabile ed effetti sullo schema finale; così per evitare eccessivi sovradimensionamenti, senza compromettere il grado di sicurezza strutturale, risulta indispensabile valutare gli effetti delle deformazioni differite del calcestruzzo.

L'analisi, seppure affetta dalle approssimazioni legate all'adozione del modello semplificato di viscosità, mostra che la tendenza al riacquisto del regime principale è fortemente influenzata dalla storia di costruzione (sequenza di fasi e tempi di realizzazione).

La variazione della deformazione in una sezione trasversale dell'impalcato del ponte mostra inoltre l'influenza della disomogeneità sezionale sulla deformabilità degli elementi strutturali e, di conseguenza, sulla migrazione delle sollecitazioni verso i vincoli posticipati.

Si deve inoltre tenere presente che le incertezze nella definizione esatta dei tempi di realizzazione e, soprattutto, dei valori delle caratteristiche reologiche dei diversi getti, rende necessario uno studio parametrico del problema, che possa evidenziare le linee di tendenza del comportamento.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SIVIERO E., BOSCOLO M., CASUCCI S. - 1996, Una moderna interpretazione del tipo-arco per un attraversamento fluviale, Atti di 11° Congresso CTE "Nuova tecnologia edilizia per l'Europa", Napoli, Novembre.
- [2] BULLO S., DI MARCO R., MINGARELLI P., SIVIERO E. - 1999, Behaviour of arch bridges made of prefabricated high performance concrete elements, Proceedings of the 16th BIBM International Congress, Venice.
- [3] C.E.B., (Chairman Chiorino) - 1984, Design manual on structural effects of time-dependent behaviour of concrete, Bulletin d'Information n. 142/142 bis, Georgi Publ. Co., Saint-Saphorin, Switzerland.
- [4] MOLA F., GADDI T. - 1979, Effetti delle deformazioni differite del calcestruzzo sul comportamento di strutture in c.a. e c.a.p. costruite in tempi successivi. Studi e Ricerche, vol. 1, Italcementi S.p.A. - Bergamo Editrice.
- [5] MANCINI G., NAPOLI P. - 1984, Strutture costruite in fasi successive: un esempio di analisi su una struttura reale. Studi e Ricerche, vol. 6, Italcementi S.p.A. - Bergamo Editrice.
- [6] MOLA F. - 1988, Studio del comportamento a lungo termine di strutture caratterizzate da disomogeneità reologiche distribuite lungo l'asse e nelle sezioni trasversali, Studi e Ricerche, vol. 10, Italcementi S.p.A. - Bergamo Editrice.
- [7] J. MURCIA J., COELHO L. H. - 1993, Time-dependent analysis of bridges made up of precast and cast-in-place elements: effects of construction, RILEM, Proceedings n. 22, Barcelona.
- [8] MURCIA J. - 1993, Analysis of creep and shrinkage as geometrical actions in evolving and non-evolving structures, RILEM, Proceedings n. 22, Barcelona.
- [9] KRISTEK V., VITEK J. L. - 1993, Changes of structural system and stress redistribution due to creep, RILEM, Proceedings n. 22, Barcelona.
- [10] BULLO S., DI MARCO R. - 1994, Effects of the time-dependent behaviour of concrete on the reliability of prestressed concrete bridge deck enlarging, Proceedings of International Conference on New Dimensions in Bridges & Flyovers, Ipoh, Malaysia, October.
- [11] BULLO S., DI MARCO R. - 1995, P.C. Bridge deck enlarging: an approximate analysis of creep effects, Proceedings of the sixth International Conferences on Structural Faults and Repairs - Extending the Life of Bridges", London, July.

- [12] TADROS K. et al. - 1977, Time-Dependent analysis of Composite Frames. Journal of Structural Division, Vol. 103, No. ST4, April.
- [13] BAZANT P. - 1973, Comparison of approximate linear methods for concrete creep. Journal of the Structural Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 99, n. ST9, Sept.
- [14] DISCHINGER F. - 1939, Elastische und plastische verformungen der eisenbetontragwerke und insbesondere der bogenbrücken, Der Bauingenieur, H. 5/6.
- [15] MOLA F. - 1981, Metodi di analisi di strutture in c.a. e c.a.p. a comportamento elasto-viscoso lineare, Studi e ricerche, vol. 3, Italcementi S.p.A. - Bergamo Editrice.
- [16] Comité Euro-International du Béton - 1993, CEB - FIB Model Code 1990, Thomas Telford, London.

SICUREZZA ED AGIBILITA' DI STRUTTURE DI CEMENTO ARMATO SOGGETTE AD INCENDIO: IL CASO DEGLI OSPEDALI

Enzo CARTAPATI

Ricercatore confermato

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

SOMMARIO

Dopo una rapida rassegna sulla normativa vigente in tema di verifiche strutturali in caso di incendio, con riferimento alla nuova proposta di normativa, che prevede 5 livelli di capacità residua di prestazione dopo l'incendio, si esaminano i parametri progettuali che maggiormente condizionano il comportamento delle strutture in c.a. soggette ad incendio. Viene preso come riferimento il caso delle strutture di ospedali, come il più significativo ai fini della necessità di garantirne l'agibilità dopo aver subito un incendio.

SUMMARY

After a synthetic overview on the standards usually applied for the assessment of structural strength against fire, the recently proposed rules, that require 5 levels of residual structural capacity after a fire, are examined. The design parameters that mainly influence the behaviour of r.c. structures exposed to fire are discussed. The case-study of hospitals frame-structures is considered, due to the compulsory requirement of full serviceability after a fire.

1. INTRODUZIONE

E' noto come il cemento armato presenti una favorevole caratteristica di resistenza alle alte temperature prodotte dagli incendi grazie alla ridotta conducibilità termica del calcestruzzo, che offre una adeguata protezione alle armature in esso conglobate nei confronti del raggiungimento di livelli di temperatura tali da ridurne drasticamente la resistenza.

E' noto anche che i livelli di prevenzione e di protezione nei confronti degli incendi, specialmente negli edifici aperti al pubblico, ha ridotto la probabilità di verificarsi di incendi e l'entità dei danni da essi prodotti.

Ciononostante non può dirsi eliminato il rischio incendio nell'ambito delle costruzioni civili, ma si è andata diffondendo nei tecnici una maggiore sensibilità a tale problematica.

Nell'ambito delle competenze sulla verifica delle strutture, sia esistenti, che da progettare, la tendenza attuale è quella di arrivare a prevedere la capacità di prestazione delle strutture anche in condizioni post-incendio, per garantire livelli di agibilità della struttura in funzione della sua destinazione d'uso.

Con questa finalità sono state recentemente elaborate delle proposte di normativa che prevedono di classificare le strutture soggette ad incendio secondo 5 diversi livelli di capacità di prestazione residua dopo aver subito un incendio.

Questo aspetto di verifica del comportamento delle strutture, può essere inquadrato come un ulteriore nuovo stato limite di servizio, oltre a quelli già previsti dalle vigenti normative.

Con riferimento al caso degli ospedali, che nella proposta di normativa sono inquadrati nel livello V (completa agibilità durante e dopo l'incendio) e dopo aver esaminato il comportamento al fuoco di alcune sezioni tipiche di elementi strutturali di telai in c.a., vengono presentati alcuni suggerimenti utili al conseguimento dei livelli di prestazione richiesti in rapporto alle tipologie strutturali più spesso impiegate in recenti realizzazioni di complessi ospedalieri.

2. LA PROPOSTA DI NUOVA NORMATIVA

Sono attualmente in corso di elaborazione nuove norme tecniche per la progettazione di costruzioni resistenti al fuoco. Scopo di tale normativa è principalmente quello di fornire un riferimento unificato ed aggiornato per la problematica della sicurezza strutturale nei confronti dell'incendio, che raccolga le indicazioni contenute in disposizioni normative precedenti di diversa origine (come le Circolari del M.I.) e si armonizzi con la normativa vigente relativa alle costruzioni, con particolare riferimento a quanto previsto dalle Leggi 1086/71 e 64/74.

2.1 Quadro normativo attuale

I principali riferimenti normativi attuali (riportati in maggior dettaglio in bibliografia) sono costituiti dalle Circolari emanate dal Ministero degli Interni, tra le quali la più importante è la Circ n° 91 del 14-09-1961 (riguardante principalmente, ma non esclusivamente, le strutture in acciaio), e le più recenti norme UNI 9502, 9503 e 9504 riguardanti rispettivamente gli elementi costruttivi in c.a. ordinario e precompresso, in acciaio ed in legno. Le prime traggono la loro origine fondamentalmente dall'esperienza sul campo del Corpo dei Vigili del fuoco e danno indicazioni e prescrizioni direttamente applicative su come assicurare una adeguata resistenza delle strutture all'incendio; le seconde, oltre a recepire tale esperienza, introducono la possibilità di una valutazione analitica della resistenza al fuoco degli elementi strutturali. Con particolare riferimento agli elementi di c.a., ad esempio, nella Norma UNI 9502 sono contenute indicazioni di tipo tabellare utilizzabili direttamente per il dimensionamento di sezioni che assicurino una predeterminata durata di resistenza R (per valori di R fino a 60 minuti), ma sono forniti anche i criteri ed i parametri meccanici variabili con la temperatura per

consentire una valutazione analitica della resistenza al fuoco di una sezione di c.a. ordinario e precompresso.

2.2 I contenuti innovativi della nuova normativa

Il principale elemento di novità previsto nella nuova normativa è la definizione di 5 livelli di prestazione da richiedere alle strutture, che si aggiungono alla prescrizione, già in vigore, della "Classe di resistenza al fuoco".

Le prestazioni da richiedere alle strutture secondo i 5 livelli sono definite come segue:

- Livello I: nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del crollo delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile;
- Livello II: requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro e l'intervento delle squadre di soccorso;
- Livello III: requisiti di resistenza al fuoco delle strutture tali da evitare, per tutta la durata dell'incendio, il collasso delle strutture stesse;
- Livello IV: requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse;
- Livello V: requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

A parte i due primi livelli, che non richiedono di evitare il crollo della struttura, per i livelli dal III al V, oltre la verifica della "Classe di resistenza al fuoco", si pone il problema della determinazione delle capacità di prestazione residua della struttura dopo che ha subito l'azione dell'incendio.

Mentre la prima verifica va eseguita in rapporto alla curva temperatura-tempo standard ISO 834 secondo i criteri forniti, ad esempio, dalla norma UNI 9502, la verifica del secondo requisito pone al tecnico due nuovi quesiti:

- la definizione dell'azione incendio in base alla quale valutare il cemento sopportato dalla struttura;
- la determinazione del danneggiamento ovvero della resistenza residua dei materiali costituenti la struttura e, di conseguenza, della resistenza residua delle sezioni e degli elementi strutturali.

Da questi quesiti nasce una problematica interessante per le implicazioni che comporta sia sulla scelta di curve di riscaldamento diverse dalla ISO 834, sia sulla valutazione della sicurezza delle costruzioni

esistenti, sia, infine, per l'inquadramento di criteri progettuali che favoriscano un comportamento positivo delle strutture nelle condizioni suddette.

3. VALUTAZIONE PREVENTIVA DEL DANNEGGIAMENTO DELLA STRUTTURA

Vengono sinteticamente presentati gli elementi di riferimento essenziali della procedura di analisi del comportamento delle sezioni di c.a. soggette all'incendio, mettendo in evidenza i parametri più significativi per l'interpretazione del comportamento delle sezioni stesse ai fini di una scelta progettuale ottimale.

3.1 L'azione incendio

L'azione incendio viene normalmente espressa per mezzo di una curva temperatura-tempo che descrive l'andamento della temperatura dei gas caldi, prodotti dall'incendio nel compartimento, a contatto con gli elementi strutturali.

La curva "standard" più diffusamente usata a livello internazionale, prevista dall'Eurocodice 1 [6] e normalmente impiegata come curva di riscaldamento nelle prove sperimentali al forno è la ISO 834 (Fig. 1, curva 1), che presenta la caratteristica di essere sempre crescente e senza limite di durata.

Altre curve convenzionali normalizzate, previste anche dall'Eurocodice 1, sono la "curva degli idrocarburi" e la "curva di incendio esterno" (fig.1, curve 2 e 5). Ulteriori curve nominali sono la "curva di incendio latente" e la "curva RSW olandese" applicata per i rivestimenti dei tunnel (Fig. 1, curve 3 e 4):

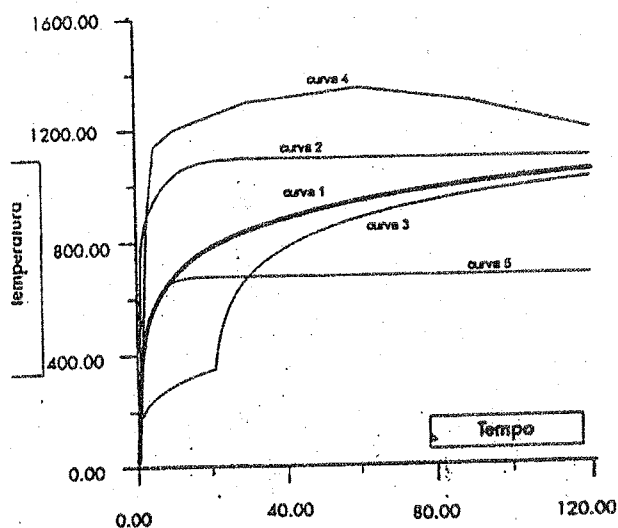


Fig. 1 - Curve nominali temperatura-tempo.

Un'altra categoria di curve temperatura-tempo è costituita dalle "curve parametriche", che tentano di rappresentare l'andamento delle temperature che si sviluppano durante un incendio "reale". La loro caratteristica è quella di presentare una fase crescente ed una decrescente corrispondente alla fase di spegnimento dell'incendio. I principali parametri richiesti per la definizione di tali curve sono il "carico di incendio" ed il "fattore di ventilazione". Esistono diverse proposte di curve parametriche: Eurocodice 1, Istruzioni CNR [7], le curve "svedesi" [8] (Fig. 2).

Risulta ovvio come sia necessario fare riferimento ad una di queste curve per la verifica dei requisiti post-incendio delle strutture in quanto le curve nominali, sempre crescenti, causano inevitabilmente il collasso della struttura.

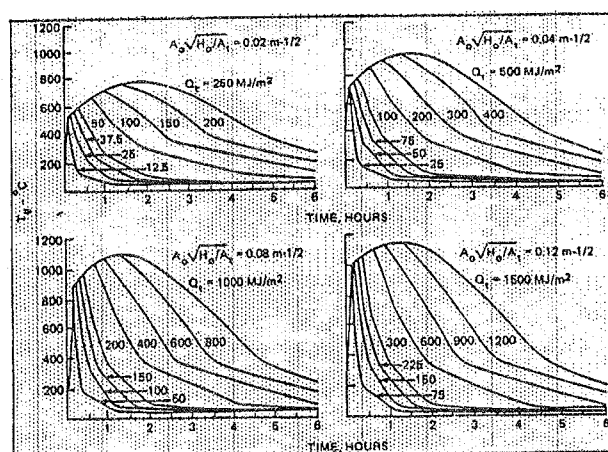


Fig. 2 - Le curve parametriche "svedesi".

3.2 Il comportamento dei materiali

E' noto con le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio siano fortemente variabili nel campo di temperature indotte da un incendio. Sinteticamente si può affermare che la riduzione di resistenza e di modulo elastico inizia a partire da 100-150 °C ed intorno a 500 °C si è ridotta di oltre il 50%. Tale comportamento è stato ampiamente sperimentato [9] e sono state definite leggi convenzionali di variazione di tali caratteristiche, in funzione della temperatura, fornite, ad esempio, sia dall'Eurocodice 2 [10], che dalle più volte citate norme UNI 9502.

3.3 La risposta della struttura

La procedura di analisi della risposta della struttura si svolge attraverso 4 successive fasi:

- la determinazione dei campi termici nelle sezioni di c.a. investite dai gas caldi;
- la determinazione della riduzione di rigidità delle travi conseguente al degrado dei moduli elastici, necessaria per il calcolo della distribuzione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche;
- il calcolo delle coazioni dovute alle variazioni termiche nella struttura;
- il calcolo delle capacità di prestazione delle sezioni, ridotte a causa del degrado della resistenza dei materiali.

I campi termici nelle sezioni vengono normalmente calcolati per mezzo di appositi programmi agli elementi finiti, cui vengono fornite le costanti termiche dei materiali e le curve di riscaldamento.

Le variazioni di rigidità delle travi possono essere facilmente portate in conto per mezzo delle caratteristiche geometriche ridotte delle sezioni, area e momento di inerzia, omogeneizzate rispetto alle condizioni "a freddo":

$$A' = \frac{1}{E_0} \int_A E(t) dA$$

$$J' = \frac{1}{E_0} \int_A E(t) y^2 dA$$

Le coazioni termiche, che dipendono non solo dal campo termico, ma anche dai moduli elastici degradati dei materiali, possono essere portate in conto per mezzo di una temperatura media fittizia t^* ed un gradiente medio fittizio K^* così definiti:

$$t^* = \frac{1}{E_0 A'} \int_A t E(t) dA$$

$$K^* = \frac{1}{E_0 J'} \int_A t E(t) y^2 dA$$

in modo che lo sforzo normale ed il momento di incastro perfetto siano determinati secondo le definizioni:

$$N = \alpha t^* E_0 A' = \int_A \alpha t E(t) dA$$

$$M = \alpha K^* E_0 J' = \int_A \alpha t E(t) y^2 dA$$

Le capacità di prestazione ridotta delle sezioni può essere determinata seguendo i criteri forniti dalle norme già citate, secondo delle procedure approssimate o secondo un calcolo "esatto", che tenga conto della resistenza puntuale dei materiali. Tali procedure

consentono di determinare curve di interazione allo s.l.u. del tipo di quelle riportate nelle figg. 3 e 4.

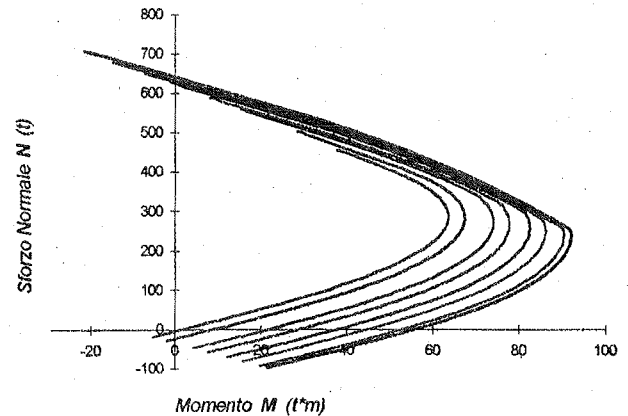


Fig. 3 - Curve di interazione allo s.l.u. di una sezione di c.a. investita dal fuoco in zona tesa.

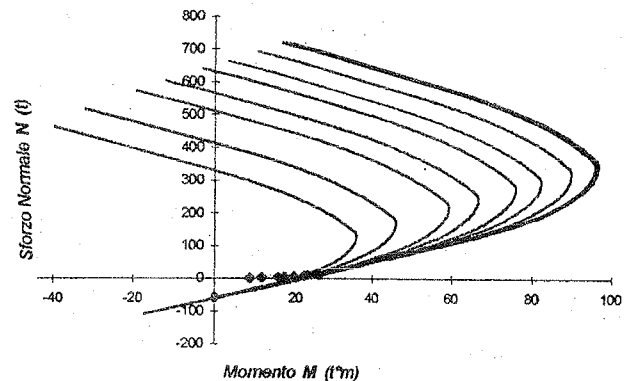


Fig. 4 - Curve di interazione allo s.l.u. di una sezione di c.a. investita dal fuoco in zona compressa.

3.4 La capacità di prestazione residua delle sezioni

La procedura di calcolo presentata si presta alla valutazione del comportamento di una struttura sia durante che dopo lo sviluppo di un incendio. La differenza tra i due casi è la seguente:

- nel primo caso, durante l'incendio, si devono prendere in considerazione i campi termici istantanei insieme con i corrispondenti valori delle caratteristiche meccaniche, modulo elastico e resistenza, ricavate come detto al par. 3.2;
- nel secondo caso, invece, si deve tener conto delle caratteristiche meccaniche che i materiali presentano dopo l'esaurimento dell'incendio ed il raffreddamento; tali caratteristiche dipendono principalmente dalla

temperatura massima subita durante l'incendio: il campo termico di riferimento è quindi un campo virtuale costituito dai valori massimi raggiunti, in istanti diversi, dagli elementi della sezione.

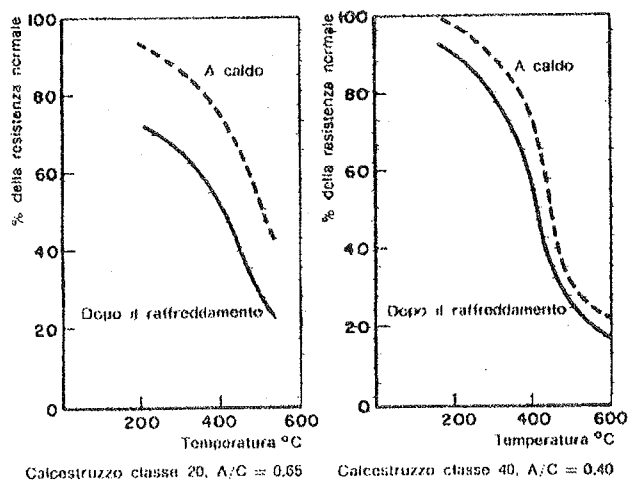


Fig. 5 - Riduzione di resistenza del calcestruzzo durante l'incendio e dopo il raffreddamento.

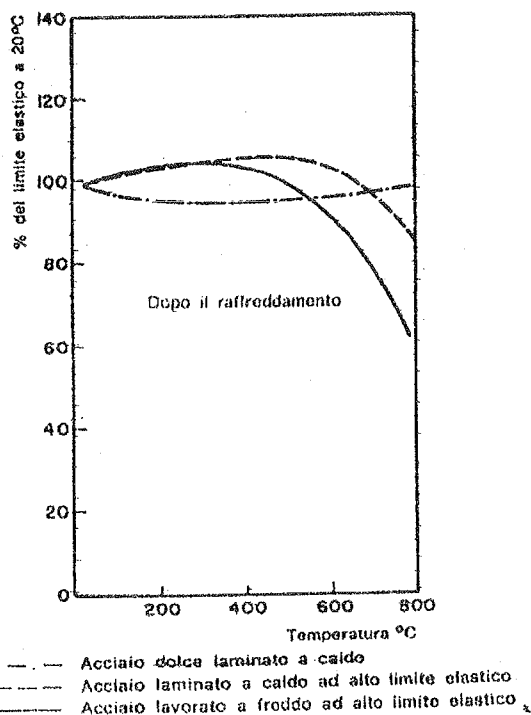


Fig. 6 - Riduzione di resistenza di vari tipi di acciaio dopo il raffreddamento.

I valori residui delle caratteristiche meccaniche dei materiali dopo il raffreddamento sono stati oggetto di sperimentazione e sono forniti da curve come quelle di fig. 5 e fig 6. Gli andamenti sperimentali, peraltro, non

sono stati ancora codificati in curve nominali, utili per il trattamento analitico.

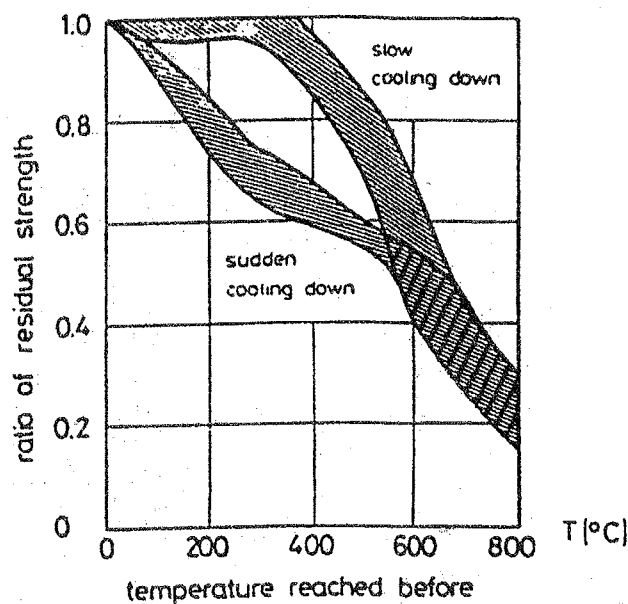


Fig. 7 - Riduzione di resistenza del calcestruzzo secondo le modalità di raffreddamento.

Come facilmente constatabile dai diagrammi delle figg. 5, 6 e 7, esiste una notevole dispersione di valori della resistenza residua dopo raffreddamento soprattutto per il calcestruzzo, essendo tale resistenza, tra l'altro, fortemente influenzata dalle condizioni di raffreddamento subite dall'elemento strutturale.

4. ESAME DEL COMPORTAMENTO DI ALCUNE SEZIONI TIPO SOGGETTE AD INCENDIO

Viene ora esaminato il comportamento di alcune sezioni di c.a. di forma e dimensioni ricorrenti nell'ambito di strutture intelaiate per edifici civili, sottoponendole alle condizioni di incendio rappresentate dalla curva nominale ISO 834. Saranno esaminati comparativamente i campi termici nelle sezioni e le coazioni indotte (in termini di sollecitazioni di incastro perfetto) attraverso lo studio dei parametri geometrici ridotti e dei parametri termici fittizi definiti al par. 3.3.

Le sezioni considerate, con diverse parti delle superfici esterne esposte al fuoco (evidenziate dal contorno ispessito), sono indicate nella fig. 8

4.1 Esame dei campi termici

I campi termici che si formano all'interno delle sezioni 3, 5 e 6 dopo 45 minuti e dopo 180 minuti

dall'inizio dell'incendio sono riportati rispettivamente nelle figg. 9 e 10.

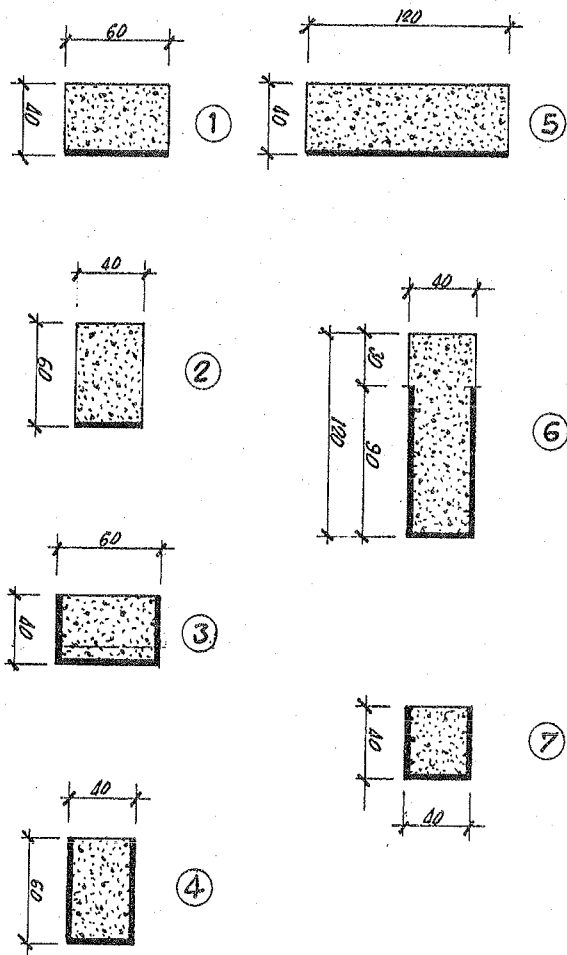


Fig. 8 - Sezioni di c.a. esaminate con indicazione delle superfici esposte al fuoco.

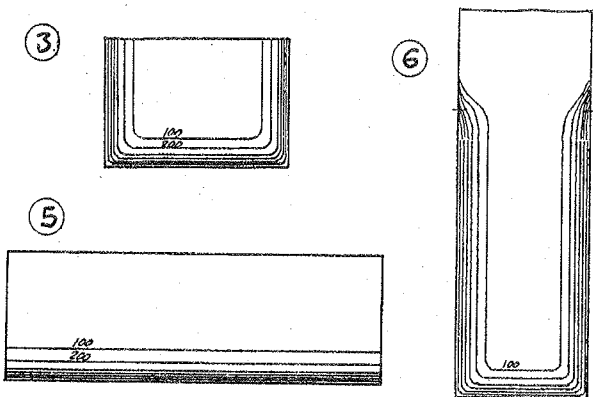


Fig. 9 - Campi termici dopo 45' dall'inizio dell'incendio nelle sezioni 3, 5 e 6.

Come è facile constatare, nella sezione 5, rappresentativa di travi a spessore, una porzione minore

della sezione è soggetta a forti temperature dato che il flusso unidirezionale del calore rallenta il riscaldamento del calcestruzzo. Al contrario la sezione 6, rappresentativa di travi alte con anima emergente dal solaio, subisce levate temperature su una porzione maggiore della sezione a causa del flusso multidirezionale del calore legato alla maggiore estensione delle superfici esposte al fuoco. La sezione 3, rappresentativa ad esempio di un pilastro su cui si appoggia una tramezzatura tagliafuoco, si trova in una situazione intermedia tra le due precedenti.

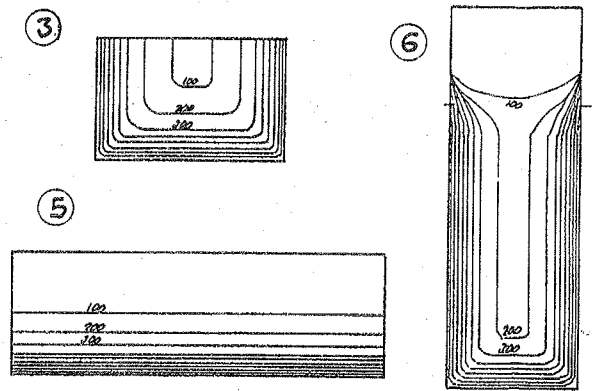


Fig. 10 - Campi termici dopo 180' dall'inizio dell'incendio nelle sezioni 3, 5 e 6.

4.2 Le coazioni

Sono riportati qui di seguito gli andamenti nel tempo degli sforzi normali e dei momenti di incastro perfetto delle diverse sezioni (Figg. 11 e 12) e successivamente gli andamenti dei parametri termici fittizi, temperatura media e gradiente medio (Figg. 13 e 14), che sostanzialmente rappresentano in termini indipendenti

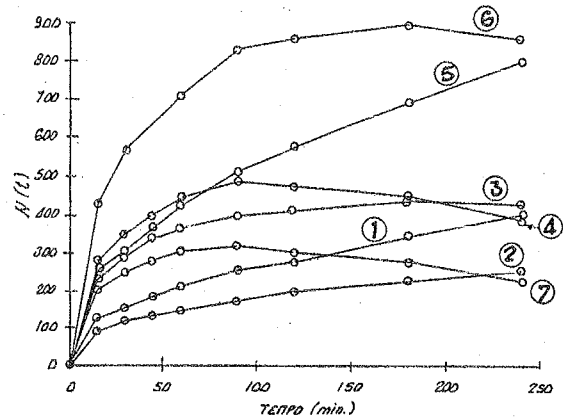


Fig. 11 - Andamento in funzione della durata dell'incendio degli sforzi normali di incastro perfetto.

dalle dimensioni della sezione le grandezze precedenti, permettendo così un più facile confronto.

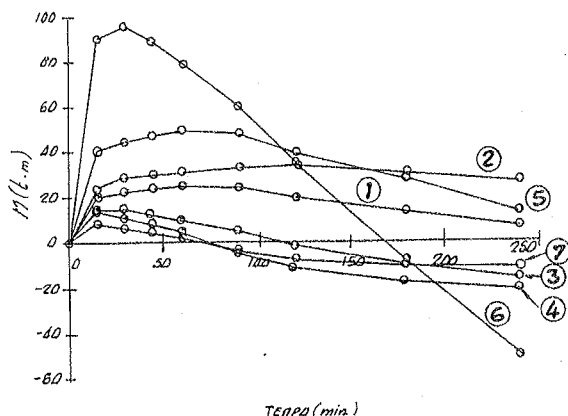


Fig. 12 - Andamento in funzione della durata dell'incendio dei momenti di incastro perfetto.

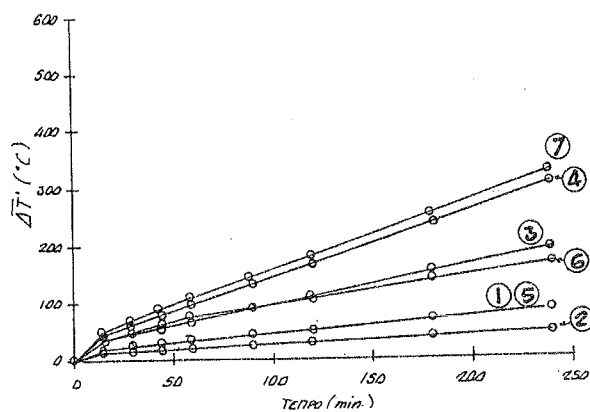


Fig. 13 - Andamento in funzione della durata dell'incendio delle temperature medie fittizie.

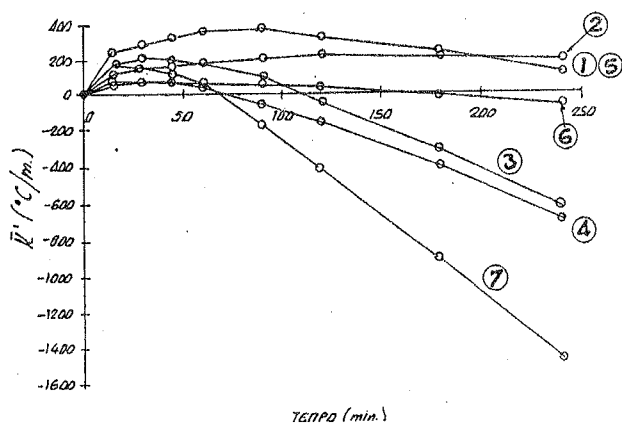


Fig. 14 - Andamento in funzione della durata dell'incendio dei gradienti medi fittizi.

Dall'esame dei grafici precedenti è possibile notare come nella sezione 5, del tipo a spessore, la percentuale di sezione soggetta al riscaldamento è molto inferiore a quella della sezione 6, del tipo ad anime emergente, investita su una parte maggiore del suo contorno dai gas caldi. D'altra parte, dall'esame delle coazioni in termini "adimensionali" (figg. 13 e 14) sinota come le sezioni tipo la 6, soggette a maggior riscaldamento, subiscono un più rapido deterioramento dei moduli elastici, con conseguente notevole limitazione delle coazioni indotte nella struttura. Nella sezione 6 in particolare, si nota addirittura una riduzione del momento di coazione, fino all'inversione, in tempi dell'ordine di 60'.

5. IL CASO DEGLI OSPEDALI: LE TIPOLOGIE STRUTTURALI RICORRENTI

Le tipologie strutturali impiegate nelle costruzioni destinate ad ospedali sono condizionate dalle funzionalità richieste agli spazi realizzati: le principali possono essere individuate nell'area sale operatorie, nell'area degenza, nei servizi diagnostici e laboratori, nei servizi generali e tecnologici. Salvo l'area di degenza, la cui struttura può essere impostata su moduli ripetitivi di dimensioni limitate dettate dalle dimensioni delle stanze (a meno che non si tratti di corsie), le altre aree richiedono solitamente il requisito della massima flessibilità nella distribuzione, dettata da esigenze molto specifiche dipendenti anche dal particolare tipo di attività medica esplicata.

L'altro fattore condizionante le scelte tipologiche è la componente impiantistica di notevole peso nel caso degli ospedali. Le soluzioni consistono normalmente nel predisporre intradossi degli orizzontamenti liberi da sporgenze di travi, da controsoffittare successivamente, oppure destinare esclusivamente alla distribuzione tecnologica dei livelli intermedi ogni coppia di piani utili (strutture "interstiziali").

Le due impostazioni indirizzano le scelte strutturali in modo preciso:

- nel primo caso è praticamente obbligatoria la scelta di travi a spessore di solaio; che condizionano però gli interessi massimi delle pilastrate su valori non molto alti, vincolando in parte la totale flessibilità degli spazi orizzontali;
- nel secondo caso la scelta si indirizza su travi alte, che sfruttano l'intero interpiano dei livelli interstiziali tecnologici, permettendo luci libere dell'ordine di 18-20 m, pari cioè all'intero spessore del corpo di fabbrica, consentendo così la massima flessibilità orizzontale.

A livello nazionale la tipologia strutturale prevalente nelle più recenti realizzazioni è la prima, che si presta maggiormente nel caso di costruzioni di un notevole numero di piani, per le quali la distribuzione

impiantistica in verticale assume una proporzione importante rispetto a quella orizzontale. Le considerazioni che seguono terranno conto di questo fatto.

6. ACCORGIMENTI PROGETTUALI ATTI A CONSEGUIRE IL LIVELLO DI PRESTAZIONE RICHIEST ED OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Dall'insieme delle considerazioni precedentemente svolte risulta possibile individuare facilmente i parametri progettuali che favoriscano una risposta positiva alle prescrizioni sui livelli di prestazione da richiedere ad una struttura in c.a..

Il primo parametro essenziale è la ricopertura delle armature con spessori adeguati di calcestruzzo, come facilmente deducibile dall'esame delle tabelle contenute nelle norme UNI 9502. Si parla di aumenti di copriferro dell'ordine di solo 1 o 2 cm.

La riduzione di capacità di prestazione dovuta alla percentuale di calcestruzzo deteriorata nella sezione risulta minore in travi di grandi dimensioni ed in particolare in travi a spessore di solaio. In questo caso il maggior peso delle coazioni termiche può essere ovviato attraverso la realizzazione di una struttura meno rigida, come peraltro risulta in confronto a soluzioni con travi "alte".

Concludendo appare possibile affermare che il cemento armato è un materiale adatto a resistere all'azione incendio grazie, soprattutto, alla ridotta diffusività termica del calcestruzzo, che è in grado di proteggere le armature da un innalzamento troppo rapido della temperatura, mantenendone di conseguenza la capacità resistente per una durata maggiore.

Questa proprietà positiva può essere migliorata adottando dei valori di copriferro incrementati, anche di poco, rispetto a quelli minimi previsti dalla normativa.

Nelle sezioni di grossa dimensione l'influenza della parte danneggiata dall'aumento di temperatura si riduce proporzionalmente di importanza, dato che la penetrazione delle isoterme all'interno del calcestruzzo a partire da una faccia esterna della sezione dipende solo dal tempo e non dagli spessori delle sezioni.

Nelle sezioni investite dall'incendio in zona tesa, l'armatura, se sufficientemente protetta e per incendi di durata limitata, recupera quasi per intero la propria resistenza; nelle sezioni investite in zona compressa, per una durata limitata dell'incendio, riducono di poco la loro capacità di prestazione in termini di flessione (sezioni di incastro delle travi). Pertanto per garantire una piena efficienza della struttura anche dopo

l'esaurimento dell'incendio, può risultare sufficiente un sovradimensionamento delle armature dell'ordine di alcune unità per cento, di solito presente a causa dell'unificazione e standardizzazione delle armature per ragioni costruttive.

Dal punto di vista della possibilità di valutare analiticamente la capacità di prestazione residua di una struttura, appare opportuno sviluppare una maggiore conoscenza sull'andamento degli incendi reali e sull'uso delle curve parametriche temperatura-tempo.

Risulta anche necessaria un riferimento più adeguato per una trattazione numerica delle caratteristiche meccaniche residue dei materiali coinvolti.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] Ministero dell'Interno - Direzione generale dei servizi antincendi, Circolare n° 91 del 14-09-1961, *Norme di sicurezza per la protezione contro il fuoco dei fabbricati a struttura in acciaio destinati ad uso civile.*
- [2] CNVVF/CCI UNI 9502, *Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso*, 1989.
- [3] CNVVF/CCI UNI 9503, *Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in acciaio*, 1989.
- [4] CNVVF/CCI UNI 9504, *Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi in legno*, 1984.
- [5] *Norme tecniche per la progettazione di costruzioni resistenti al fuoco*, (Bozza), 1998.
- [6] EUROCODICE 1, Parte 2-2, *Azioni sulle strutture - Azioni sulle strutture esposte al fuoco*, 1991..
- [7] C.N.R., Bollettino ufficiale n° 37, 1973.
- [8] Magnusson S. E., Thelandersson S., *Comments on rate of gas flow and rate of burning fire enclosure*, Lund Institute of Technology, 1971.
- [9] C.E.B., Bollettino di informazione n° 208, *Fire design of concrete structures*, 1985.
- [10] EUROCODICE 2, Parte 1-2, *Design of concrete structures - Structural fire design*, 1993.

**LA RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE DI CEMENTO ARMATO:
DALLA OSSERVAZIONE DI CASI CONCRETI ALLA FORMULAZIONE
DI CRITERI UTILI PER LA PROGETTAZIONE DI NUOVE COSTRUZIONI
E DI INTERVENTI DI RIPARAZIONE DI OPERE DANNEGGIATE**

Enzo CARTAPATI

Ricercatore confermato

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

Emanuele Filiberto RADOGNA

Professore ordinario di Tecnica delle Costruzioni

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

Emmanuele SILVESTRINI

Ingegnere civile strutturista

SOMMARIO

Viene esaminata la capacità di resistenza al fuoco delle costruzioni di cemento armato, attraverso l'osservazione di casi concreti di strutture che hanno subito eventi di incendio e sono state oggetto di intervento di ripristino della loro capacità portante. Dopo una panoramica sulle modalità di rilevamento delle resistenze residue dei materiali, vengono presentate considerazioni utili per il progetto di nuove costruzioni e per il ripristino della capacità portante di opere in c.a. danneggiate da incendio.

SUMMARY

The behaviour of reinforced concrete constructions against fire is examined through the study of damages occurred to r.c. structures exposed to real fires and their repair. An overview is given about the experimental methods for the evaluation of residual strength of the materials. The paper presents suggestions useful for the design of new constructions and for the repair of fire damaged r.c. structures.

1. INTRODUZIONE

Sono state rese note le caratteristiche favorevoli alla resistenza al fuoco dei componenti strutturali di cemento armato da quando, nel 1877, l'avvocato inglese Taddeo Hyatt ha pubblicato un libro dal titolo: "An account of some experiments with Portland-cement-concrete combined with iron as building material with reference to economy of construction and for security

against fire in making roofs, floors and walking surfaces". Come è noto, l'anno seguente egli ha brevettato il suo sistema costruttivo secondo il quale ha costruito una casa a Londra, in Farrington Road, sottoposta anche ad una prova di incendio, superata senza gravi danni.

Naturalmente lo straordinario sviluppo delle costruzioni di cemento armato, sia nell'edilizia propriamente detta, sia nelle opere civili degli impianti

industriali, ha permesso di arricchire enormemente le esperienze messe a frutto sia nella prevenzione, che nella protezione dagli incendi.

Queste esperienze hanno portato alla redazione di numerose istruzioni e normative che guidano nella progettazione delle nuove costruzioni, fornendo criteri e metodi atti a dotare tali costruzioni di una capacità di resistenza al fuoco adeguata all'importanza della costruzione stessa ed alla sua destinazione d'uso. Questo scopo viene principalmente raggiunto attraverso la determinazione di un primo parametro di rischio che è il "carico d'incendio" e dalle successive definizioni delle misure di prevenzione attiva o passiva ed infine delle misure di protezione.

Nell'ambito di queste misure si trovano anche quelle che riguardano più strettamente l'aspetto della resistenza strutturale, con particolare riferimento, per i casi di interesse di questa relazione, alle strutture portanti di c.a. ordinario e precompresso.

2. ALCUNI CASI CONCRETI

Vengono presentati ora alcuni casi concreti tratti dalla letteratura e dall'esperienza diretta, come esempi significativi del comportamento all'incendio di strutture di c.a. ordinario e precompresso e dei problemi che si presentano al tecnico che interviene su una costruzione che ha subito un incendio, per valutarne la resistenza residua ed i provvedimenti da intraprendere per ripristinarne il grado di sicurezza, una volta accertato che ne esiste la convenienza in confronto con la demolizione e ricostruzione totale o parziale della struttura.

2.1 Centro commerciale a 4 piani di 7000 m² a Lincoln, Gran Bretagna

Si riportano gli elementi essenziali della relazione presentata in [1], in quanto significativi sia a livello metodologico che procedurale per le azioni da intraprendere nell'analisi di una struttura danneggiata da incendio.

2.1.1 Caratteristiche dell'incendio

Le prime informazioni essenziali riguardano l'inizio e lo sviluppo dell'incendio e la sua durata. Innescatosi al piano terra in prossimità dell'apertura delle scale centrali, pur se apparso di scarsa importanza al momento dell'allarme, dopo soli tre minuti l'intero corpo scala era invaso da intense fiamme dalla base alla sommità. L'intervento dei pompieri all'interno dell'edificio si è limitato ad una ricognizione da parte di due uomini muniti di respiratori; l'intervento di

spegnimento non è stato possibile e l'incendio si è sviluppato fino all'esaurimento del materiale combustibile. Pur nella grande disuniformità dell'intensità dimostrata dalla ricognizione dei danni prodotti, è stata tentata una stima dell'incendio reale sulla base dei carichi di incendio e delle condizioni di ventilazione valutabili nelle diverse aree del magazzino e sulla base dei rilevamenti più dettagliati di cui si dirà successivamente. La stima dell'incendio reale è un fattore di notevole importanza per l'interpretazione ed il controllo della coerenza dei dati sperimentali, e per l'acquisizione di un dato concreto, basato su una situazione reale, ai fini della previsione di comportamento di strutture in situazioni analoghe.

2.1.2 Descrizione del danneggiamento

Il primo livello di indagine è consistito di una ricognizione visiva sullo stato di degrado dei singoli elementi strutturali. Tale ricognizione è stata effettuata in maniera sistematica, anche se speditiva, al fine di disporre di un quadro immediato, ma comunque significativo delle condizioni della struttura. Tutti gli elementi strutturali sono stati classificati secondo 4 livelli di danneggiamento: nella Classe 1 gli elementi senza danni significativi e che non richiedessero particolari interventi di ripristino; nella Classe 4 gli elementi fortemente danneggiati per i quali fosse necessaria la totale sostituzione. A seguito di questa fase sono stati decisi gli interventi di puntellamento di emergenza nei casi in cui la resistenza degli elementi danneggiati fosse giudicata insufficiente a sostenere con un minimo livello di sicurezza i pesi propri delle strutture.

2.1.3 Accertamento dei danni

Nella seconda fase di indagine, mirata alla determinazione più accurata dei danni subiti dalla struttura, sono stati prelevati un notevole numero di carote di calcestruzzo (più di 100) e numerosi campioni di barre di armatura da sottoporre a prove di rottura per determinarne la resistenza residua.

E' stato anche osservato sistematicamente lo spessore dello strato di colorazione rosa che il calcestruzzo assume quando la sua temperatura supera i 300° circa. Ai fini di un giudizio sullo stato della struttura nel suo insieme, sono state anche osservate delle caratteristiche geometriche globali, come gli allineamenti delle guide degli ascensori e gli allineamenti dei pilastri perimetrali, significativi per denunciare stati deformativi residui legati, per esempio, alle coazioni termiche, senza riscontrare scostamenti apprezzabili.

Per il calcestruzzo il degrado è stato valutato in rapporto alla resistenza di provini prelevati apposta negli elementi meno danneggiati, per essere usati proprio come riferimento della resistenza iniziale. Per l'acciaio non si è riscontrata una significativa riduzione né della tensione di snervamento, né della duttilità, né della resistenza anche per i campioni prelevati nelle zone più esposte al fuoco a seguito di espulsione del copriferro.

Per quanto riguarda la distribuzione e l'approfondimento del danneggiamento nei calcestruzzi, si è riscontrata una notevole corrispondenza con le stime di durata dell'incendio, ricostruite sulla base delle informazioni disponibili sulla densità di carico d'incendio presente nelle diverse zone del magazzino. In termini di "durata equivalente" dell'incendio standard, sono stati stimati valori massimi di 90 minuti e minimi di 30 minuti, coerenti, tra l'altro, con gli spessori dei calcestruzzi rosa rilevati.

Globalmente si è constatata una ottima corrispondenza fra la classificazione fatta con la semplice ricognizione visiva e la successiva più approfondita determinazione del livello di danneggiamento. I casi di riclassificazione, in questa fase, sono state alquanto limitati.

2.1.4 La ricostruzione e le sue difficoltà

L'aspetto strettamente economico del confronto fra il costo di ripristino della costruzione danneggiata dal fuoco attraverso riparazioni, rinforzi e ricostruzioni parziali ed il costo di demolizione e ricostruzione totale dell'edificio non è stato in questo caso il fattore determinante della decisione adottata. Infatti nel secondo caso sarebbe stato necessario rispettare condizioni urbanistiche e standard entrati in vigore successivamente alla costruzione originaria dei magazzini, che avrebbero ridotto sensibilmente i volumi e le superfici utili di esposizione e vendita. L'opzione per la riparazione, anche se economicamente più gravosa rispetto alla demolizione e ricostruzione integrale, è stata inquadrata pertanto in un ambito tecnico-economico più complesso. Sono state pertanto affrontate difficoltà superiori a quelle normalmente incontrate in altre occasioni, quando, per mancanza di tali condizionamenti normativi, la decisione sulla ricostruzione totale rimane più conveniente.

E' stata prevista comunque la demolizione e ricostruzione di tutte le parti classificate a livello 4 di danneggiamento. Per i solai anche per un livello inferiore di danno è stata preferita la ricostruzione in quanto più economica della riparazione. Per travi e pilastri l'intervento tipo è stato la demolizione delle parti ammalorate del calcestruzzo superficiale e la sua

sostituzione con getto nuovo nel quale sono state inserite anche nuove armature.

La tecnologia standard inizialmente prevista era quella della gunite armata, ma in tante situazioni, specialmente in corrispondenza dei nodi della struttura, dove le armature erano più fitte, l'efficacia dell'applicazione della gunite non è stata affatto soddisfacente. In questi casi è stata estesa la demolizione e ricostruzione integrale.

In occasione delle demolizioni locali, sono state meglio individuate le condizioni di danneggiamento e, in alcuni casi, è stata scoperta l'esistenza di difetti di costruzione all'origine tali da far riclassificare l'elemento al livello di danno superiore. Anche nel caso di elementi secondari o di alleggerimento, che a prima vista sembravano integri, si sono poi constatati numerosi casi di fratture interne che hanno richiesto la sostituzione di tali elementi.

2.2 Solaio di copertura a struttura alleggerita e precompressa, danneggiato da incendio, testato e riparato a Cork, Irlanda [2]

La costruzione, adibita a magazzino di tessuti, è a pianta rettangolare di 35 x 15 m, a due piani. La maglia strutturale presenta tre allineamenti di pilastri ad interasse di 7.30 m, che sostengono travi longitudinali da 5.50 a 6.80 m di luce. Il solaio di copertura, sulla luce di 7.30 m, è costituito da travetti prefabbricati precompressi a fili aderenti con sezione ad I di 150 mm di lato disposti ad interasse di 0.60 m, blocchi alleggeriti in cls e caldana continua di collegamento di 40 mm, per uno spessore totale di 0.30 m.

2.2.1 Caratteristiche dell'incendio

L'incendio, scoppiato dopo la chiusura del magazzino, si è sviluppato in corrispondenza all'allineamento della trave di spina con una combustione intensa per circa 3 ore, più altre 5 per l'esaurimento. L'intervento dei vigili del fuoco è stato reso difficoltoso dalla limitazione della ventilazione che rendeva difficile l'evacuazione dei fumi e gas caldi, all'inizio, e successivamente per la continua caduta di parti dei blocchi di calcestruzzo di alleggerimento del solaio di copertura.

2.2.2 Descrizione del danneggiamento

Anche in questo caso il primo esame diretto visivo ha permesso di inquadrare il livello di danneggiamento consistente in danni diffusi, anche se non gravi ai pilastri ed alla trave, con espulsioni di copriferri ed esposizione di armature. Un solo pilastro è risultato

seriamente danneggiato al nodo di sommità con la trave, tanto da consigliare un immediato puntellamento. Il solaio era più diffusamente danneggiato, ma solo in un pannello presentava una leggera freccia di deformazione permanente. Tale esame visivo preliminare ha permesso di accertare la generale capacità di autosostentamento della struttura danneggiata, la completa agibilità del solaio di calpestio e la possibilità, quindi, di riaprire il piano inferiore alla vendita ed utilizzare il solaio del secondo livello per operare gli interventi di riparazione della struttura di copertura, limitando così notevolmente il danno economico derivante dalla chiusura totale del magazzino.

2.2.3 Condizione degli elementi di c.a.

Una indagine più accurata sui calcestruzzi del telaio ha permesso di constatare che il calcestruzzo aveva subito un danneggiamento esclusivamente superficiale, con eccezione del pilastro più colpito, per il quale la sezione integra non superava il 50 % circa di quella originale. Questa indagine ha permesso di definire gli interventi di ripristino come demolizione e ricostituzione degli strati superficiali di cls per mezzo di gunite; demolizione e nuovo getto del nodo più danneggiato dopo puntellamento provvisorio delle travi e del solaio circostante.

2.2.4 Condizioni dei pannelli composti di solaio

Per i pannelli di solaio sono stati individuati 4 livelli di danneggiamento: al livello minimo sono stati considerati danni nulli agli elementi di alleggerimento in cls, calcestruzzo superficiale consistente se provato con martello o sclerometro, casi di "spalling isolati e sporadici con minima esposizione dell'armatura di precompressione; al livello massimo sono stati considerati la rottura di un grande numero di elementi di alleggerimento in cls, una notevole esposizione dei fili di precompressione con mancanze di cls anche al di sopra dei fili, ma soprattutto una estesa presenza di lesioni di scorrimento nei travetti tra ala ed anima.

2.2.5 La tecnica della riparazione

Come tecnica di riparazione dei solai è stato usato l'inserimento di travi di acciaio rompitratta, ai quarti della luce del solaio, sostenute da travi principali, sempre di acciaio, affiancate alle travi secondarie del telaio di c.a. originario e fissate alle loro estremità alle travi principali del telaio. Forzando le nuove travi contro i travetti precompressi, la luce libera di questi ultimi è stata così ridotta ad un quarto di quella originale, riducendo i momenti sollecitanti ad 1/16.

Dopo aver inserito la nuova struttura in acciaio, è stato eseguito l'intervento di ripristino dei calcestruzzi con gunite sia sulle travi del telaio, che all'intradosso dei solai.

2.2.6 Misura del livello di precompressione residua dopo l'incendio nei travetti prefabbricati della copertura

Nonostante l'intervento di rinforzo sopra descritto riducesse drasticamente i momenti sollecitanti i pannelli di solaio della copertura, si è voluto approfondire l'indagine sullo stato di consistenza e di sollecitazione dei pannelli di solaio dopo l'incendio.

La maggiore incertezza risiedeva nella valutazione del livello di precompressione dei travetti, più precisamente nella valutazione della forza di trazione residua nell'armatura di precompressione inferiore, in molti casi direttamente esposta ai gas caldi. Risulta peraltro estremamente poco attendibile la valutazione di tale perdita sulla base della temperatura raggiunta dall'armatura durante l'incendio, considerando l'estrema variabilità della distribuzione delle temperature sia nello spazio che nel tempo durante lo sviluppo dell'incendio, oltre all'incertezza insita nella correlazione stessa tra temperatura massima e perdita di precompressione.

Si è preferito pertanto ricorrere a prove sperimentali per determinare direttamente lo sforzo di trazione presente nelle armature, sfruttando le situazioni in cui i singoli fili fossero esposti per una lunghezza di almeno 2.50 m circa. Lo sforzo di trazione è stato determinato disponendo un carico concentrato di opportuno valore al centro del tratto scoperto dei fili e misurando contemporaneamente l'inclinazione dei tratti di raccordo per mezzo di inclinometri a livella ivi applicati.

Sfruttando questa semplice tecnica, si sono potute eseguire numerose prove, determinando perdite di precompressione comprese tra il 10 ed il 70 % circa del valore iniziale. I valori massimi corrispondevano, ovviamente, alle zone più danneggiate.

Grazie alla conoscenza delle modalità costruttive dei solai e delle caratteristiche dei materiali impiegati (l'impresa intervenuta per il ripristino era la stessa che aveva realizzato l'opera due anni prima) è stato possibile effettuare una ricostruzione precisa dei livelli massimi e minimi di sollecitazione dei solai, aggiungendo anche gli effetti delle perdite di precompressione dovute all'incendio. Da tali valutazioni si è potuto stabilire che, anche in caso di perdita totale di precompressione, il solaio era in grado di resistere ai pesi propri funzionando come c.a. ordinario con i fili dei travetti operanti come armatura lenta. Peraltro non è stata riscontrata in nessun caso la presenza di fessure all'intradosso prodotte dai momenti di campata.

A completamento delle indagini sperimentali, sono state eseguite prove di carico sia su un campo di solaio tra i meno danneggiati, per stabilire la necessità dell'intervento di rinforzo (che comunque è stato eseguito per ragioni di sicurezza dello svolgimento della prova stessa), che su un campo di solaio riparato (scelto fra i più danneggiati) per determinare l'efficienza dell'intervento di riparazione. Entrambe le prove hanno dato risultati positivi.

2.3 Edificio industriale di c.a. prefabbricato di 6500 m² adibito a mobilificio in provincia di Pordenone, Italia

L'edificio industriale in esame, sito in provincia di Pordenone, adibito a mobilificio, è costituito da una zona di circa 6480 m² utilizzata per la lavorazione del legno e la finitura dei mobili, ed un'altra zona di circa 6660 m² adibita a magazzino dei prodotti finiti e delle materie prime.

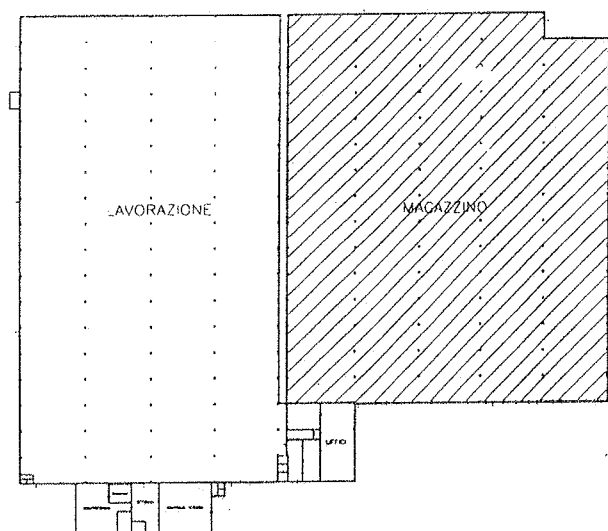


Fig. 1 - Pianta dell'edificio industriale

La struttura del capannone di c.a. è costituita da pilastri di sezione 0.50 x 0.40 m e di altezza 5.8 m ed architravi a doppio spiovente di lunghezza 15.0 m, aventi sezione a doppio T con anima ringrossata agli appoggi. Travi e pilastri sono collegati fra loro agli appoggi per mezzo di organi metallici, costituendo portali del tipo a ritzi verticali incastrati al piede con trasversi retti cernierati.

La copertura è realizzata mediante tegoli di c.a. a tre nervature di lunghezza pari a 5.8 m appoggiati sulle travi e solidarizzate a queste mediante getto di completamento, mentre per le chiusure verticali sono stati impiegati pannelli, alleggeriti con lastre di polistirolo, aventi spessore di 0.15 m ed altezza 7.0 m.

Tutta la costruzione è stata prefabbricata in stabilimento e successivamente assemblata e solidarizzata in opera.

2.3.1 Caratteristiche dell'incendio

Il giorno 13 ottobre 1997 la costruzione è stata colpita da un incendio che ha interessato la zona magazzino (area campita in fig. 1). L'incendio, durato circa quattro ore, ha completamente distrutto il magazzino e solo il pronto intervento dei vigili del fuoco e la presenza di una parete tagliafuoco e di una intercapedine praticabile di 2.0 m di larghezza hanno permesso di evitare che venisse coinvolta anche la zona destinata alle lavorazioni.

2.3.2 Indagini in sito

La prima indagine visiva ha permesso di individuare i diversi livelli di danneggiamento che, per questa costruzione, corrispondono ai componenti principali della struttura:

- il livello minimo è presente nei pilastri che mostrano distacchi di copriferri principalmente nella parte superiore (foto 1) ed in particolare ai nodi con le travi (foto 2);

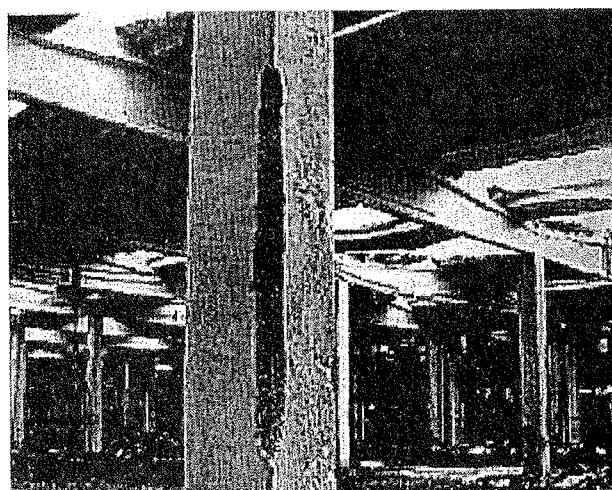


Foto 1 - Distacco di copriferri nei pilastri.

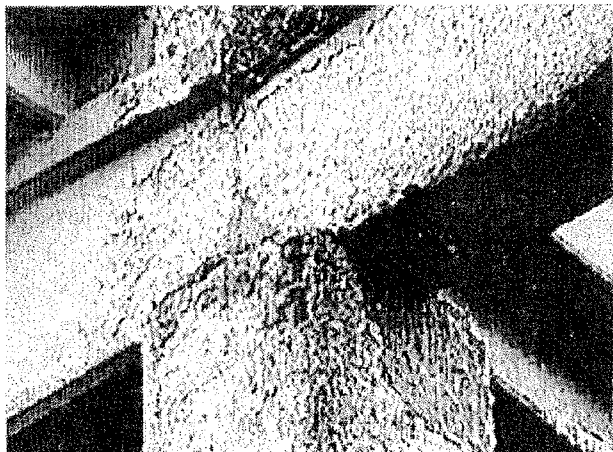


Foto 2 - Danneggiamento del calcestruzzo ai nodi di sommità dei pilastri

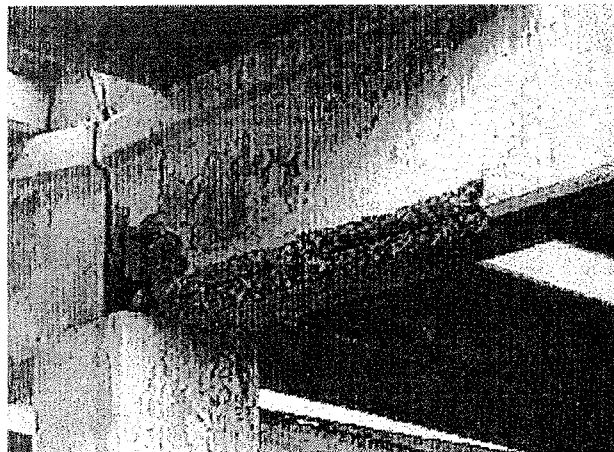


Foto 4 - Danneggiamento alle estremità delle travi

- il livello medio riguarda le travi che, oltre a distacchi di copriferri, hanno subito significativi danneggiamenti al calcestruzzo delle anime soggette a forte riscaldamento a causa del loro spessore molto sottile (foto 3) ed, in alcuni casi, consistenti danni agli appoggi (foto 4) a causa di intense azioni concentrate originate dalle notevoli dilatazioni termiche;

- il livello massimo di danno è stato subito dalla copertura a tegoli solidarizzati, che presenta crolli parziali (foto 5 e 6) o notevoli deformazioni permanenti, che comunque rendono inutilizzabile ed irrecuperabile la copertura (foto 7).

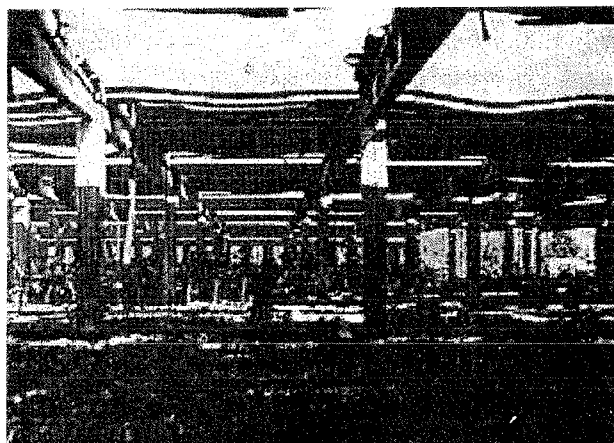


Foto 5 - Crolli parziali dei tegoli di copertura

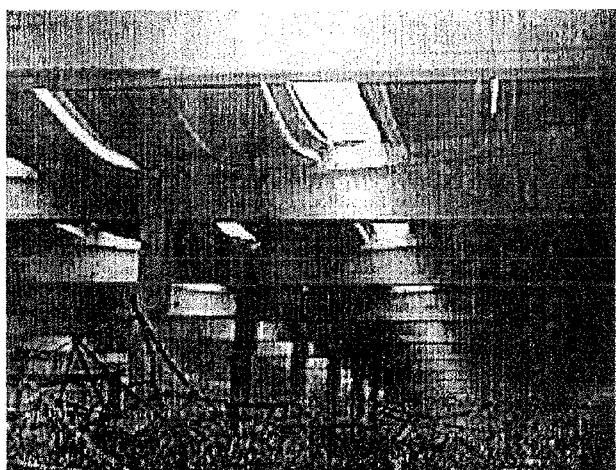


Foto 3 - Vista delle travi di copertura con deterioramento del calcestruzzo delle anime sottili

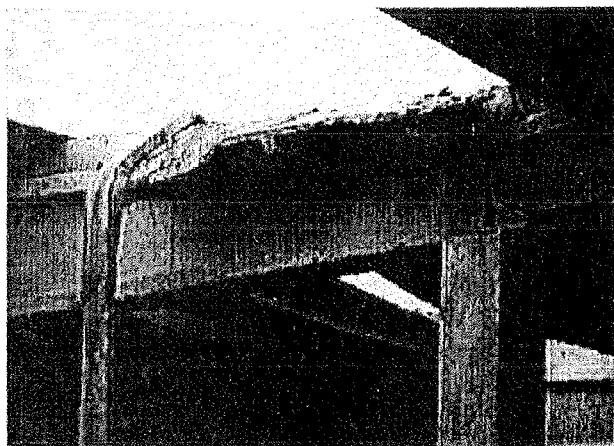


Foto 6 - Dettaglio di un tegolo crollato

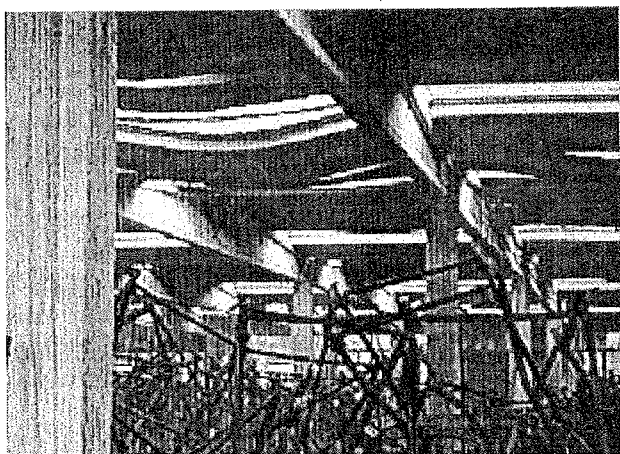


Foto 7 - Notevoli deformazioni plastiche residue nei tegoli di copertura

Un tipo particolare di danneggiamento si è verificato in corrispondenza dei pannelli di chiusura perimetrale (foto 8), che hanno strappato gli ancoraggi superiori e sono rimasti in posizione precaria, come espulsi dalla dilatazione termica dei portali.

La seconda fase di indagine è stata svolta per approfondire, mediante prove sperimentali, il grado di danneggiamento dei calcestruzzi investiti dai gas caldi prodotti dall'incendio. Si è trattato prevalentemente di prove sclerometriche e di qualche prelievo di campioni danneggiati. Tenuto conto della produzione industrializzata dei componenti della struttura, i valori delle caratteristiche originali del calcestruzzo non danneggiato sono stati ricavati con esami effettuati nella parte di stabilimento non interessata dall'incendio.

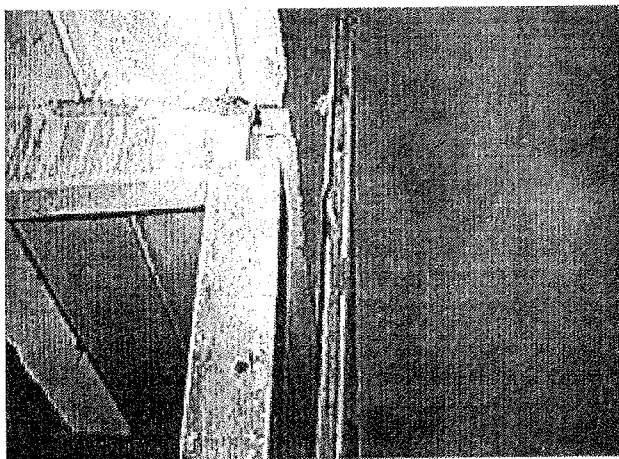


Foto 8 - Espulsione dei pannelli di tamponatura perimetrali

I risultati delle prove sclerometriche, eseguite su sei pilastri e due travi, hanno fornito una stima della resistenza residua del calcestruzzo, compresa fra il 32% ed il 64% di quella iniziale. Con riferimento ai diagrammi che correlano le resistenze residue del calcestruzzo (vedi fig. 2) e delle armature ordinarie (vedi fig. 3) alle massime temperature raggiunte nei materiali durante l'incendio, nel caso del calcestruzzo si sono riportati i valori percentuali delle resistenze residue nel diagramma correlativo (vedi fig. 4) e si è ricavato il corrispondente intervallo delle temperature a cui è stato sottoposto il calcestruzzo durante la esposizione all'incendio: esso è risultato compreso fra 370°C e 515°C. Il superamento della temperatura di 300°C nel calcestruzzo è stato confermato dalla colorazione rosa da esso assunta. Come è noto, i calcestruzzi realizzati con inerti silicei mostrano una variazione di colore con la temperatura: rosa fra i 300°C ed i 600°C, grigio fra i 600°C ed i 900°C. Poiché questa colorazione si conserva anche dopo il raffreddamento, essa consente una stima della temperatura raggiunta.

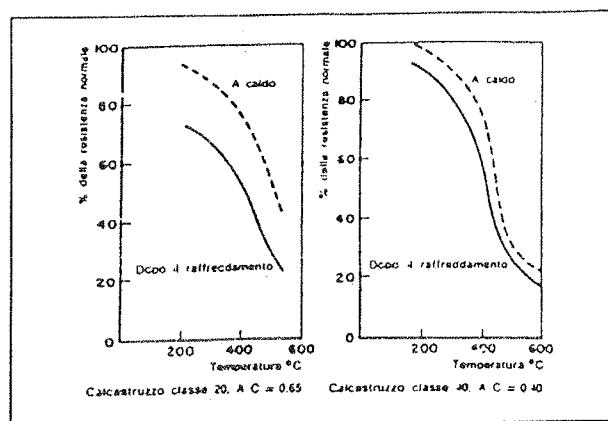


Fig. 2 - Resistenza residua del calcestruzzo in funzione della temperatura massima raggiunta durante l'incendio

Valutazioni più precise delle temperature raggiunte durante l'incendio sono possibili con il metodo della diffrazione di raggi X, che permette di analizzare i costituenti del calcestruzzo indurito: la presenza o l'assenza di composti caratteristici delle malte e dei calcestruzzi, che hanno diverse temperature di decomposizione, permette di valutare le temperature raggiunte. Nel caso dell'idrossido di calcio la temperatura di dissociazione è compresa fra 400°C e 500°C, mentre per la calcite essa vale 900°C.

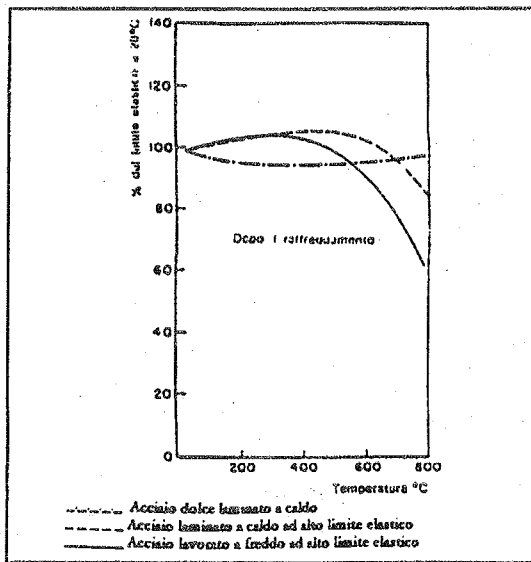


Fig. 3 - Resistenza residua dell'armatura ordinaria in funzione della temperatura massima raggiunta durante l'incendio

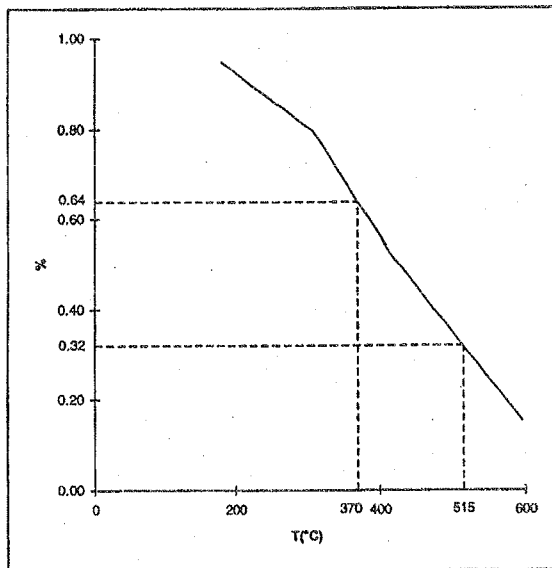


Fig. 4 - Correlazione fra riduzioni di resistenza misurate e temperature raggiunte dal calcestruzzo

2.3.3 Simulazione analitica dell'incendio

E' stato preso in esame il telaio più sollecitato dall'azione dell'incendio, costituito, come tutti gli altri, da cinque campate, per una lunghezza totale di 75 m. Inizialmente è stata adottata la curva "tempo-temperatura" standard, secondo la ISO 834, ottenendo il raggiungimento del collasso della struttura per

labilizzazione delle travi dopo un tempo di 57 minuti dall'inizio dell'incendio.

Poiché l'incendio reale è durato 240 minuti, senza provocare il collasso delle travi, si è scelta una curva parametrica costituita da un primo ramo crescente secondo la ISO 834 e da un secondo ramo ad una temperatura costante da determinare per tentativi. Questa ipotesi è apparsa realistica, tenuto conto della presenza dei lucernari, che hanno immediatamente ceduto, consentendo ai gas caldi di uscire dal compartimento ed evitando che la temperatura all'interno raggiungesse i valori più elevati della curva ISO 834.

La situazione di equilibrio nello scambio termico fra esterno ed interno è stata così rappresentata dall'andamento costante delle temperature all'interno del magazzino. Procedendo per tentativi, si è trovato che la massima temperatura, considerata costante per tutta la durata dell'incendio reale (240 minuti), è risultata pari a 650°C (vedi fig. 5). Il collasso di alcuni tegoli, situati in prossimità dei lucernari, può essere spiegato ipotizzando che essi siano stati lambiti dalla corrente ascensionale di gas caldi, aventi temperatura superiore a quella interna media. Sviluppando i calcoli secondo tale ipotesi, è risultato per i gas in uscita la temperatura di 715°C.

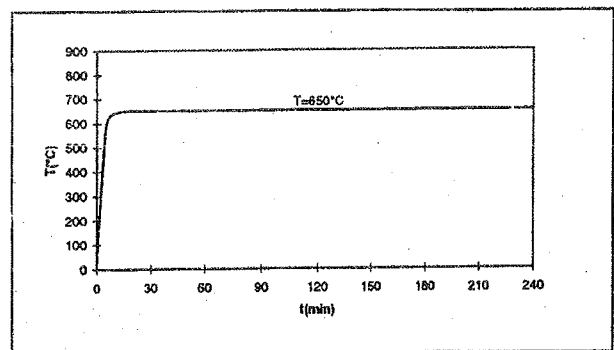


Fig. 5 - Curva tempo-temperatura corrispondente all'incendio reale

3. SUGGERIMENTI TRATTI DAGLI ESEMPI CONSIDERATI

La bassa conducibilità termica del calcestruzzo, circa 30 volte minore di quella del ferro e dell'acciaio, è alla base del favorevole comportamento delle strutture di cemento armato in caso di incendio. Occorre però garantire la realizzazione di getti compatti e di adeguati

spessori del copriferro per ritardare il riscaldamento delle armature. Inoltre devono essere valutati con attenzione gli effetti delle dilatazioni termiche impediti, specialmente quelli indotti dal riscaldamento di un impalcato nei pilastri ad esso immediatamente sottostanti e sovrastanti: per mitigare questi effetti giova studiare con attenzione il numero e l'ampiezza dei giunti.

Per avere una guida nella fase di predimensionamento dei singoli componenti portanti che costituiscono il sistema nel suo complesso, conviene tenere presente le indicazioni sugli spessori minimi delle sezioni e dei copriferri fornite dalle norme quando espongono i "metodi tabellari". Particolarmente dettagliati sono i prospetti allegati al paragrafo 4.2 dell'Eurocodice 2, Parte 1-2.

Per quanto riguarda l'adozione di rivestimenti protettivi è necessario che sia accertata la loro capacità coesiva per tutto il campo delle temperature e delle deformazioni previste. Nell'Eurocodice prima citato l'argomento è considerato nel paragrafo 5. Una volta impostato in maniera corretta il predimensionamento, il successivo procedimento di calcolo, o con un metodo semplificato o con i metodi generali, consente di confermare o di perfezionare le scelte iniziali.

Per quanto riguarda gli interventi di riparazione di opere danneggiate dall'incendio, la loro tipologia e la loro estensione si basano entrambe sulle conoscenze acquisite nel corso delle indagini in situ. Tali indagini comprendono prove non distruttive - in particolare il metodo combinato sclerometro-ultrasuoni - che vanno affidate a personale specializzato. Resta comunque delicata la fase interpretativa, nella quale si associano i valori delle resistenze rispettivamente agli indici sclerometrici ed alle velocità di propagazione delle onde elastiche: ciò perché vengono utilizzate le correlazioni sperimentali determinate su calcestruzzi non esposti preliminarmente alle alte temperature da incendio. Per questo motivo conviene eseguire prove di confronto, operando sia sui calcestruzzi ammalorati dall'incendio, sia sui calcestruzzi facenti parte della stessa costruzione e situati nelle zone meno danneggiate. Nel caso dei pilastri, se il danneggiamento è limitato alle zone superficiali, si procede alla rimozione di dette zone ed alla loro sostituzione con malte speciali, a ritiro compensato. Nel caso delle travi, a causa degli spessori spesso esigui delle anime, può essere necessario utilizzare le stesse malte per aumentarne lo spessore, ovvero si può esaminare la possibilità di rinforzare l'anima con due piastre applicate ai lati e bullonate attraverso la stessa anima. L'intervento si conclude con una serie di prove non distruttive per accertare la uniformità e la buona riuscita dell'operazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] James M. L.; Keith Green J., *Fire damage repair of departmental store, Lincoln, England*, Colloquio Inter-Associazioni AIPC-FIP-CEB-RILEM-IASS Comportement en service des ouvrages en beton, Liegi, Tome III, pp. 1011-1018, 1978.
- [2] O'Halloran J. F., *Fire-damaged prestressed composite roof slab assessed and repaired, Cork, 1971*, Colloquio Inter-Associazioni AIPC-FIP-CEB-RILEM-IASS Comportement en service des ouvrages en beton, Liegi, Tome I, pp. 289-317, 1978.
- [3] C.E.B. - Bulletin n° 208, *Fire design of concrete structures*, luglio 1991.
- [4] Eurocodice 1 - *Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni sulle strutture esposte all'incendio, ENV 1991--1-2*, marzo 1996.
- [5] Eurocodice 2 - *Design of concrete structures - Parte 1-2: General Rules - Structural fire design*, ENV 1993-1-2

