

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO SISMICO

Presidenti di sessione: prof. ing. Cesare FOTI

Relatore generale: prof. ing. Claudio CECCOLI

ADEGUAMENTO DI TELAI TAMPONATI CON CONTROVENTI DISSIPATIVI

Tommaso Albanesi¹, Camillo Nuti², Fabrizio Paolacci³

¹ Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Progettazione, Riabilitazione e Controllo delle Strutture, Università G. D'Annunzio di Chieti, Pescara, Italia.

² Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre, Roma, Italia.

³ Dottore di Ricerca, Responsabile Tecnico del Laboratorio di Sperimentazione, Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre, Roma, Italia.

SOMMARIO

Il presente lavoro tratta della protezione sismica di telai in cemento armato. In particolare si propone l'uso del controventamento dissipativo per la protezione sismica di telai tamponati. A scopo esemplificativo vengono analizzati telai a quattro piani progettati secondo la normativa italiana in zona non sismica e dunque per soli carichi verticali. Viene effettuato uno studio numerico-sperimentale del loro comportamento con il duplice obiettivo di proteggere la struttura nei confronti del collasso (SLU) e nei confronti del danno non strutturale (SLD).

SUMMARY

The present paper deals with the seismic protection of reinforced concrete frames. In particular the use of the dissipative bracing technique for the seismic protection of masonry-infilled frames is proposed. As an example, four-floors frames, designed according to the non-seismic Italian code and thus only for vertical loads, are analysed. A numerical-experimental study on their behaviour is carried out with the two-fold objective to protect the structure against the collapse (SLU) and the non-structural damage (SLD).

1. INTRODUZIONE

Le tecniche di controllo passivo per la protezione sismica delle strutture sono da tempo oggetto di studi teorico-sperimentali mirati ad una loro possibile applicazione in campo civile e industriale [1].

Tuttavia, mentre l'isolamento alla base può considerarsi una tecnica di protezione sismica ormai ampiamente consolidata, la cui recente introduzione nella normativa sismica italiana ne è una riprova tangibile, il controventamento dissipativo necessita ancora di approfondimenti. In particolare, sul lato pratico occorre acquisire maggiori informazioni sui possibili effetti che i controventi dissipativi hanno nei riguardi di strutture in c.a., soprattutto in presenza di tamponature che ne alterano sensibilmente il comportamento sismico.

Un esteso studio teorico-applicativo sull'argomento si trova ad esempio in un rapporto edito dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, nel quale alcuni degli autori affrontarono, tra le altre questioni, il progetto di controventi dissipativi per la protezione sismica di edifici tamponati costruiti nella città di Catania intorno alla metà degli anni 70 e dunque progettati per soli carichi verticali [2]. In quella occasione emersero tutte le problematiche tipiche di un tale intervento, anche se furono considerate solo alcune di esse, prima tra tutte la protezione della struttura nei confronti dello stato limite ultimo.

Nel presente lavoro si è voluto approfondire l'argomento adottando però come approccio quello che viene spesso suggerito dalle attuali proposte di normativa: il performance based design [3].

Quest'ultimo, al contrario dell'approccio tradizionale basato sul confronto delle azioni sismiche con la resistenza offerta dall'edificio, prende in considerazione diversi livelli di danneggiamento legati ad altrettanti livelli di spostamento che coinvolgono ovviamente anche gli elementi non strutturali.

In tale ottica sono stati considerati due possibili obiettivi di controllo: la protezione sismica nei riguardi del danno non strutturale e del collasso strutturale. Nel primo caso l'obiettivo è quello di utilizzare i controventi dissipativi al fine di imporre un livello di sicurezza al più uguale a quello per il quale si danneggiano le tamponature (SLD). Nel secondo caso l'obiettivo è quello di proteggere l'intera struttura nei confronti del collasso (SLU).

A scopo esemplificativo sono stati considerati telai tamponati a quattro piani in cemento armato, appartenenti ad un edificio ospedaliero progettato per resistere ai soli carichi verticali. Per la loro protezione sismica si è deciso di utilizzare controventi dissipativi con dispositivi ad E. Tale tipologia, già ampiamente testata in passato [4], presenta alcuni importanti vantaggi: i dissipatori possono essere realizzati utilizzando l'acciaio normalmente disponibile in commercio; il loro comportamento ciclico risulta essere stabile per un numero elevato di cicli; la quantità di energia dissipabile ed il conseguente smorzamento risultano sufficienti per un'efficace azione di controllo della risposta strutturale; i dissipatori elastoplastici vengono inseriti in strutture di controventamento tradizionali. Nell'esempio proposto essi vengono dimensionati, con riferimento ai due stati limite considerati, utilizzando un metodo già proposto in letteratura [5]. Quest'ultimo si basa su considerazioni di natura energetica ed

utilizza spettri di progetto per sistemi ad un grado di libertà, utili per la determinazione della risposta massima del sistema ed il dimensionamento degli smorzatori.

Per la valutazione della risposta sismica del telaio è stato utilizzato il metodo statico non lineare (pushover) che la recente ordinanza in tema di protezione sismica delle strutture contempla tra i vari metodi di analisi della risposta [6]. La curva di risposta così ricavata è stata successivamente utilizzata per il progetto delle caratteristiche meccaniche dei dissipatori.

Infine la verifica degli stati limite imposti è stata effettuata utilizzando il metodo statico lineare proposto dalle linee guida americane ATC40 [7] ed implementato nel codice di calcolo SAP2000 [8]. Le indicazioni sullo stato limite ultimo e di danno adottati nel presente lavoro sono quelle previste dal recente documento di studio del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici in tema di normativa sismica [9].

2. CARATTERISTICHE DEI TELAI

2.1 Geometria e caratteristiche dei materiali

I telai considerati nel presente lavoro, la cui geometria è schematicamente rappresentata in Figura 1, sono telai in cemento armato di altezza pari a 11.85 m e larghezza pari a 25.00 m, con interpiano e campate costanti pari rispettivamente a 2.85 m e 5.00 m. La tamponatura è distribuita come indicato in Figura 1 con presenza al piano terra di zone alternativamente tamponate e tamponatura uniformemente distribuita sui rimanenti piani.

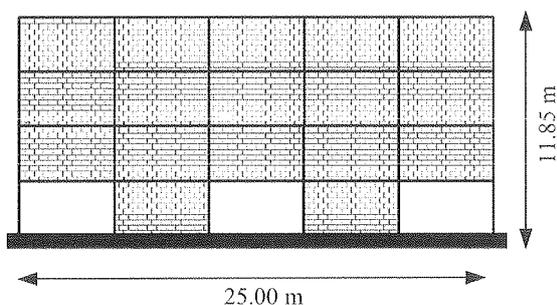


Figura 1 - Geometria dei telai tamponati

Gli elementi della maglia strutturale sono a sezione costante con dimensioni pari a $20 \times 40 \text{ cm}^2$ per i pilastri e $20 \times 50 \text{ cm}^2$ per le travi.

Il carico verticale totale che grava su ogni piano del telaio è circa 379 kN che per semplicità di analisi è stato concentrato in ogni nodo proporzionalmente alla lunghezza di competenza di ogni pilastro.

Nell'ambito delle attività sperimentali previste per il biennio 2003-2004 da uno dei progetti interuniversitari cofinanziati dal Ministero per l'Istruzione e la Ricerca Scientifica, la maglia centrale presente al piano terra del telaio di Figura 1 è stata riprodotta in scala 1:2 e verrà a breve sottoposta a prove statiche cicliche presso il Laboratorio di Sperimentazione su Materiali e Strutture dell'Università di Roma Tre (Figura 2). È parso dunque logico determinare, mediante prove sperimentali, le caratteristiche dei materiali da utilizzare per la costruzione dei modelli per le successive analisi numeriche. In particolare per l'acciaio sono state effettuate prove di trazione (Tabella 1), mentre per il cls, non

essendo al momento disponibili campioni di materiale per prove di compressione diretta, sono state eseguite prove ad ultrasuoni tipo Sonreb.

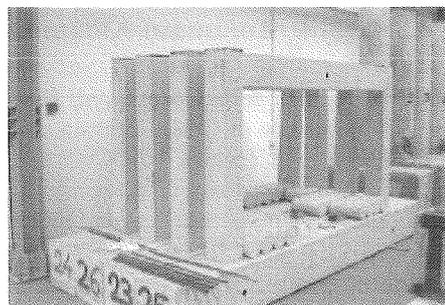


Figura 2 - Modelli in scala del telaio

Tabella 1 - Valori medi delle caratteristiche dell'acciaio

Ø barra (mm)	Tensione snervamento (MPa)	Tensione Rottura (MPa)	Deformazione Snervamento (%)	Deformazione Ultima (%)
6	500	561	0.31	8.20
8	447	547	0.26	7.80
10	485	570	0.22	8.00

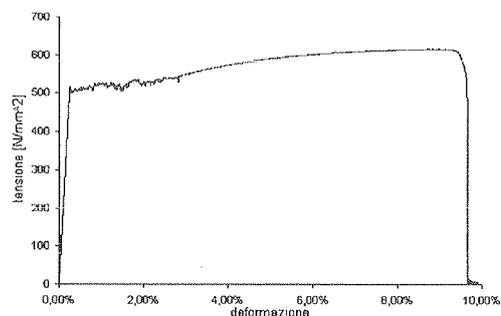


Figura 3 - Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

Nella Tabella 2 sono riportati i risultati delle prove ad ultrasuoni da cui si evince una resistenza media $R_c=36.4 \text{ MPa}$ valutata sulla base della seguente espressione:

$$R_c = 7.695 \times 10^{-11} V^{2.6} S^{1.4} \quad (1)$$

dove V ed S sono rispettivamente la velocità media di propagazione del suono nel calcestruzzo e l'indice medio di rimbalzo dello sclerometro rilevati durante le prove.

Tabella 2 - Risultati prove Sonreb

V (m/sec)	S
4178	41.166

I precedenti dati sono stati successivamente utilizzati per la modellazione del comportamento flessionale degli elementi strutturali. In particolare tramite il codice di calcolo Cyrus si sono determinati i diagrammi momento curvatura delle travi ed i diagrammi di interazione M-N allo snervamento dei pilastri nei piani principali di flessione. Il programma consente

un'analisi a fibre della sezione. Il legame costitutivo del calcestruzzo, non confinato e confinato, è quello di Kent-Park [10] con inclusione degli effetti del degrado in rigidità.

Il legame dell'acciaio segue il modello di Menegotto-Pinto con regole di invecchiamento e di instabilità post-elastica proposte da Monti e Nuti [11] e migliorate da Albanesi et al. [12] per aumentarne l'efficienza numerica.

Ad oggi non sono ancora disponibili dati sperimentali sulle tamponature che verranno utilizzate per i test sui telai in scala di Figura 2 per cui si è deciso di fare riferimento a caratteristiche meccaniche di letteratura. In particolare sono stati utilizzati i risultati di una vasta campagna di prove pseudodinamiche eseguite su provini con geometria identica al modello in scala di Figura 2 [14]. In quella occasione la tamponatura era costituita da due muri dello spessore di 8 cm ciascuno, con interposta una camera d'aria di 4 cm; i muri sono stati realizzati con tradizionali mattoni di laterizio con percentuale di foratura del 65% circa.

È noto che la tamponatura, inserita all'interno di un portale di cemento armato, interagisce con questo attraverso un meccanismo riconducibile ad una biella diagonale resistente a sola compressione. L'idea è stata allora quella di ricavare, se pur in maniera approssimata, una curva che descrivesse il comportamento assiale della biella compressa, utilizzando le curve inviluppo dei cicli forza-spostamento ottenute dalle prove pseudodinamiche. Tali curve, proiettate lungo la linea diagonale dei telai di Figura 2, hanno permesso di ricavare il comportamento non lineare della tamponatura, semplicemente come differenza della risposta del telaio con e senza tamponatura. Il risultato è mostrato in Figura 4.

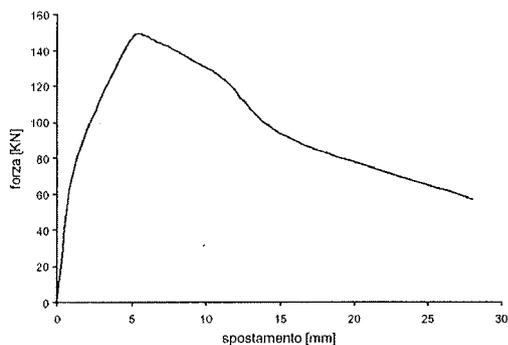


Figura 4 - Comportamento a compressione della tamponatura

2.2 Analisi del comportamento non-lineare

La risposta sismica di un edificio, come suggerito anche dalle attuali normative italiane e dalle diverse proposte di normativa internazionali, può essere, sotto opportune ipotesi di regolarità, determinata utilizzando il metodo statico non-lineare noto anche come analisi pushover. Questa consiste nell'applicare alla struttura, in modo statico incrementale, un sistema di forze di piano con profilo prestabilito proporzionale al suo modo di vibrare ed alla distribuzione delle masse.

Nel caso specifico del telaio di Figura 1 è stata utilizzata una distribuzione proporzionale al suo primo modo di vibrare.

Nella Tabella 3 sono riportati i valori dei primi due periodi di vibrare del telaio nella configurazione con e senza tamponature, mentre la Figura 5 illustra, per il solo periodo fondamentale, le relative forme modali.

Nel caso di telaio nudo la forma modale è sostanzialmente

lineare, mentre nel caso con tamponature il modo diventa sensibilmente non lineare con evidente formazione di un meccanismo di tipo soft-story al primo piano.

Tabella 3 - Periodi di vibrazione del telaio

Configurazione	Modo di Vibrare	Periodo (s)	Massa eccitata (%)
Telaio senza tamponature	1	0.644	99.9
Telaio con tamponature	2	0.210	0.1
Telaio con tamponature	1	0.308	99.9
Telaio con tamponature	2	0.100	0.1

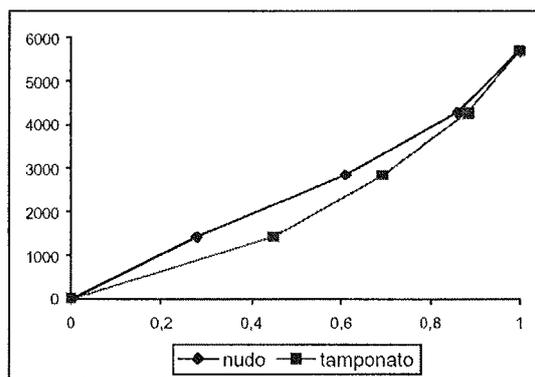


Figura 5 - Forme del primo modo di vibrare

Il risultato dell'analisi pushover in termini di curva taglio alla base-spostamento in sommità è riportato in Figura 6 per i due casi di telaio con e senza tamponatura.

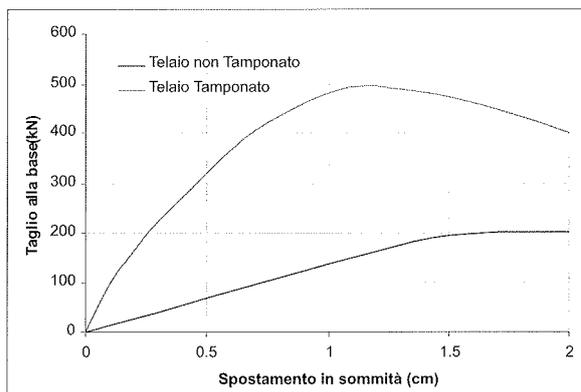


Figura 6 - Curve di pushover del telaio

Il telaio tamponato mostra una resistenza di picco di circa 500 kN, pari a 2.5 volte la resistenza massima del telaio non tamponato; ciò evidenzia il sostanziale contributo alla resistenza del telaio fornito dalla tamponatura. Inoltre è ben evidente, a parità di spostamento massimo in sommità, il differente comportamento post-elastico. Nel telaio tamponato la progressiva degradazione della tamponatura si traduce in un comportamento globale di tipo softening mentre il telaio non tamponato è quasi del tutto privo di risorse post-elastiche.

Agli aspetti positivi che accompagnano la presenza della tamponatura si affiancano alcuni aspetti negativi. In

particolare, essendo la struttura tamponata sensibilmente più rigida, il taglio alla base risulta più elevato con la conseguente necessità di fondazioni con dimensioni maggiori. Altro aspetto negativo dovuto alla tamponatura è l'incremento dell'azione tipo "tira e spingi" sui pilastri, che risulta all'incirca pari al 50% rispetto al caso non tamponato.

Con l'analisi di pushover è possibile valutare la formazione e l'evoluzione delle cerniere plastiche negli elementi strutturali e determinare il meccanismo di rottura associato alla risposta sismica. Figura 7 e Figura 8 mostrano per il telaio non tamponato (TN) e tamponato (TT) la distribuzione delle cerniere plastiche in corrispondenza dello spostamento massimo.

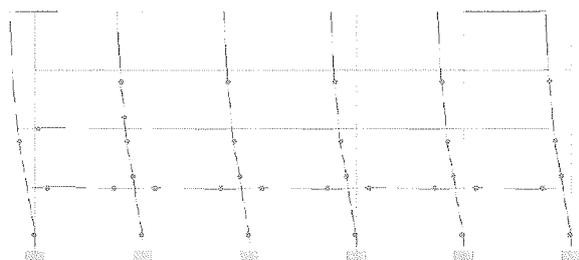


Figura 7 - Distribuzione delle cerniere plastiche (TN)

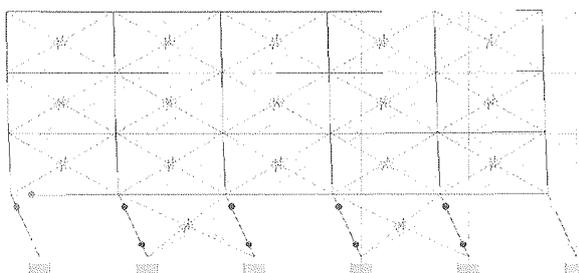


Figura 8 - Distribuzione delle cerniere plastiche (TT)

Nel caso di telaio nudo le cerniere sono distribuite in maniera ben diffusa ad eccezione dell'ultimo piano, mentre la presenza della tamponatura provoca la plasticizzazione dei soli pilastri del primo livello con formazione di un meccanismo di rottura di tipo soft-story.

Nell'ottica del già citato criterio del performance-based design occorre, a questo punto, valutare il performance point per stabilire se sia necessario o meno effettuare un intervento di rinforzo per i due stati limite considerati. A tal fine è stata adottata la procedura suggerita dall'ATC40 ed implementata nel codice di calcolo SAP2000. Questa individua il performance point, in maniera iterativa, come punto di intersezione, nel dominio spettrale, della curva di capacità e di uno spettro di progetto opportunamente ridotto per includere il comportamento non lineare della struttura. Albanesi et al. [13] hanno recentemente proposto una procedura alternativa che permette di eliminare tali tediose iterazioni.

Al performance point sono associati, oltre che il taglio alla base e lo spostamento massimi, anche il periodo e lo smorzamento effettivi della struttura che possono essere riguardati come le caratteristiche dinamiche di un oscillatore lineare equivalente al telaio per il livello di spostamento raggiunto.

A scopo esemplificativo lo spettro di progetto prescelto è quello suggerito dalla proposta di normativa del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [9] per una struttura di tipo ospedaliero, ubicata in una zona sismica di seconda categoria su terreno di tipo C.

In Tabella 4 sono riportati i risultati della elaborazione nel caso di stato limite di danno.

Tabella 4 - Performance point per il caso SLD

Taglio alla base (kN)	472
Spostamento in sommità (cm)	1.4
Periodo effettivo (s)	0.231
Smorzamento effettivo (%)	27.2

Il drift di interpiano è pari allo 0.7% al primo livello, mentre negli altri livelli si mantiene al di sotto dello 0.15%.

La proposta di normativa del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici stabilisce che nel caso di stato limite di danno (SLD) di strutture con elementi non strutturali aderenti alla struttura, come è il caso delle tamponature, il drift di interpiano può essere al massimo pari allo 0.5% dell'altezza di interpiano. Nel caso in esame tale limite viene palesemente superato per cui occorre adeguare la struttura.

Nel caso di stato limite ultimo occorre invece stabilire se il collasso avvenga o meno per il valore dell'accelerazione massima imposta e se l'edificio possieda almeno il fattore di struttura minimo. Applicando la procedura prima utilizzata per lo SLD si evince che non esiste alcun punto di intersezione tra spettro di domanda e curva di capacità. Il telaio necessita quindi di un intervento di adeguamento anche allo SLU.

Il sistema di adeguamento prescelto per entrambi gli stati limite è quello del controventamento dissipativo, il cui progetto viene discusso in dettaglio nel seguito.

3. IL PROGETTO DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI

In questo paragrafo vengono illustrate in dettaglio le diverse fasi della metodologia di progetto di controventi dissipativi elastoplastici, utilizzando i criteri suggeriti in [5]. I passi progettuali da seguire, analizzati in dettaglio nei prossimi paragrafi, sono quattro:

1. valutazione delle caratteristiche del sistema dinamico equivalente;
2. determinazione delle caratteristiche meccaniche globali del sistema di controllo per mezzo di spettri di progetto a danno imposto;
3. scelta della disposizione ottimale in elevazione dei controventi dissipativi;
4. dimensionamento dei controventi dissipativi.

3.1 Valutazione delle caratteristiche del sistema dinamico equivalente

Il progetto delle caratteristiche dei controventi dissipativi prevede l'utilizzo delle caratteristiche dinamiche di un sistema ad un grado di libertà equivalente. Una maniera semplice ed efficace per determinare tali caratteristiche è quello di schematizzare la curva di pushover del telaio reale [15] tramite una bilineare equivalente secondo il criterio di equivalenza energetica che prevede l'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve. Il risultato di tale operazione, con riferimento al caso trattato, è illustrato in Figura 9.

Si osservi che nel caso specifico del telaio di Figura 1, poiché il meccanismo di rottura è di tipo soft-story (Figura 8), l'approssimazione del sistema ad un oscillatore ad un grado di libertà appare ancora più ragionevole.

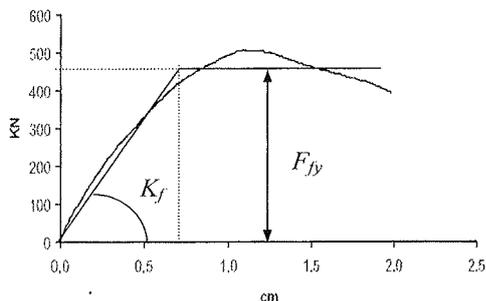


Figura 9 - Il modello elastoplastico equivalente

3.2 Determinazione delle caratteristiche meccaniche globali del sistema di controllo per mezzo di spettri di progetto a danno imposto

Note le caratteristiche globali e di piano dell'edificio è possibile determinare rigidezza e resistenza globale dei controventi dissipativi. L'idea è quella di riferirsi ad un oscillatore ad un grado di libertà dinamicamente equivalente al telaio controventato, ipotizzando un comportamento elastoplastico perfetto per telaio e controvento. In definitiva la legge costitutiva dell'oscillatore equivalente è una trilatera i cui parametri caratteristici sono i seguenti (Figura 9):

- T_f : periodo elastico del telaio non adeguato;
- $\eta_f = F_{fj} / m \ddot{x}_{G \max}$: resistenza globale del telaio non adeguato adimensionalizzata rispetto al prodotto della massa per l'accelerazione massima prevista;
- $\lambda = K_b / K_f$: rapporto fra la rigidità globale dei controventi dissipativi e la rigidità globale dell'edificio;
- $\beta = \delta_{by} / \delta_{fy}$: rapporto fra lo spostamento allo snervamento dei controventi e lo spostamento allo snervamento del telaio espresso dal rapporto fra la resistenza F_{fj} e la rigidità K_f .

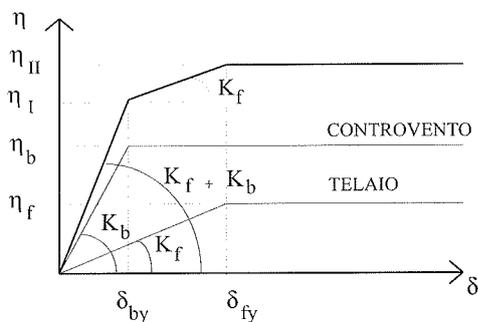


Figura 10 - Legge costitutiva del modello equivalente

Il parametro λ può variare in un campo di valori positivi, limitato superiormente dai valori oltre i quali potrebbe rendersi difficile la realizzabilità del controvento elastico di supporto. Il parametro β è invece compreso fra 0 ed 1 in quanto il controvento deve essere tarato in maniera da plasticizzarsi e dissipare energia prima che la struttura cominci

a danneggiarsi.

Numerose analisi dinamiche ad accelerogramma impresso alla base, condotte sul sistema di Figura 10, hanno permesso di concludere che il parametro β può essere predeterminato in funzione del livello di danno considerato accettabile per il telaio, identificato con la duttilità cinematica $\mu_f = \delta_{max} / \delta_{fy}$. La relazione seguente mette in evidenza tale legame:

$$\beta_{ott} = \mu_f / k \quad k \cong 8 \div 10 \quad (2)$$

Il criterio di minimizzazione di un indice di prestazione del sistema di controllo, espresso come rapporto tra l'energia dissipata dagli smorzatori e l'energia di input del terremoto, ha permesso la costruzione di spettri di progetto come quello indicato in Figura 11 [5]. In funzione del periodo e della duttilità cinematica imposta alla struttura non controventata, essi forniscono il valore della forza globale del sistema con controventi dissipativi, normalizzata all'accelerazione massima di progetto e alla massa totale della struttura (η_{II}).

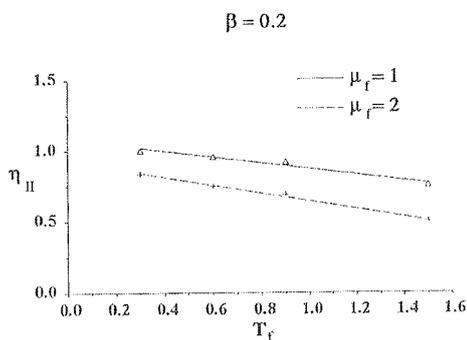


Figura 11 - Spettri di progetto dei controventi per SLD e SLD

Dal valore di η_{II} si ricavano immediatamente rigidezza e resistenza globali da attribuire ai controventi dissipativi:

$$F_{by} = \eta_{II} \ddot{x}_{G \max} m - F_{fj} \quad (3)$$

$$K_b = K_f \frac{F_{by}}{F_{fj}} \frac{1}{\beta_{ott}} \quad (4)$$

Per lo stato limite di danno occorre imporre che il drift di interpiano sia al più uguale a quello dettato dalla normativa ossia lo 0.50% dell'altezza di piano, anche se in questo studio si è preferito adottare un valore più cautelativo, ossia 0.20% pari cioè a 5 mm. Quindi (vedi Figura 9) in corrispondenza di tale valore la risposta del telaio può considerarsi, con buona approssimazione, ancora elastica. In definitiva seguendo il criterio suggerito in [5] per il progetto dei controventi occorrerà riferirsi alla curva di progetto $\mu_f=1$ e $\beta=0.2$.

Per lo stato limite ultimo è necessario invece imporre una duttilità tale che il fattore di struttura globale q sia al massimo quello imposto dalla norma, senza per altro che sopraggiunga un meccanismo di rottura instabile.

Poiché la struttura considerata presenta una duttilità disponibile massima pari circa a 2 (vedi Figura 9), adottando un valore di $\beta=0.2$, si riesce ad ottenere una fattore di riduzione delle forze pari circa a 3, valore che rientra nel

limite imposto dalla normativa per le strutture a telaio. In tal senso l'obiettivo dell'adeguamento può ritenersi raggiunto.

Nella Tabella 5 sono riportati i parametri di progetto globali del sistema di controventi dissipativi per lo stato limite di danno e per lo stato limite ultimo.

Tabella 5 - Parametri di progetto dei controventi dissipativi

Stato limite	λ	β	η_b	η_{II}	K_b (kN/m)	F_b (kN)
SLD	1.54	0.2	0.21	0.68	108832	107
SLU	4.00	0.2	0.42	0.84	283615	445

3.3 Scelta della disposizione ottimale in elevazione dei controventi dissipativi

Una volta determinate le caratteristiche globali del sistema di controllo occorre stabilire quale sia la distribuzione più appropriata dei controventi dissipativi nel piano del telaio. In letteratura sono stati proposti differenti criteri per l'individuazione della distribuzione ottimale lungo l'altezza degli edifici, ma tutti con lo scopo ultimo di garantire l'equivalenza dinamica tra l'oscillatore con la legge costitutiva di Figura 10 e la struttura controventata [5], [16].

Nel caso del telaio analizzato il problema è in realtà estremamente semplificato in quanto il sistema reale oscilla con un meccanismo tipo soft-story e quindi risulta, come del resto già precedentemente osservato, immediatamente riconducibile ad un oscillatore elementare con massa pari alla massa dell'intero edificio e rigidezza pari a quella flessionale del primo piano.

Per tale ragione si è deciso di installare i controventi dissipativi solamente al primo piano come schematicamente indicato in Figura 12. La campata centrale non è stata controventata per consentire l'eventuale passaggio di persone o mezzi di trasporto.

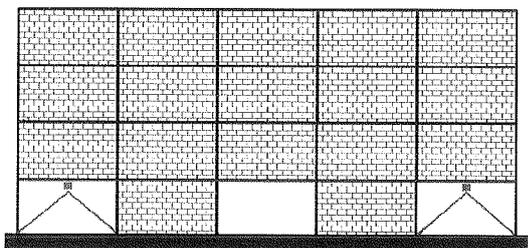


Figura 12 - Disposizione dei controventi nel piano del telaio

3.4 Dimensionamento dei controventi dissipativi

Come accennato nell'introduzione, tra le diverse tipologie di controventi dissipativi disponibili in letteratura, si è deciso di utilizzare la tipologia proposta e sperimentata a Roma [4]. Essa è costituita da controventi tradizionali d'acciaio disposti a K all'interno dei quali viene inserito un dissipatore di forma opportuna, realizzato con acciaio dolce. In questo caso si è optato per un dissipatore con forma ad E.

Per il dimensionamento di quest'ultimo sono state utilizzate delle semplici relazioni progettuali che sono alla base degli schemi statici usati per i controventi ed il dissipatore. Un esempio dell'assemblaggio controventi-dissipatore è illustrata in Figura 13 unitamente alle dimensioni caratteristiche del dissipatore.

Tabella 6 - Dimensioni del dissipatore ad E

Stato Limite	s (cm)	h (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	L (cm)	b (cm)
SLD	5.50	6.20	5.00	5.00	13.70	2.80
SLU	8.50	13.5	5.00	5.00	41.00	3.00

Le dimensioni dei dissipatori che meglio approssimano le rigidezze e le resistenze riportate in Tabella 5, sono indicate in Tabella 6, il significato dei cui simboli riportato in Figura 13.

La rispondenza tra le caratteristiche meccaniche di Tabella 5 e quelle dei dissipatori è stata verificata con l'impiego del codice SAP2000, discretizzando i dissipatori con elementi finiti piani.

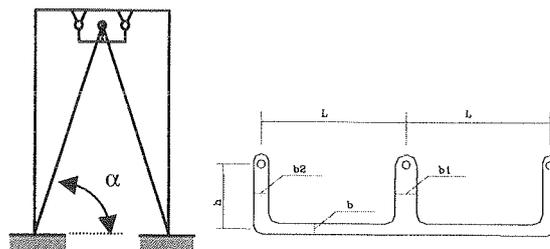


Figura 13 - La tipologia di controventi dissipativi ad E

4. LA RISPOSTA SISMICA DEL TELAIIO CON CONTROVENTI DISSIPATIVI

In questo paragrafo viene analizzata la risposta sismica del telaio con controventi dissipativi per entrambi gli stati limite considerati.

Come per il caso non controventato la risposta sismica del telaio viene determinata col metodo semplificato suggerito dalla proposta di normativa americana ATC40 che necessita la determinazione della curva di pushover della struttura.

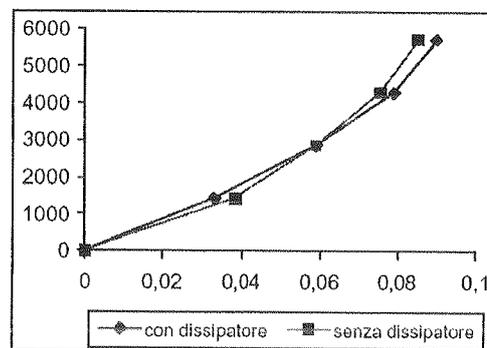


Figura 14 - Forma del primo modo di vibrare (SLD)

A tale scopo esaminiamo preventivamente la risposta alle oscillazioni libere del telaio. Come ovvio, il periodo della struttura controventata, pari in questo caso a 0.258 s, risulta minore del corrispondente periodo del caso non controventato, a causa dell'effetto irrigidente introdotto con dal sistema di controllo. Al contrario la forma del primo modo di vibrare non subisce alcuna importante variazione, anche se la maggiore rigidezza a piano terra diminuisce l'entità dello spostamento al primo piano e incrementa quello ai piani superiori (figura 14).

La curva di pushover per i due stati limite, determinata utilizzando ancora una volta una distribuzione di forze proporzionali al primo modo, è quella riportata nella Figura 15. A differenza del caso non controventato la forma della curva non presenta più il ramo softening. Ciò è evidentemente dovuto, nel caso dello SLD, al fatto che gli spostamenti risultano contenuti entro il limite oltre il quale la tamponatura comincia a degradare le sue caratteristiche, così come l'obiettivo del controllo imponeva. Nel caso dello SLU la rigidità post-elastica è comunque sufficiente a compensare la perdita di rigidità dovuta al danneggiamento della tamponatura.

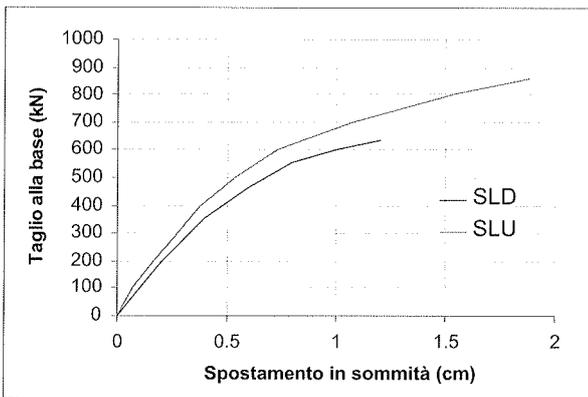


Figura 15 - Curva di pushover del telaio controventato (SLD)

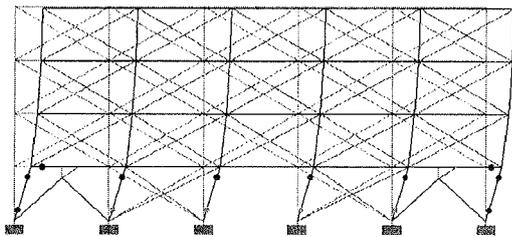


Figura 16 - Distribuzione delle cerniere plastiche con controventi dissipativi

Il meccanismo di rottura, comune ad entrambi gli stati limite, è ancora di tipo soft-story come illustrato in Figura 16 e come già precedentemente intuito osservando la forma del primo modo di vibrazione.

Il performance point associato al sistema con controventi dissipativi e relativo ai due stati limite considerati può essere valutato, come già effettuato in precedenza, con il metodo statico equivalente proposto dal documento ATC40.

Nel caso specifico occorre però aggiungere, ad ogni iterazione, una stima della componente di smorzamento associata al dissipatore che andrà aggiunta allo smorzamento strutturale di norma pari al 5%. All'iterazione i -esima, stimato lo spostamento massimo δ , si può calcolare lo smorzamento ξ_d associato al dissipatore con l'espressione proposta da Clough e Penzien [17]:

$$\xi_d = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_E} \quad (5)$$

dove E_d rappresenta l'energia dissipata dal dissipatore in un ciclo con ampiezza δ , mentre E_E è l'energia elastica immagazzinata nel dissipatore stesso.

La Tabella 7 riporta il performance point per lo stato limite di danno e per lo stato limite ultimo del sistema con controventi dissipativi.

Tabella 7 - Performance point per il telaio controventato

Stato Limite	Taglio alla base (kN)	Spostamento in sommità (mm)
SLD	480	6.10
SLU	720	12.00

L'effetto principale che l'utilizzo di controventi dissipativi comporta è il controllo dell'incremento di taglio alla base, con tutti i vantaggi che esso comporta rispetto a soluzioni tradizionali che intervengono con il solo incremento della rigidità globale (pareti di taglio, etc.). Osservando infatti la Tabella 7 si evince che nel caso dello SLD la resistenza massima richiesta alla struttura è rimasta praticamente invariata, con conseguente assenza di incremento di taglio in fondazione. Quest'ultimo dato risulta essere particolarmente significativo in quanto esclude la necessità di un intervento di adeguamento in fondazione, con evidente risparmio economico. Nel caso dello SLU l'incremento del taglio alla base, anche se presente, risulta comunque contenuto (50% circa), rendendo limitato l'eventuale intervento di rinforzo in fondazione.

È interessante osservare infine l'effetto del controllo sulle membrature del telaio. Ad esempio nei pilastri, con riferimento allo stato limite di danno, il taglio alla base decresce del 35% come si evince facilmente dalla Figura 9 utilizzando i dati sul performance point prima e dopo l'adeguamento. Per il caso dello SLU l'incremento di taglio viene assorbito completamente dai controventi dissipativi, sicché nei pilastri non grava alcuna richiesta di sovra-resistenza. In definitiva non sono necessari interventi volti al rinforzo delle membrature, se non localmente all'attacco dei controventi con pilastri e travi.

5. CONCLUSIONI

È stata indagata l'efficacia di controventi dissipativi elastoplastici per l'adeguamento sismico di telai in cemento armato tamponati.

Nell'ottica del performance-based design sono stati considerati due distinti obiettivi di controllo: la protezione sismica nei riguardi del danno non strutturale e del collasso. Nel primo caso l'obiettivo era quello di utilizzare i controventi dissipativi al fine di imporre un livello di sicurezza al più uguale a quello per il quale si danneggiano le tamponature (SLD). Nel secondo caso l'obiettivo era quello di proteggere l'intera struttura nei confronti del collasso (SLU). L'azione sismica considerata e i relativi limiti imposti per lo SLD e lo SLU sono quelli contenuti nella recente proposta di normativa sismica del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

A scopo esemplificativo sono stati considerati telai di quattro piani in cemento armato con tamponature. L'analisi pushover ad essi applicata ha messo in evidenza un meccanismo di collasso di tipo soft-story dovuto all'assenza delle tamponature in alcune delle specchiature del piano terra.

La ricerca del performance point, secondo quanto previsto dalla procedura semplificata contenuta nel documento ATC40, ha permesso di stabilire la necessità di adeguare sismicamente i telai per entrambi gli stati limite considerati.

Per la protezione sismica sono stati utilizzati controventi dissipativi a K con smorzatori elastoplastici ad E, tipologia ben nota in letteratura ed ampiamente testata presso l'Università di Roma la Sapienza. Nell'esempio considerato, il sistema di controllo passivo è stato progettato utilizzando un metodo proposto nel 1995 da Ciampi et al., che prevede l'uso di spettri di progetto a duttilità imposta per il dimensionamento dei controventi. Questi ultimi sono stati disposti solamente in due delle campate non tamponate del piano terra.

La risposta sismica del telaio adeguato è stata determinata utilizzando, come per il caso non adeguato, il metodo semplificato dell'ATC40. Ne risulta che l'azione dei controventi dissipativi è alquanto efficace sia per lo stato limite di danno che per quello di collasso. Nei confronti del danno i controventi riducono il drift entro i limiti previsti dalla norma; nel caso specifico è stato utilizzato il limite del 2% dell'altezza dei piani. Nei confronti delle azioni applicate allo stato limite ultimo i controventi riescono a contenere la risposta del telaio entro i limiti della sua capacità strutturale, evitando così il collasso; in più la duttilità globale risulta essere vicina a quella imposta dagli spettri di progetto.

Sono previste a breve una serie di prove sperimentali cofinanziate dal Ministero per l'Istruzione e la Ricerca Scientifica. In particolare verranno effettuate prove cicliche su portali in cemento armato tamponati sui quali verranno installati i controventi dissipativi precedentemente progettati. L'obiettivo è duplice: verificare i risultati ottenuti numericamente e affrontare i problemi costruttivi che inevitabilmente si presentano nell'installazione di un sistema di controventamento in strutture in cemento armato, e che se non risolti potrebbero inficiare l'efficacia del controllo.

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano l'Ing. D. Lavorato e l'Ing. A.V. Bergami per aver collaborato alle analisi numeriche e alle elaborazioni dei dati durante lo svolgimento della loro tesi di laurea.

BIBLIOGRAFIA

- [1] COSTANTINOU, M.C., SOONG, T.T., DARGUSH, G.F. – 1998, Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit, Monograph, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.
- [2] COSENZA, E. (a cura di) – 2000, Il comportamento sismico di edifici in c.a. progettati per carichi verticali, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 201.
- [3] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY – 2000, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA 374, November.
- [4] CIAMPI, V., ARCANGELI, M., FERLITO, R. – 1991, Dissipative bracings for seismic protection of buildings, Proc. of the Intern. Meeting on Earthquake Protection of Buildings, pp. 87/D-100D, Ancona, Italy.
- [5] CIAMPI, V., DE ANGELIS, M., PAOLACCI, F. – 1995, Design of yielding or friction based dissipative bracings for seismic protection of buildings, Engineering Structures, 17(5), 381-391.
- [6] PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, Ordinanza, Marzo.
- [7] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL – 1997, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Report n° ATC-40.
- [8] SAP2000 integrated software for structural analysis and design – 2002, Analysis reference manual, CSI Berkley, California USA, version 8.0 july.
- [9] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI – 2003 Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica, Documento di Studio, bozza, Novembre.
- [10] KENT DC, PARK R. – 1971, Flexural members with confined concrete, Journal of the Structural Division, ASCE, 97(ST7), 1969-90.
- [11] MONTI G., NUTI C. – 1992, Nonlinear cyclic behaviour of reinforcing bars including buckling, Journal of Structural Engineering, 118(12), 3268-3284.
- [12] ALBANESI, T., BIONDI, S., NUTI, C. – 2002. The influence of longitudinal reinforcement buckling in structural response, Proc. of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, Paper No 749, Oxford: Elsevier Science.
- [13] ALBANESI, T., NUTI, C., VANZI, I. – 2000. A simplified procedure to assess the seismic response of nonlinear structures, Earthquake Spectra, 16(4), 715-734.
- [14] BIONDI S., COLANGELO F., NUTI C. – 2000, La risposta sismica dei telai con tamponature murarie, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma, 179.
- [15] KRAWINKLER, H., SENEVIRATNA, G.D.P.K. – 1998, Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, Engineering Structures, 20, 452-464.
- [16] RUITZ, S., URREGO, O.E., SILVA, F.L. – 1995, Influence of spatial distribution of energy-dissipating bracing elements on the seismic response of multistorey frames, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 1511-1525.
- [17] CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. – 1975, Dynamics of Structures, McGraw Hill, London.

IL NON SINCRONISMO NELL'AZIONE SISMICA: DEFINIZIONE DELL'AZIONE ED EFFETTI SULLE COSTRUZIONI

Tommaso Albanesi¹, Camillo Nuti², Ivo Vanzi³

¹ Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Progettazione, Riabilitazione e Controllo delle Strutture, Università G. D'Annunzio di Chieti, Pescara, Italia.

² Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Strutture, Università di Roma Tre, Roma, Italia.

³ Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Progettazione, Riabilitazione e Controllo delle Strutture, Università G. D'Annunzio di Chieti, Pescara, Italia.

SOMMARIO

Si sono sviluppati semplici criteri progettuali per includere gli effetti della variabilità spaziale del moto del terreno nei codici. Si sono considerati gli spostamenti differenziali di punti del suolo e di strutture elastico-lineari staticamente determinate separati nello spazio. Il modello matematico è stato sviluppato sulla base della teoria della dinamica aleatoria. L'EC8 e la normativa della Protezione Civile Italiana sottostimano gli effetti del non sincronismo a causa di una inadeguata modellazione del fenomeno. Le risultanze del presente studio sono state fatte proprie dalla bozza di norma italiana per i ponti.

SUMMARY

Simple design criteria for inclusion of the effects of spatially varying ground motions in codes are developed. Differential ground displacements and differential structural displacements for points and statically determined linear elastic structures separated in space are dealt with. The mathematical model is set up using basic random vibration theory. EC8 and Italian Civil Protection underestimate non-synchronism effects due to an inadequate model of the phenomenon. The results of this study have been accepted by the Italian draft code for bridges.

1. INTRODUZIONE

Registrazioni simultanee di terremoti [1], [2] in punti differenti dello spazio indicano che le accelerazioni sismiche differiscono da un punto all'altro conservando un grado di similitudine che può essere quantificato in senso statistico. Questa osservazione sperimentale ha portato negli ultimi venti anni allo sviluppo di modelli accurati per descrivere il fenomeno: partendo dal classico lavoro di Luco e Wong [3] a metà degli anni 80, sono state proposte e calibrate sui dati sperimentali differenti descrizioni statistiche con vario grado di complessità ed accuratezza [1], [2], [4], [5].

Parallelamente allo studio del comportamento del terreno, sono state condotte indagini sistematiche sugli effetti della variabilità spaziale del terremoto sulle strutture. Varie sono state le applicazioni di dinamica aleatoria volte alla valutazione degli effetti di azioni sismiche variabili nello spazio sul comportamento di strutture lineari: un metodo rilevante per l'analisi con spettro di risposta è stato per esempio presentato da Der Kiureghian e Neuenhofer [6], [7]. Per strutture non lineari si è fatto solitamente ricorso ad analisi numeriche o a procedure di linearizzazione equivalente [8], [9]. Il risultato più importante di tali studi [10], [11], [12], dal punto di vista ingegneristico, è stato che, tranne in pochi casi, moti non sincroni in fondazione riducono le tensioni indotte dai terremoti sulla struttura rispetto al caso di azioni sincrone. Ci si può pertanto domandare: perché l'ingegnere strutturista

dovrebbe interessarsi agli effetti di terremoti variabili nello spazio?

Ci sono casi in cui il non sincronismo influenza negativamente il comportamento strutturale: i collassi di alcuni ponti durante il sisma di Loma Prieta sono imputati a questo effetto [10]. La caduta dell'impalcato è un modo di collasso frequente chiaramente connesso alla risposta differenziale che dovrebbe essere trattato con un maggiore margine di sicurezza (cioè una minore probabilità di superamento) rispetto ad altri poiché intrinsecamente fragile. I codici dovrebbero garantire ai progettisti una stima affidabile degli effetti del non sincronismo almeno sugli spostamenti differenziali del terreno e di strutture staticamente determinate senza richiedere una esplicita trattazione del problema, tuttavia le normative esistenti sono del tutto carenti su questo punto. Nel presente lavoro le statistiche sia dello spostamento relativo tra i punti del terreno che tra la sommità di oscillatori semplici su esso poggianti, è ricavato in via analitica. Allo stesso tempo si sono confrontati i risultati con la risposta simulata con realizzazioni del campo stocastico.

2. MODELLO E DEFINIZIONE DI TERREMOTI VARIABILI NELLO SPAZIO

Si è definito un modello per calcolare gli spostamenti differenziali di punti posti sul terreno ed in sommità di strutture elastico-lineari ad un grado di libertà dovuti a terremoti variabili nello spazio.

2.1 Rappresentazione del terremoto tramite spettro di potenza

Il moto, variabile da punto a punto, è descritto con la sua matrice densità di potenza spaziale, definita sulla diagonale principale dalle classiche densità di potenza del tipo Kanai-Tajimi-Clough-Penzien [16], [17], [19] G_{KT-CP} opportunamente modificate, $G_{modified-KT-CP}$, per riprodurre lo spettro di risposta in spostamento ai periodi alti [25] mentre i termini fuori diagonale sono ottenuti con la funzione di coerenza di Luco [3] ρ_{ij} e sono quindi, per ciascun termine, $G_{ij} = \rho_{ij}(G_{ii}G_{jj})^{1/2}$. Le espressioni sono riportate in appendice ed in [25].

2.2 Rappresentazione del terremoto e funzione di coerenza per terreni differenti

La generazione degli accelerogrammi è stata ottenuta seguendo la teoria sviluppata da Vanmarcke [5].

$$A_p(t) = \sum_k [B_{Pk} \cos(\omega_k t) + C_{Pk} \sin(\omega_k t)]$$

$$A_Q(t) = \sum_k [B_{Qk} \cos(\omega_k (t - \tau_{PQ})) + C_{Qk} \sin(\omega_k (t - \tau_{PQ}))] \quad (1)$$

$$\tau_{PQ} = \frac{X_{PQ}}{V} = X_{PQ} \left(\frac{\cos(\psi)}{v_{app}} \right); \rho_{PQk} = \exp \left(-\omega_k^2 X_{PQ}^2 \left(\frac{\alpha}{v} \right)^2 \right)$$

dove A è l'accelerazione nei punti P e Q all'istante t , k è un indice variabile tra 1 e il numero di frequenze ω_k considerate, B_{Pk} e C_{Pk} sono le ampiezze della k -esima funzione coseno e seno, X_{PQ} è la distanza da P a Q , v_{app} è la velocità dell'onda di superficie, ψ è l'angolo tra il vettore di propagazione dell'onda di superficie ed il vettore che va da P a Q , v è la velocità dell'onda di taglio, α è il parametro di incoerenza.

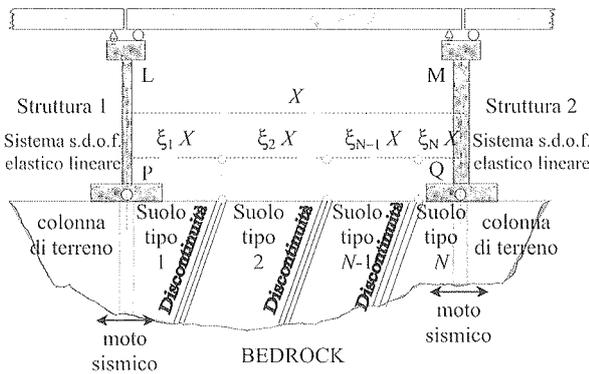


Figura 1 - Geometria con discontinuità del terreno

In presenza di discontinuità nel terreno, con riferimento alla geometria di Figura 1, si può dimostrare che [25]:

$$\rho_{PQ} = \prod_{h=1}^N \rho_h \quad (2)$$

$$\rho_h = \rho(\xi_h \cdot X_{PQ}) \cdot \rho(\sqrt{\xi_h} \cdot (1 - \xi_h) \cdot X_{PQ})$$

$$\frac{\alpha}{v} = \sqrt{\sum_{h=1}^N \left(\frac{\alpha_h}{v_h} \cdot \sqrt{\xi_h} \right)^2} \quad (3)$$

$$v_{app} = \sum_{h=1}^N \xi_h \cdot v_{app_h} \quad (4)$$

$$\sum_{h=1}^N \xi_h = 1$$

È pertanto possibile formulare in modo relativamente semplice il modello spaziale del moto tenendo conto di possibili eterogeneità nelle caratteristiche del terreno.

2.3 Statistiche della risposta differenziale tra due punti del terreno o tra due strutture

Si è determinata l'espressione dei frattili degli spostamenti differenziali massimi tra due punti (P , Q) posti sulla superficie del terreno o sulla sommità (L , M) di strutture elastico-lineari ad un grado di libertà:

$$Z_{s,p}^* = \sigma_{Z^*} \cdot r_{s,p} \quad (5)$$

dove σ_{Z^*} è la varianza del processo della risposta e $r_{s,p}$, detto fattore di picco, è stato definito da Vanmarcke [20] e dipende dal valore di probabilità di superamento p prescelto. Le espressioni ricavate in [25] sono riportate in appendice. La geometria del problema è riportata in Figura 1.

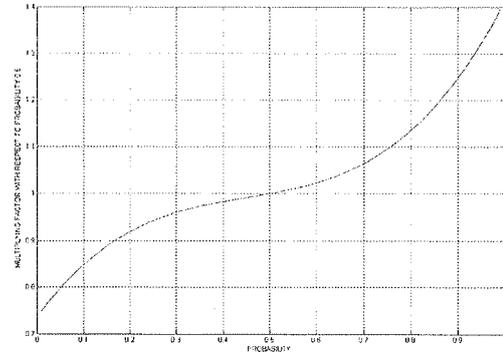


Figura 2 - Fattore di scala $f(p)$

La risposta differenziale con probabilità di eccedenza p si può ricavare moltiplicando il suo valore medio ($p=50\%$) per il fattore di probabilità $f(p)$ esprimibile con un polinomio di terzo grado della probabilità p , indipendente dal tipo di suolo e dai periodi strutturali (diagrammato in Figura 2 per $p=0.01 \div 0.99$).

$$Z_{s,p}^* = Z_{s,p=0.5}^* \cdot f(p) \quad (6)$$

$$f(p) = 2 \cdot p^3 - 2.7 \cdot p^2 + 1.38 \cdot p + 0.735$$

3. INDICAZIONI CODIFICATE PER SPOSTAMENTI DIFFERENZIALI

Per il problema degli spostamenti strutturali differenziali in presenza di non sincronismo, i codici consentono sia una analisi raffinata sia una semplificata. Nell'analisi semplificata, il non sincronismo viene trattato come due problemi separati: uno relativo solo agli spostamenti differenziali del terreno (per esempio tra i punti P e Q in Figura 1) e l'altro agli spostamenti strutturali differenziali considerando il moto del terreno sincrono (per esempio tra i punti L e M in assenza di

spostamento differenziale tra P e Q). I risultati delle due analisi sono sommati trascurandone la correlazione e conducendo a risultati che appaiono sicuri (si sommano i moduli di spostamenti correlati). Per un confronto tra i codici, si sono considerati:

- Il codice sismico europeo EC8 [14] in cui sono inclusi gli effetti del moto del terreno spazialmente variabile, recentemente raccomandati in Italia dalla Protezione Civile [18]. Nel seguito indicato come EC8/ICPC (EuroCode 8 / Italian Civil Protection Code).
- La bozza del codice italiano per i ponti [15]. Nel seguito indicato come DICB (Draft Italian Code for Bridges). Questa parte del codice è stata redatta seguendo sostanzialmente i risultati del presente studio.

Gli spostamenti differenziali del terreno si calcolano come:

$$\begin{aligned}
 \text{EC8/ICPC: } & \begin{cases} u_{PQ}^I = X_{PQ} pga \frac{T_C}{v_{app}} \left(\varepsilon \frac{1}{2 \cdot \pi} \right) \leq u_{PQ}^{I,MAX} \\ u_{PQ}^{I,MAX} \leq 0.025 pga \sqrt{(\varepsilon_P T_{PC} T_{PD})^2 + (\varepsilon_Q T_{QC} T_{QD})^2} \end{cases} \\
 \text{DICB: } & \begin{cases} u_{PQ}^II = pga \left[q_1 + q_2 \log(X) \right] \leq u_{PQ}^{II,MAX} \\ u_{PQ}^{II,MAX} \leq 1.25 \cdot 0.025 pga \sqrt{(\varepsilon_P T_{PC} T_{PD})^2 + (\varepsilon_Q T_{QC} T_{QD})^2} \end{cases}
 \end{aligned} \quad (7)$$

con X_{PQ} =distanza tra i punti P e Q , ε_P =coefficiente del terreno nel punto P , pga =picco di accelerazione al suolo, T_{PC} , T_{PD} =periodi che definiscono lo spettro di risposta in P , v_{app} =velocità della onda di superficie, q_1 , q_2 , q_3 =coefficienti dipendenti dai terreni in P e Q . I valori numerici delle quantità in eq. (7) sono definiti nel seguito.

Gli spostamenti differenziali dei due punti della struttura, u_{LM} , si ricavano da analisi con spettro di risposta assumendo moto sincrono. Quindi per due oscillatori semplici staticamente determinati si userà la regola di combinazione quadratica completa [24] CQC .

$$\begin{aligned}
 u_{LM} &= \sqrt{S_d(T_L)^2 + S_d(T_M)^2 + S_d(T_L) S_d(T_M) (\Omega_{LM}^{(CQC)} + \Omega_{ML}^{(CQC)})} \\
 \Omega_{LM}^{(CQC)} &= \frac{8\beta^2 (1 + r_{f_{LM}}) r_{f_{LM}}^{3/2}}{(1 - r_{f_{LM}}^2)^2 + 4\beta^2 (1 + r_{f_{LM}})^2 r_{f_{LM}}}; \quad r_{f_{LM}} = T_M / T_L
 \end{aligned} \quad (8)$$

Tabella 1 - Parametri dello spettro di risposta per EC8/ICPC e proprietà dei tipi di suolo per DICB (n.a.=non applicabile)

parametro / tipo di suolo	A	B	C	D	E
EC8/ICPC					
descrizione	roccia	ghiaia, sabbia, argilla	come B	come B	B, C o D su A
ε	1	1.25	1.25	1.35	1.25
T_C (s)	0.4	0.5	0.5	0.8	0.5
T_D (s)	2	2	2	2	2
v (ms ⁻¹)	>800	360-800	180-360	<180	100-360
v_{app} (ms ⁻¹)	3000	2000	2000	1500	1500
DICB					
descrizione	roccia	ghiaia, sabbia, argilla	B su A	n.a.	n.a.
v (ms ⁻¹)	360-800	180-360	100-180	n.a.	n.a.

Si noti che per modi ben spaziali CQC fornisce gli stessi risultati della più comune regola della radice quadrata della somma dei quadrati $SRSS$. Pertanto gli spostamenti differenziali totali prescritti dai codici sono:

$$\begin{aligned}
 \text{EC8/ICPC: } & U_{LM}^I = u_{PQ}^I + u_{LM} \\
 \text{DICB: } & U_{LM}^{II} = u_{PQ}^{II} + u_{LM}
 \end{aligned} \quad (9)$$

dove:

$$u_{LM} = \sqrt{S_{d1}^2 + S_{d2}^2} \quad (10)$$

Si noti che il DICB permette di calcolare u_{LM} esplicitamente anche con la regola $SRSS$ e che, in caso di collasso fragile, es. caduta dell'impalcato, raccomanda di moltiplicare il risultato finale, sia esso lo spostamento differenziale del terreno o della struttura, per un fattore di 1.25.

I parametri nelle eq. (7) e (9) sono mostrati in Tabella 1 per il codice EC8/ICPC ed in Tabella 2 per il DICB. Per il DICB si è aggiunta la descrizione del suolo al termine della Tabella 1. Per entrambi i codici si è fatto ovviamente riferimento allo stato limite ultimo.

I codici suddividono i terreni sostanzialmente in due tipi omogenei, roccioso e sciolto e terreni coesivi (ghiaia, sabbia, argilla) e li indicano rispettivamente come A e B , C , D in EC8 ed A e B nel codice in bozza. Il caso di terreno soffice su roccia viene indicato come E in EC8 e C nel codice in bozza. Quando sono presenti terreni differenti in P e Q , il EC8/ICPC impone di usare i valori più sfavorevoli dei parametri, mentre il DICB considera esplicitamente il caso attraverso i valori dei parametri q .

Le accelerazioni e gli spostamenti spettrali prescritti nei codici sono mostrati rispettivamente in Figura 3 e Figura 4. Gli spostamenti differenziali del terreno, in scala naturale e logaritmica, sono mostrati in Figura 5 e Figura 6. In Figura 4 si sono evidenziati i periodi T_E e T_F che individuano l'inizio e la fine del tratto decrescente degli spostamenti spettrali.

Da Figura 3 e Figura 4 si osserva che, se si considerano gli spettri di risposta, i terreni A e D di EC8/ICPC coincidono con i terreni A e C di DICB mentre i terreni B , C ed E di EC8/ICPC sono quasi coincidenti con il terreno B di DICB. Pertanto nelle analisi si sono considerati solo tre tipi di terreno: A , B e D come definiti in EC8/ICPC, che sono le situazioni più diverse riscontrate.

Tabella 2 – Parametri q_i per il DICB (“.” indica simmetria)

Suolo P/Q	A	B	C	A	B	C	A	B	C
Parametro	$100q_1$			10^5q_2			q_3		
A	0	0.7	3.3	17	1.4	17	2.5	3.9	2.9
B	.	0	2.0	.	14.3	29	.	2.9	2.9
C	.	.	0	.	.	266	.	.	1.1

Se si esaminano gli spostamenti differenziali, le similitudini tra i codici diventano meno chiare. Mentre per gli spostamenti differenziali massimi la differenza è solo il fattore 1.25 nell'ultima delle eq. (7), l'andamento è completamente differente. EC8/ DICB aumenta linearmente fino al massimo, il DICB cresce in modo parabolico. Inoltre, nel campo delle distanze in cui ricadono la maggior parte delle strutture civili, tra 5 e 100 m, da pilastri di edifici a pile di ponti lunghi, le differenze sono molto grandi: per esempio, ad una distanza di 20 m, le formule di EC8/ICPC danno 2 mm o meno mentre il DICB stima spostamenti differenziali da 2 mm a circa 40 mm, in funzione dell'accoppiamento dei terreni. Differenze così grandi, che sono ovviamente cruciali nelle applicazioni ingegneristiche, devono essere accuratamente investigate.

La conclusione dell'indagine è che il EC8/ICPC è sempre non conservativo con forti sottostime nell'intervallo 5-100 m.

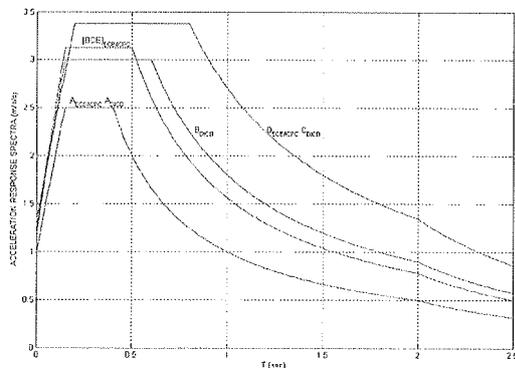


Figure 3 - Spettri di risposta in accelerazione forniti dai codici

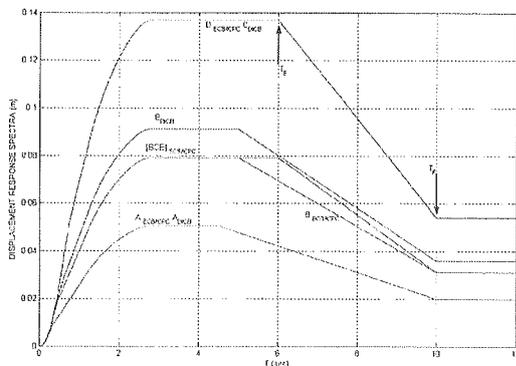


Figure 4 - Spettri di risposta in spostamento forniti dai codici

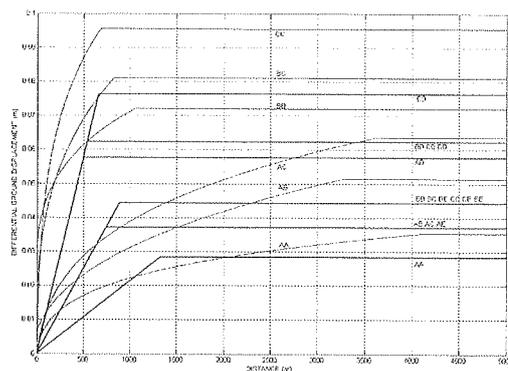


Figure 5 - Spostamenti differenziali del terreno prescritti dai codici. Linee più spesse indicano EC8/ICPC

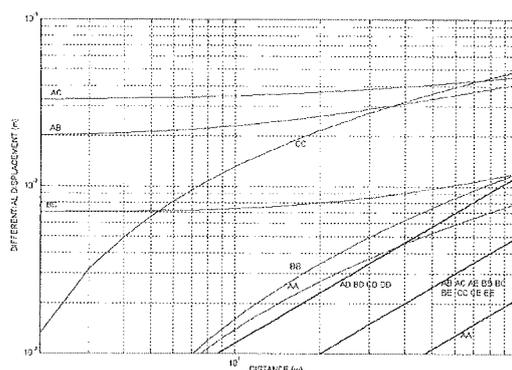


Figure 6 - Spostamenti differenziali del terreno prescritti dai codici. Linee più spesse indicano EC8/ICPC

4. ESEMPIO NUMERICO

L'oggetto dell'esempio numerico è il viadotto "Lenze - Penze di Valle" (Figure 7) già studiato in [21] e [22]. È un viadotto autostradale in cemento armato, costruito nel 1966, sito sulla autostrada italiana A16 Napoli-Canosa. Il ponte è costituito da otto pile e due spalle, con altezza complessiva variabile tra 18 e 27 m. Lo schema strutturale è staticamente determinato poiché gli impalcati in cemento armato precompresso, con massa pari a 20 tm^{-1} , sono semplicemente appoggiati. Le due pile estreme sono semplici colonne aventi la stessa altezza (18 m) e sezione trasversale (rettangolare cava $3.0 \times 2.5 \times 0.4 \text{ m}^3$); le restanti pile sono a telaio con le stesse sezioni trasversali. Le pile in calcestruzzo hanno resistenza $f_{ck}=30 \text{ MPa}$, con barre in acciaio classificate in Italia come Feb38k ($f_{yk}=380 \text{ MPa}$) per un totale di 150 cm^2 .

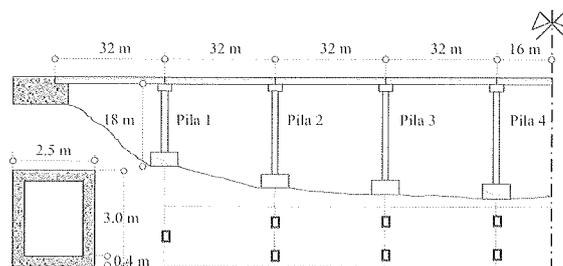


Figure 7 - Schema strutturale viadotto *Lenze Penze di Valle*

L'intensità del terremoto con periodo di ritorno 500 anni è pari a 9.4 IMM [22], corrispondente a circa 0.4 g [23]. Si assume che il viadotto sia in suolo tipo *D*. Gli spostamenti differenziali del terreno, nella direzione longitudinale del ponte, per EC8/ICPC e DICB sono rispettivamente pari a:

$$u_{PQ}^I = X_{PQ} \cdot pga \cdot \frac{T_c}{v_{app}} \cdot \left(\varepsilon \cdot \frac{1}{2 \cdot \pi} \right) = 14 \cdot mm \quad \text{EC8/ICPC} \quad (11)$$

$$u_{PQ}^{II} = pga \cdot \left[q_1 + q_2 \cdot \log(X)^{q_3} \right] = 112 \cdot mm \quad \text{DICB}$$

Tabella 3 – Parametri $q_1, q_2, q_3, z_{PQ}^{max}$ in eq. (11) per calcolare $z_{w0,5}$

Parametri	$q_1 \cdot 100$			$q_2 \cdot 10^5$			q_3			$z_{max} \cdot 100$		
	A	B	D	A	B	D	A	B	D	A	B	D
A	0.00	0.70	3.30	16.97	1.36	17.05	2.52	3.87	2.80	2.90	3.40	5.60
B	.	0.00	2.00	.	14.28	28.91	.	2.90	2.81	.	3.90	5.50
D	.	.	0.00	.	.	265.54	.	.	1.91	.	.	6.90

Tabella 4 – Periodi, spostamenti spettrali (S_d), differenziali *CQC* tra sommità delle pile (u_{LM}) e differenziali totali (z_{LM})

Pila #	1	2	3	4	5	6	7	8
Periodo (sec)	0.38	0.53	0.61	0.61	0.61	0.55	0.41	0.38
S_d (mm)	51	96	128	128	128	103	53	51
u_{LM} (mm)		109	160	256	256	165	116	74
z_{LM} (mm) EC8/ICPC		123	174	270	270	179	130	88
z_{LM} (mm) DICB		221	272	369	369	277	228	185
$1.25z_{LM}$ (mm) DICB		276	340	461	461	346	285	231

Per calcolare gli spostamenti differenziali si sono usate le prescrizioni dei codici di eq. (7). I coefficienti q_i sono pari a quelli di Tabella 3. I periodi naturali, gli spostamenti differenziali con moto sincrono e combinazione modale *CQC* e gli spostamenti differenziali totali sono mostrati in

Tabella 4.

Dalla eq. (11) si nota che la differenza negli spostamenti differenziali del terreno è quasi di un ordine di grandezza ed è pari a circa 100 mm. Questa differenza si conserva in

Tabella 4, dove sono mostrati gli spostamenti differenziali tra sommità delle pile. L'ultima riga di

Tabella 4 mostra lo spostamento differenziale con probabilità 10% di superamento in 500 anni, ed è il valore con cui si dovrebbero verificare gli appoggi del ponte.

Le pile 3, 4 e 5 sono uguali, sia dal punto di vista del materiale che della geometria. Se si confida sulla omogeneità del suolo sotto queste, il che è improbabile dato che il viadotto di trova in una valle, lo spostamento differenziale tra la pile 3 e 4 e tra la pila 4 e 5 si calcolerebbe come:

$$z_{PQ}D = 112 \text{ mm} \cdot D \leq 74 \text{ mm}$$

$$u_{LM}D = 256 \text{ mm} \cdot D \leq 169 \text{ mm}$$

$$z_{LM} = (z_{PQ} + u_{LM})D \leq 243 \text{ mm} \quad (12)$$

$$D \leq D_m + D_e \leq 1.5D_m = 1.5 \left[q_4 + q_5 \log(X)^{q_6} \right] =$$

$$= 1.5 \left[70.65 \cdot 10^{-3} \log(32)^{1.46} \right] = 0.66 \text{ mm}$$

In questo caso la correlazione tra i moti ridurrebbe lo spostamento differenziale di un minimo di $1.00 - 0.66 = 34\%$.

5. CONCLUSIONI

Sulla base della teoria della dinamica aleatoria si è sviluppato un modello teorico per calcolare gli spostamenti differenziali di punti del terreno e di punti in sommità di oscillatori semplici elastico-lineari in presenza di azioni sismiche non sincrone. Il modello è stato particolareggiato per l'input sismico specificato nell'EC8 [14], nel codice italiano redatto dalla Protezione Civile [18] e nella bozza di norma italiana per i ponti [15]. Si è trattato esplicitamente il caso di terreni contigui differenti, ricavando per la funzione di coerenza che governa il problema la stessa espressione del caso di terreno omogeneo. Le valutazioni degli spostamenti relativi fornite dai codici, ad eccezione di quello italiano sui ponti che è stato sviluppato seguendo sostanzialmente i risultati di questo studio, appaiono inaffidabili sia da un punto di vista qualitativo che quantitativo.

Si sono ricavate le espressioni in forma chiusa degli spostamenti relativi tra strutture staticamente determinate, ottenendo una formulazione unitaria per la distribuzione statistica dello spostamento relativo tra le sommità di due strutture, tra la sommità di una e la base dell'altra e tra le basi delle due. La risposta è data dal prodotto della deviazione standard del processo della quantità in esame per un fattore di picco di risposta che è funzione della probabilità di superamento. In genere si considera il valore medio (50% di probabilità di superamento) ma si propone anche una semplice relazione per passare dal valore medio a frattili superiori.

Un ulteriore risultato è che lo spettro di potenza di Kanai-Tajimi-Clough Penzien deve essere modificato per essere compatibile con gli spettri di risposta in spostamento forniti dai codici agli periodi alti.

Si è studiato ampiamente l'effetto della variabilità spaziale del moto sismico per differenti tipi di suolo e di parametri di

incoerenza ed i risultati confrontati con l'EC8, che coincide con il codice italiano della Protezione Civile, e con la bozza di codice italiano sui ponti. Se ne traggono le seguenti osservazioni.

- Gli spostamenti differenziali del terreno tendono regolarmente ad un valore asintotico, ottenuto a distanze tra 600 (accoppiamento di terreni *D-D*) e 4000 m (accoppiamento di terreni *A-A*) a seconda del tipo di terreno. Questi valori sono conservativi e tengono conto delle più sfavorevoli combinazioni di proprietà del terreno.
- Quando il terreno è omogeneo, lo spostamento differenziale a distanza zero è nullo; in presenza di due terreni differenti contigui, lo spostamento differenziale a distanza zero ha un valore finito non trascurabile.
- La variazione dello spostamento differenziale con la distanza può essere accuratamente approssimato con una funzione logaritmica.
- La velocità dell'onda di superficie è molto meno influente della velocità dell'onda di taglio e, in vista di necessarie semplificazioni del codice, possono essere trascurate entrambe.
- Il parametro di incoerenza è, insieme con la distanza, la variabile più influente. La sua valutazione per ogni tipo di terreno appare, dal nostro punto di vista, difficile e discutibile e richiede ulteriore indagini. Per tenere conto di questo problema si ritiene ragionevole mettersi dal lato della sicurezza come è stato fatto nella bozza del codice italiano sui ponti.
- Gli spostamenti differenziali massimi del terreno a grandi distanze possono ricavarsi incrementando del 25% l'espressione data nell'EC8.
- Lo spostamento differenziale totale della struttura si può valutare sommando lo spostamento differenziale del terreno con quello strutturale che si ricava con la regola *SRSS* nell'ipotesi di moto sincrono (più semplice della *CQC*). Questo risultato deve essere poi corretto con un coefficiente che considera la correlazione tra i moti e che può essere assunto, a vantaggio di sicurezza, pari a 1.00.
- Quanto detto vale con riferimento al valore medio degli spostamenti differenziali sia del terreno che delle strutture. Per calcolarli con probabilità di eccedenza variabile è sufficiente moltiplicare il valore medio per il fattore di probabilità $f(p)$ che può esprimersi con una semplice espressione polinomiale indipendente dal tipo di suolo e dai periodi strutturali. Se $f(p)=1.25$ si ricavano gli spostamenti con probabilità di eccedenza pari a 10%.
- L'EC8 e il codice della Protezione Civile Italiana sono del tutto inadeguati in particolare nel campo delle distanze entro cui si trova la maggior parte delle strutture civili, cioè ad di sotto di 100 m. Nell'applicazione mostrata, con una distanza tra le pile di 32 m, gli spostamenti differenziali del terreno stimati con l'EC8 e con il codice della Protezione Civile Italiana sono pari a 14 mm a fronte del valore di 112 mm stimato dal modello qui illustrato, adottato nella bozza di norma italiana per i ponti.

Si osserva infine che la variabilità spaziale del terremoto è un problema significativo per i modi di collasso governati dagli spostamenti differenziali anche per strutture di minore importanza come piccoli ponti o nei capannoni industriali. Poiché nella maggior parte dei casi la sua inclusione nella fase progettuale aggiunge costi extra modesti o irrilevanti, si

ribadisce l'importanza di un rapido aggiornamento del codice su questo argomento.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] ABRAHAMSON, N.A., SCHNEIDER, J.F., STEPP, J.C. - 1991, Empirical spatial coherency functions for application to soil-structure interaction analyses, *Earthquake Spectra*, 7(1), 1-27.
- [2] OLIVEIRA, C.S., HAO, H., PENZIEN, J. - 1991, Ground motion modeling for multiple-input structural analysis, *Structural Safety*, 10(1-3), 79-93.
- [3] LUCO, J.E., WONG, H.L. - 1986, Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 14(6), 891-908.
- [4] SANTA-CRUZ, S., HEREDIA-ZAVONI, E., HARICHANDRAN, R.S. - 2000, Low-frequency behavior of coherency for strong ground motions in Mexico City and Japan, 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, Paper No. 0076.
- [5] VANMARCKE, E.H., FENTON, G.A. - 1991, Conditioned simulation of local fields of earthquake ground motion, *Structural Safety*, 10(1-3), 247-264.
- [6] DER KIUREGHIAN, A., NEUENHOFER, A. - 1992, Response spectrum method for multi-support seismic excitations, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(8), 713-740.
- [7] DER KIUREGHIAN, A., NEUENHOFER, A. - 1991, A response spectrum method for multiple-support seismic excitations, UCB/EERC-91/08, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 66.
- [8] MONTI, G., NUTI, C., PINTO, P.E., VANZI, I. - 1994, Effects of non Synchronous Seismic Input on the Inelastic Response of Bridges, II international workshop on seismic design of bridges, Queenstown, New Zealand.
- [9] MONTI, G., NUTI, C., PINTO, P.E. - 1996, Nonlinear response of bridges under multisupport excitation, *Journal of Structural Engineering*, 122(10), 1147-1159.
- [10] HAO, H. - 1998, A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(1), 91-103.
- [11] HARICHANDRAN, R.S., HAWWARI, A., SWEIDAN, B.N. - 1996, Response of long-span bridges to spatially varying ground motion, *Journal of Structural Engineering*, 122(5), 476-484.
- [12] SEXTOS, A.G., PITILAKIS K.D., KAPPOS A.J. - 2003, Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools. Part 2: Parametric study, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(4), 607-652.
- [13] HOUSNER, G. et al. - 1990, Competing against time, (Ed. C.C. Thiel jr.), Report to Governor G. Deukmejian from the Governor's Board of Inquiry on the 1989 Loma Prieta earthquake, Dep. Of

- General Services, State of California, North Highlands, Ca.
- [14] COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION, CEN - 2002, Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance, Draft n. 2, doc cen/tc250/sc8/n320, May.
- [15] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI - 2003, Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche, versione bozza di Ottobre.
- [16] KANAI, K. - 1957, Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground, University of Tokio Bulletin of Earthquake Research Institute, 35, 309-325.
- [17] TAJIMI, H. - 1960, A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, II, 781-797.
- [18] PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, Ordinanza, Marzo.
- [19] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J. - 1975, Dynamics of structures, McGraw-Hill, Inc., New York, 634.
- [20] VANMARCKE, E.H., FENTON, G.A., HEREDIA-ZAVONI, E. - 1999, SIMQKE-II, conditioned earthquake ground motion simulator: user's manual, version 2.1, Princeton University, Princeton, N.J., 25.
- [21] DONFERRI, M., GIANNINI, R., NUTI, C., PINTO, P.E. - 1998, Analysis of seismic risk on the bridges of Autostrade network, Autostrade, 2, 7-15.
- [22] NUTI, C., VANZI, I. - 2003, To retrofit or not to retrofit, Engineering structures, 25 (6), Elsevier, UK, 701-711.
- [23] DECANINI, L.D., GAVARINI, C., MOLLAIOLI, F. - 1994, Algunas consideraciones sobre la correlaciones entre intensidad macrosimica y parametros del movimiento del suelo, IX international seminar on earthquake prognostics, San José, Costa Rica.
- [24] WILSON, E.L.; DER KIUREGHIAN, A.; BAYO, E. - 1981, A replacement for the SRSS method in seismic analysis, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 9, 187-192.
- [25] NUTI, C., VANZI, I. - (inviato per accettazione), How does the earthquake spatial variability influence the differential displacements of soil and statically determined structures? Part 1: model and codes provisions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- [26] NUTI, C., VANZI, I. - (inviato per accettazione), How does the earthquake spatial variability influence the differential displacements of soil and statically determined structures? Part 2: analyses and results, Earthquake Engineering and Structural Dynamics.

7. APPENDICE: FORMULE PER CALCOLARE IL CAMPO STOCASTICO DEL TERREMOTO ASINCRONO E GLI SPOSTAMENTI DIFFERENZIALI

Si riportano alcune relazioni richiamate nel testo.

7.1 Power spectrum representation of the earthquake

$$G_{\text{modified-KT-CP}} = G_{\text{KT-CP}} \lambda_0$$

$$G_{\text{KT-CP}} = G_0 \frac{\omega_f^4 + 4\beta_f^2 \omega_f^4 \omega^2}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\beta_f^2 \omega_f^4 \omega^2} \cdot \frac{\omega^4}{(\omega_k^2 - \omega^2)^2 + 4\beta_k^2 \omega_k^4 \omega^2}$$

$$G_0 = \frac{p g a^2}{g_1 \log(s) + g_2} \quad (13)$$

$$\lambda_0 = 0.5 + \frac{1}{\pi} \operatorname{atan} \left[\chi \frac{2\omega - \omega_E - \omega_F}{\omega_E - \omega_F} \right]$$

dove G_0 , ω_f , ω_k , β_f , β_k , ω_E , ω_F , χ sono i parametri dello spettro di potenza modificato di Kanai-Tajimi-Clough-Penzien.

7.2 Statistics of the differential response between two points on the soil or two structures

$$Z_{s,p}^* = \sigma_{z^*} \cdot r_{s,p}$$

$$\sigma_{z^*}^2 = \Delta \omega \sum_k \left[\sigma_{pK}^2 + \sigma_{qK}^2 - \sigma_{pQK} \right]$$

$$\sigma_{pK}^2 = N_{pK}^2 G_{ppK}$$

$$\sigma_{qK}^2 = N_{qK}^2 G_{qqK} \quad (14)$$

$$\sigma_{pQK} = 2\sigma_{pK} \sigma_{qK} \rho_{pQK} \cos(\gamma_{pK} - \gamma_{qK} - \omega_k \tau_{pQ})$$

$$N_p = -\frac{1}{\omega^2} \sqrt{\frac{m_2 F_{2p}^2 + F_{3p}^2}{F_{1p}^2 + F_{2p}^2}}; \gamma_p = \operatorname{atan} \left[\frac{m_2 F_{2p}}{F_{3p}} \right] - \operatorname{atan} \left[\frac{F_{2p}}{F_{1p}} \right]$$

$$F_{1p} = \omega_p^2 - \omega^2; F_{2p} = 2\beta_p \omega_p \omega; F_{3p} = m_1 \omega_p^2 + m_2 F_{1p}$$

$$N_q = -\frac{1}{\omega^2} \sqrt{\frac{n_2 F_{2q}^2 + F_{3q}^2}{F_{1q}^2 + F_{2q}^2}}; \gamma_q = \operatorname{atan} \left[\frac{n_2 F_{2q}}{F_{3q}} \right] - \operatorname{atan} \left[\frac{F_{2q}}{F_{1q}} \right]$$

$$F_{1q} = \omega_q^2 - \omega^2; F_{2q} = 2\beta_q \omega_q \omega; F_{3q} = n_1 \omega_q^2 + n_2 F_{1q}$$

dove ω_p , ω_q e β_p , β_q sono rispettivamente le frequenze e gli smorzamenti delle due strutture.

COLONNE IN C.A. RINFORZATE CON FRP CON DIVERSO LIVELLO DI CONFINAMENTO

Giuseppe Campione¹, Piero Colajanni², Lidia La Mendola¹, Nino Spinella²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Palermo.

² Dipartimento di Costruzioni e Tecnologie Avanzate, Università di Messina.

SOMMARIO

Si valuta l'incremento di duttilità di sezioni pressoinflesse in c.a., debolmente armate, dovuto al confinamento offerto dalla fasciatura realizzata con fibre di rinforzo. In particolare, con riferimento ad elementi con sezione circolare, si conduce un confronto delle prestazioni ottenute modellando il comportamento in compressione del calcestruzzo con due diversi modelli costitutivi presenti in letteratura. Entrambi i modelli consentono di rappresentare anche il caso in cui si manifesti un comportamento con softening. Si effettua inoltre un confronto con le recenti prescrizioni normative sulle tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici; i risultati ottenuti dalle analisi parametriche evidenziano l'opportunità di definire dei campi di validità delle prescrizioni, all'esterno dei quali queste possono risultare non conservative.

SUMMARY

The increase in the flexural ductility of lightly reinforced concrete short columns subjected to bending moment and axial force and externally wrapped with fiber reinforced polymers is evaluated. In particular, referring to a circular cross-section, a comparison between the performances obtained modelling the stress-strain curve in compression of the confined concrete by using two different analytical models, recently presented in the literature, is made. Both models are able to describe also the softening branch. A comparison with the recent recommendations given by the Italian code for design, analysis and retrofitting of concrete members in seismic zone is made. Results obtained by parametric analysis highlight the opportunity of defining the effectiveness in the application ranges of proposed formulae by Italian code for the evaluation of the ductility increase.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito dell'adeguamento sismico, trova sempre maggiore interesse l'uso di materiali compositi per il rinforzo e il conferimento di migliori prestazioni agli elementi strutturali, fino a diventare argomento di studio di numerosi ricercatori, sia in campo sperimentale che nel campo della modellazione [1-10]. Nella sperimentazione, in relazione al notevole incremento di resistenza fornito dalle fasciature e alla limitata capacità portante delle presse utilizzate, vengono usualmente impiegati provini cilindrici di piccolo diametro. In questo caso, la minima quantità di tessuto di confinamento, determinata dallo spessore dello strato del tessuto prodotto dalle industrie e reperibile in commercio, è sufficiente a garantire l'assenza di comportamento softening. Nelle reali applicazioni progettuali, la perdita di rendimento del tessuto al crescere del numero di strati rende antieconomico, se non inutile in taluni casi, l'incremento del numero degli strati al di sopra di una data soglia (tipicamente cinque o dieci strati per le fibre di carbonio). Ne consegue che per elementi strutturali di grande dimensione, come le pile da ponte, il confinamento non sempre consente di eliminare il comportamento softening. Il comparire di rami softening può inoltre frequentemente verificarsi anche in elementi resistenti più

comuni, come le colonne degli edifici, se le fibre impiegate per il confinamento presentano modesta rigidità e resistenza, come le fibre di vetro o aramidiche.

Nel presente lavoro, facendo riferimento alla situazione per cui si è in presenza di calcestruzzo di scarse prestazioni, condizione che si riscontra nell'ambito del consolidamento, si sono confrontate le modellazioni del legame uniassiale tensioni-deformazioni fornite da due tra i più accreditati modelli proposti in letteratura [11,12]. Tali legami, entrambi in grado di riprodurre un comportamento caratterizzato da softening, conducono, a parità di caratteristiche del provino confinato, a differenti andamenti e, confrontati con i dati sperimentali reperibili in letteratura, interpretano talvolta l'uno meglio dell'altro l'effettivo comportamento. Utilizzando entrambi i legami si è studiato il comportamento in pressoflessione di colonne circolari in c.a. confinate con fibre. In particolare si è valutato l'incremento di duttilità, che risulta notevolmente influenzato dalla scelta della deformazione per la quale si verifica la crisi della fibra che, come si riscontra sperimentalmente deve essere assunta minore di quella ultima fornita dalla ditta produttrice. Si è inoltre verificata la validità delle recenti prescrizioni normative sull'adeguamento sismico, individuando il campo di valori in cui queste risultano conservative.

2. LEGAMI COSTITUTIVI PER IL CLS CONFINATO

I legami costitutivi per l'interpretazione del comportamento in compressione del calcestruzzo nelle colonne in c.a. cerchiato con tessuto, per i quali un'ampia panoramica è fornita in [13], possono suddividersi in due categorie: modelli empirico-sperimentali e modelli meccanico-analitici. I primi sono ottenuti attraverso interpolazione di dati sperimentali con funzioni matematiche opportunamente scelte e i parametri sono definiti attraverso regressioni numeriche, i secondi attraverso formulazioni analitiche che interpretano il comportamento di modelli meccanici.

Una differente suddivisione può essere fatta in base alla versatilità del modello nell'interpretare il comportamento costitutivo con diverse caratteristiche. In particolare, molti dei modelli presenti in letteratura, tarati o formulati sulla base dell'interpretazione di risultati di prove sperimentali condotte su provini a scala ridotta, non sono capaci di cogliere la presenza di comportamenti softening nella fase di incipiente rottura. A questa prima classe appartengono, per esempio, due fra i modelli più noti in letteratura, uno di natura empirico-sperimentale [14] e l'altro meccanico-analitico [15]. Una seconda classe è invece formata da modelli per i quali la variazione dei valori numerici da assegnare ai parametri che li caratterizzano consente di modellare con un'unica formulazione sia legami hardening in tutto il campo delle deformazioni precedenti la crisi, che comportamenti con decadimento della resistenza dopo il raggiungimento del valore di picco, consentendo di modellare anche l'eventuale ripresa di rigidità per elevati valori della deformazione assiale e trasversale [11,12]. Tuttavia, spesso anche questi legami vengono validati sulla base dei risultati delle prove sperimentali che, come già detto, molto raramente si riferiscono a provini che esibiscono un comportamento caratterizzato da softening. Ne consegue che, per le condizioni di forte confinamento, per le quali è disponibile un'ampia casistica di prove sperimentali, i diversi legami proposti da vari autori forniscono risposte fra loro simili, in grado di riprodurre con accuratezza i dati sperimentali. Nelle condizioni di basso livello di confinamento, i legami forniscono curve tensione-deformazione e valori delle deformazioni ultime a rottura significativamente differenti.

L'individuazione delle condizioni per le quali si verifica la crisi dei provini confinati col tessuto sottoposti a prove di compressione assiale è certamente uno degli aspetti che ha maggiormente attratto l'attenzione dei ricercatori. Le innumerevoli prove sperimentali condotte su provini cilindrici in c.a. fasciati con fibre hanno mostrato che nella quasi totalità dei casi la crisi avviene per improvviso cedimento del tessuto della fasciatura. Tale condizione si raggiunge per valori della deformazione longitudinale della fibra $\epsilon_{f,cr}$ notevolmente più piccoli del valore ϵ_{fu} misurato sperimentalmente sottoponendo la fibra a prove di trazione diretta. Tale comportamento è stato più volte motivato [5,16] dalla presenza, nella fibra di fasciatura del provino, di stati di tensione e deformazione pluriassiali. Inoltre è opportuno osservare che la deformazione della fibra nella maggior parte delle prove sperimentali su elementi in c.a. presenti in letteratura non è rilevata per via diretta, ma assunta coincidente con la deformazione trasversale del provino

misurata sperimentalmente, sulla base di semplici equazioni di compatibilità fra le deformazioni radiali della sezione trasversale e quelle longitudinali della fibra di confinamento. Tale fenomeno è recepito dal documento tecnico CNR-DT 106/98 [17], in cui la deformazione massima alla crisi della fibra della fasciatura $\epsilon_{f,cr}$ è cautelativamente assunta pari allo 0.5%, e dalle indicazioni fornite dal CEB-FIP [18], che consigliano di assumere una deformazione ultima $\epsilon_{f,cr}$ pari allo 85% di ϵ_{fu} . Un'estesa analisi dei risultati delle prove sperimentali presenti in letteratura, qui non presentata per brevità, porta a ritenere che tale assunzione non sia sufficientemente cautelativa, avendo riscontrato in molti casi gruppi di prove per le quali i valori medi delle deformazioni di rottura $\epsilon_{f,cr}$ sono non superiori al 50% di quelli nominali ϵ_{fu} [11,16,19,20].

Nel presente lavoro vengono inizialmente confrontati i risultati forniti dal legame proposto da Spoelstra e Monti [11] (modello SM), fra i più accreditati e peraltro consigliato dalle norme CEB-FIP [18] e quelli forniti dal legame proposto recentemente da Albanesi et al. [12] (modello ANV), che risulta di semplice applicazione poiché fornisce un'espressione analitica in forma chiusa.

I legami vengono utilizzati al fine di operare un confronto tra i risultati forniti assumendo che la rottura per effetto della crisi della fasciatura sia individuata, in un primo caso dal raggiungimento della deformazione ultima ϵ_{fu} della fibra, in un secondo dal 50% ϵ_{fu} , intendendo così definire il campo dei risultati che si possono ottenere con assunzioni di valori ultimi intermedi.

In Fig. 1, con riferimento ai risultati sperimentali forniti in letteratura, in termini di curve tensione f_c -deformazione assiale ϵ , relativi a tre provini con differente livello di confinamento, è presentato un confronto tra i due modelli qui considerati, SM e ANV. I tre provini, per i quali i valori dei parametri geometrici e meccanici caratteristici sono riportati in Tabella 1, vengono identificati con le seguenti sigle: SH3 per il provino i cui risultati sperimentali sono forniti da Shahawy et al. [20]; FR per un provino sottoposto a test di compressione da Fam e Rizkalla [19], ed infine con MSS1 per un provino i cui risultati sperimentali sono dovuti a Mirmiran et al. [16]. In Fig. 1 ed in tutte le figure seguenti dove non diversamente specificato, la parte delle curve a tratto continuo (—) si riferisce a valori di tensioni e deformazioni assiali a cui corrisponde una deformazione della fibra inferiore al 50% di ϵ_{fu} , mentre la parte in tratteggio (----) prosegue fino al raggiungimento di deformazioni della fibra pari a ϵ_{fu} .

Nella Tabella 1 sono riportate le caratteristiche di ogni provino. In particolare si è indicato con D il diametro, con t, E_f e σ_{fu} rispettivamente lo spessore, il modulo di elasticità e la tensione di trazione a rottura del tipo di fibra impiegato per la fasciatura, con f_{c0} la resistenza cilindrica del calcestruzzo non confinato, con

$$\rho_f = \frac{4t}{D} \quad (1)$$

il rapporto tra il volume di fibra e quello del nucleo di calcestruzzo confinato, con

$$\xi = \frac{E_{sec,0}}{E_f} \quad (2)$$

il rapporto tra il modulo di elasticità secante del calcestruzzo non confinato e quello della fibra, ed infine con

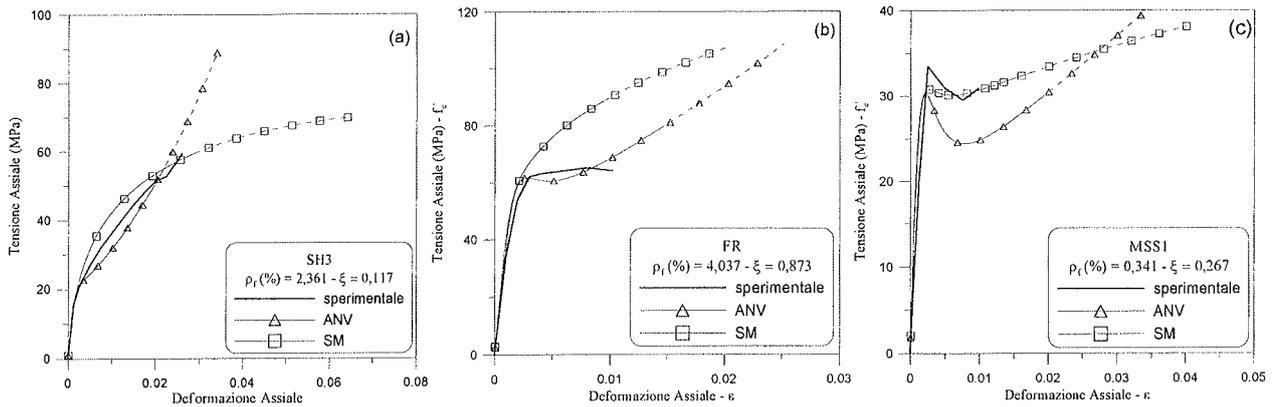


Fig. 1 Legami tensione-deformazione: confronto fra dati sperimentali e i modelli analitici di Albanesi et al. [12] (ANV) e Spoelstra e Monti [11] (SM).

Sigla	D (mm)	f'_{c0} (MPa)	Tipo di fibra	t (mm)	σ_{fu} (MPa)	E_f (MPa)	ρ_f (%)	ξ	γ
SH3	152.5	19.40	CFRP	0.900	2275	82700	2.361	0.117	20.18
FR	219	58.30	GFRP	2.210	548	33400	4.037	0.873	4.62
MSS1	152.5	29.80	GFRP	0.130	1800	55850	0.341	0.267	1.28

Tabella 1 Parametri geometrici e meccanici caratteristici dei provini considerati in Fig. 1.

$$\gamma = \frac{\rho_f (\%)}{\xi} \quad (3)$$

un parametro che assume un ruolo significativo nella discriminazione del tipo di comportamento a compressione del provino confinato, come sarà più chiaro nel seguito.

La figura 1a), relativa al provino SH3, per il quale il confinamento ottenuto con la fasciatura è in grado di assicurare un comportamento incrudente per tutto il campo di deformazioni, mostra che il modello ANV è particolarmente efficace nel prevedere la forma del legame costitutivo ottenuto per via sperimentale nel campo delle deformazioni inferiori al 2%, mentre per deformazioni superiori il modello SM riesce meglio ad interpretare i risultati sperimentali; inoltre entrambi i modelli hanno una buona accuratezza nel predire la deformazione ultima soltanto se la deformazione massima della fibra $\epsilon_{f,cr}$ è limitata a $0.5\epsilon_{fu}$. In Fig. 1b) sono riportate le curve da confrontare con i risultati del provino FR, per il quale l'incremento del rapporto ξ , che può essere dovuto ad un calcestruzzo con più elevati valori di $E_{sec,0}$ o all'uso di fibre meno rigide, non è sufficientemente compensato dalla crescita del rapporto di confinamento fino al valore $\rho_f=4.037\%$. Pertanto, in questo caso si manifesta la comparsa di un lungo ramo di deformazioni senza significative variazioni della resistenza, ramo che viene ben interpretato del legame ANV, assumendo la deformazione ultima pari al 50% di ϵ_{fu} . Per questo provino il legame SM prevede un incremento di rigidità e di resistenza notevolmente superiore a quello riscontrato sperimentalmente. La deformazione ultima è invece meglio stimata dal modello SM solo se si assume $\epsilon_{f,cr}=50\%\epsilon_{fu}$. Infine i risultati presentati in Fig. 1c) si riferiscono al provino MSS1 che manifesta il comportamento softening. I risultati sperimentali mostrano che, dopo una rapida riduzione della tensione nel ramo post-picco, si manifesta un recupero di

rigidezza fino al verificarsi della crisi. In questo caso il modello SM, sebbene non sia in grado di predire con precisione il valore di picco della resistenza, consente di valutarne il valore residuo, mentre il modello ANV prevede un decadimento della resistenza molto più accentuato di quello sperimentale. Inoltre entrambi i legami sovrastimano la deformazione ultima, anche riducendo del 50% la deformazione ultima della fibra.

Da tali osservazioni può concludersi che particolare attenzione deve essere rivolta alla previsione del comportamento di elementi debolmente confinati, per i quali i modelli in letteratura tendono a sovrastimare la deformazione ultima.

3. PARAMETRI CARATTERISTICI DEL CONFINAMENTO

Al fine di individuare i valori dei parametri per i quali può verificarsi la comparsa di un comportamento softening, sono state definite quattro classi di legami costitutivi, separate dalle tre seguenti condizioni limite rappresentate in Fig. 2, per le quali si verifica che: 1) nel ramo softening il materiale è in grado di ridurre il progressivo decadimento di resistenza, fino a presentare tangente orizzontale al raggiungimento della deformazione ultima; 2) nel ramo softening il materiale è in grado di recuperare il decadimento di resistenza, fino a raggiungere ancora la resistenza di picco in corrispondenza della deformazione ultima; 3) il comportamento è sempre incrudente non verificandosi l'annullarsi della rigidità tangente.

Sulla base di questa classificazione, effettuata utilizzando il modello SM, è stata condotta una vasta analisi parametrica, atta ad individuare i valori dei parametri per i quali si verificano tali comportamenti limite. L'analisi è stata condotta considerando tre classi di calcestruzzo, aventi da valori

caratteristici della resistenza cilindrica a compressione pari a 15, 20 e 25 MPa, al variare del modulo di elasticità della fibra nel campo $60.000 \text{ MPa} < E_f < 150.000 \text{ MPa}$, assumendo per la deformazione ultima il valore di 1.5%, tipico di molte fibre di carbonio e di vetro. Le analisi hanno mostrato che le tre condizioni limite sono ben rappresentate dalla rette di Fig. 2, tracciate nel piano $\rho_f - \xi$, individuate rispettivamente dai valori del coefficiente angolare pari a $\gamma_1 = 0.93$, $\gamma_2 = 1.34$ e $\gamma_3 = 1.62$ assumendo che la crisi del materiale avvenga in corrispondenza di una deformazione ultima della fibra pari a $0.5 \epsilon_{fu}$, e dai coefficienti angolari $\gamma_1 = 0.65$, $\gamma_2 = 1.17$ e nuovamente $\gamma_3 = 1.62$ assumendo che la crisi del materiale avvenga in corrispondenza di una deformazione ultima della fibra pari a ϵ_{fu} . I coefficienti di determinazione valutati attraverso le analisi di regressione numerica hanno assunto valori superiori a 0.84 per la prima condizioni limite e superiore a 0.99 per le ultime due, attestando l'efficacia della scelta dei parametri.

Le rette di Fig. 2 consentono così di individuare facilmente le condizioni per le quali possa verificarsi uno spiccato comportamento softening per insufficienza di azione di confinamento esercitata dalle fibre.

In Fig. 3 sono rappresentati per i tre diversi valori del rapporto di rigidezza $\xi = 0.05, 0.1$ e 0.2 , ottenuti in corrispondenza di un calcestruzzo di resistenza cilindrica pari rispettivamente a 15, 20 e 25 MPa, le curve tensioni-deformazioni ottenute con il modello SM per i valori caratteristici del parametro γ , definiti dalle rette di Fig. 2, relativi alla condizione di crisi del materiale in corrispondenza della deformazione della fibra $\epsilon_{fu} = 1.5\%$. Ricordando che la parte in tratteggio delle curve si riferisce a condizioni di funzionamento per le quali la dilatazione della fibra varia nel campo $0.5\epsilon_{fu} < \epsilon_f < \epsilon_{fu}$, le curve mostrano come il parametro sia efficace nell'individuare le condizioni di separazione fra i tre comportamenti sopra descritti in tutto il campo dei valori di ξ ed indipendentemente dalla resistenza massima del calcestruzzo. Nella stessa figura sono riportate anche le curve ottenute con il modello ANV per gli stessi valori dei parametri ξ e γ che definiscono il confinamento. Le curve mostrano come tale modello prevede valori della resistenza di picco simili a quelli forniti dal modello SM, ma comportamento softening più marcato, con un più rapido e importante decadimento della resistenza in tutti i casi analizzati, prevedendo una minore efficacia del confinamento.

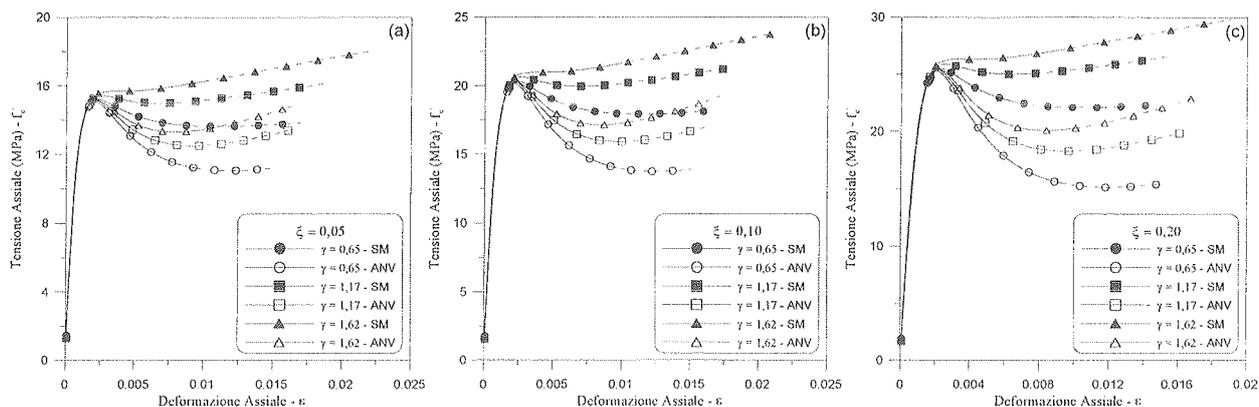


Fig. 3 Legami costitutivi caratteristici per diversi valori di ξ .

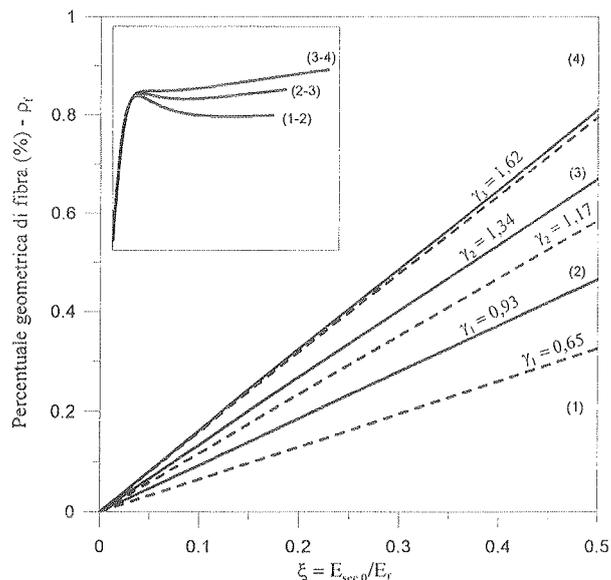


Fig. 2 Legami costitutivi caratteristici e campi di appartenenza: (-----) $\epsilon_{fu} = 1.5\%$; (—) $\epsilon_{fu} = 0.75\%$.

4. DUTTILITÀ DI SEZIONI PRESSOINFLESSE

La fasciatura delle colonne in c.a. con fibre è finalizzata all'incremento sia della resistenza massima che della duttilità disponibile in rotazione dell'elemento strutturale.

Nel presente paragrafo, con riferimento alle sezioni circolari, sarà valutato l'incremento di duttilità dovuto all'effetto del sconfinamento e sarà condotto un confronto con l'analoga quantità prevista dalla recente Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (O.P.C.M.) n° 3274 "Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici" [21], nell'allegato 11.b "Procedure di verifica degli elementi in c.a. rinforzati con fibre", prescrive le modalità con cui devono essere valutati gli effetti dell'azione di confinamento nel migliorare la duttilità dell'elemento. Secondo la normativa la pressione di confinamento f_l da applicare è funzione del rapporto

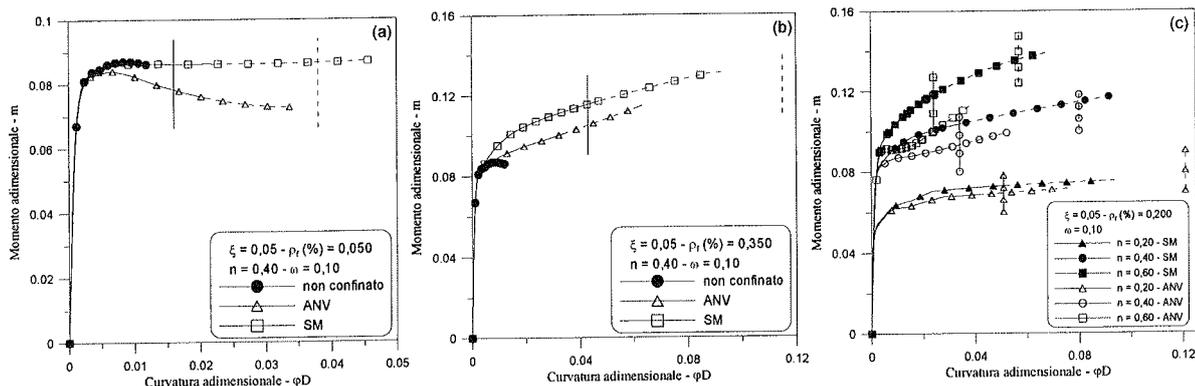


Fig. 4 Legami momento-curvatura per fibre di rigidità elevata e/o calcestruzzi di modesta rigidità secante.

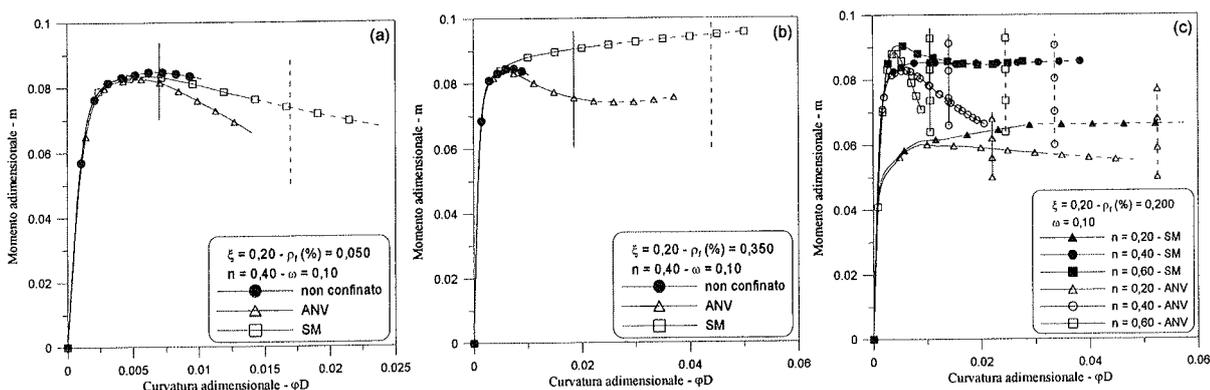


Fig. 5 Legami momento-curvatura per fibre di rigidità modesta e/o calcestruzzi di elevata rigidità secante.

$I_0 = \mu_{0,tar} / \mu_{0,ava}$ tra la duttilità in curvatura desiderata $\mu_{0,tar}$ e quella disponibile $\mu_{0,ava}$ e può essere valutata mediante l'espressione:

$$f_l = 0.4 I_{0n}^2 \frac{f_{cd} \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{fu}^{1.5}} \quad (4)$$

in cui al rapporto I_0 prima definito si è aggiunto il pedice "n" per indicare la quantità definita dalla normativa.

Nell'espressione in Eq. 4 il significato dei simboli qui non commentati è noto in letteratura. In particolare, per sezioni circolari e fasciatura continua, la pressione di confinamento è data dalla seguente espressione:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_f E_f \varepsilon_{fu} \quad (5)$$

La normativa non fornisce alcuna limitazione sui campi di applicabilità delle espressioni precedenti, né in dipendenza dell'effettiva efficacia dell'azione di confinamento esercitata dalle fibre, né in relazione al livello dello sforzo normale specifico presente nell'elemento. Inoltre non sono presenti indicazioni sul valore da assumere per ε_{fu} in relazione alle caratteristiche della fibra fornite dal costruttore.

In questo ambito, viene condotta un'analisi parametrica con l'obiettivo di evidenziare i seguenti aspetti: - la diversa efficacia del confinamento prevista dai legami costitutivi forniti dai due modelli SM e ANV per diversi valori del parametro di confinamento γ ; - l'influenza del livello dello sforzo normale; - la scelta del valore della deformazione ultima prevista per la fibra al momento della crisi del materiale. A tal fine, per un ampio campo di variazione dei parametri caratteristici, si sono

confrontati i legami momento-curvatura ottenuti per sezioni circolari di diametro 800 mm, armate con 12 barre di acciaio F_{cb}32k, poste lungo il perimetro ad interasse costante, in presenza ed in assenza di fasciatura di confinamento, individuando inoltre il valore della curvatura ultima prevista dalla normativa attraverso Eq. 4.

La condizione ultima viene individuata dal raggiungimento della deformazione massima dell'acciaio, assunta pari al 9% o della fibra di confinamento, assumendo l'ulteriore limitazione che nel ramo post-picco il momento non assuma valori inferiori all'80% di quello massimo. Le curve riportate in Figg. 4 e 5, ricavate per un rapporto meccanico di armatura longitudinale $\omega=0.1$ (sezioni debolmente armate) mostrano l'andamento del momento specifico $m=4M/(\pi D^3 f_{co})$ al variare della curvatura adimensionale ϕD per fibre di elevata rigidità.

Nelle stesse figure sono indicati i limiti, per ciascuna curva, e per i due valori di deformazione massima della fibra considerati $0.5 \varepsilon_{fu}$ ed ε_{fu} . Le curve delle Figg. 4a) e 4b) si riferiscono a elementi realizzati con calcestruzzi di modesta resistenza (15 MPa) e fibre di notevole rigidità ($E_f=150.000$ MPa), come ad esempio le fibre di carbonio) a cui corrisponde il valore $\xi=0.05$, per sezioni soggette ad uno sforzo normale specifico $n=4N/(\pi D^2 f_{co})=0.4$. Le curve mostrano come la maggiore efficacia degli effetti di confinamento prevista dal modello SM si rifletta in una analoga influenza sul legame momento-curvatura. La previsione normativa sull'incremento della curvatura ultima è conservativa soltanto per basse percentuali geometriche di fibra, mentre per valori elevati di ρ_f il modello ANV prevede rotazioni ultime molto più contenute.

In Fig. 4c) è invece evidenziata la ben nota dipendenza del legame momento-curvatura dall'entità dello sforzo normale specifico, e l'efficacia del confinamento nel conferire duttilità all'elemento anche per elevati livelli dello sforzo normale. La normativa fornisce valori della curvatura ultima in linea con quelli previsti dal modello SM. In Fig. 5 sono rappresentate le analoghe curve ottenute per calcestruzzo avente resistenza cilindrica 25 MPa e fibre di modesta rigidezza ($E_f=63.000$ MPa come ad esempio le fibre di vetro), a cui corrisponde il valore $\xi=0.2$. Le curve confermano il diverso comportamento per la sezione prevedibile con i due modelli, in condizioni di modesta efficacia del confinamento. Particolarmente rilevante risulta la differenza fornita dai due modelli per valori elevati dello sforzo normale specifico (Fig. 5c), per i quali il modello ANV prevede una brusca perdita di efficacia degli effetti del confinamento, con sezioni che vanno in crisi per valori di curvatura inferiori a quelli previsti dalla normativa. La Fig. 5a) mostra inoltre che l'espressione normativa porta a prevedere in tali condizioni valori di $I_{0,n}$ inferiori all'unità. E' opportuno inoltre fare rilevare che, mentre il valore della resistenza massima della sezione è poco influenzato dal valore della deformazione della fibra $\epsilon_{f,cr}$ per la quale è prevista la crisi del rinforzo, il valore della curvatura massima ne è influenzato in modo pressoché proporzionale, e pertanto una stima poco

precisa del valore di $\epsilon_{f,cr}$ si traduce in una stima poco precisa della curvatura ultima.

5. OSSERVAZIONI SULLE PRESCRIZIONI NORMATIVE

Con l'intento di valutare l'efficacia delle prescrizioni dell'O.P.C.M n° 3274 nel prevedere l'incremento di duttilità in rotazione, relativamente a sezioni circolari debolmente armate, vengono confrontati i valori del rapporto I_0 tra la duttilità in curvatura dopo l'applicazione della fasciatura di confinamento e quella disponibile nell'elemento non confinato fornite dalla normativa (Eq. 4). Le considerazioni sono basate sui diagrammi momento-curvatura ottenuti impiegando i due modelli SM e ANV. In tale caso la curvatura allo snervamento è stata assunta quella corrispondente allo snervamento della barra di armatura maggiormente tesa. Le analisi sono sempre state condotte per sezioni debolmente armate (rapporto meccanico di armatura longitudinale $\omega=0.1$), condizioni per le quali è più frequente il ricorso a confinamento con fasciatura con fibre. Nelle Figg. 6 e 7, le curve a tratto continuo si riferiscono ai risultati ottenuti con il modello SM, mentre quelle in tratteggio si riferiscono al modello ANV; con maggiore spessore sono riportate le curve relative a $I_{0,n}$ fornite

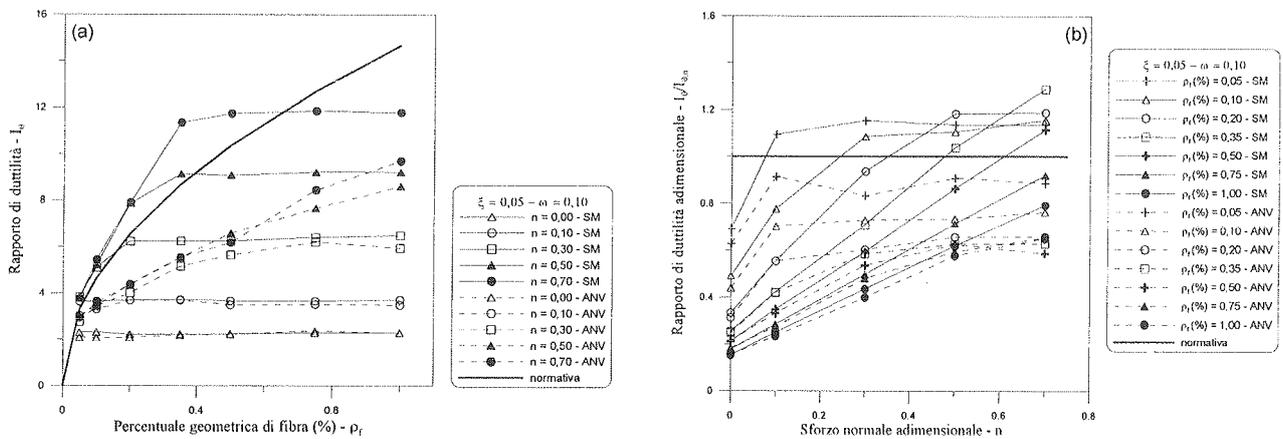


Fig. 6 Incremento di duttilità per effetto della fasciatura per $\epsilon_{f,cr}=\epsilon_{fti}$ e per $\xi=0.05$: a) influenza della percentuale geometrica di fibra; b) influenza dello sforzo normale.

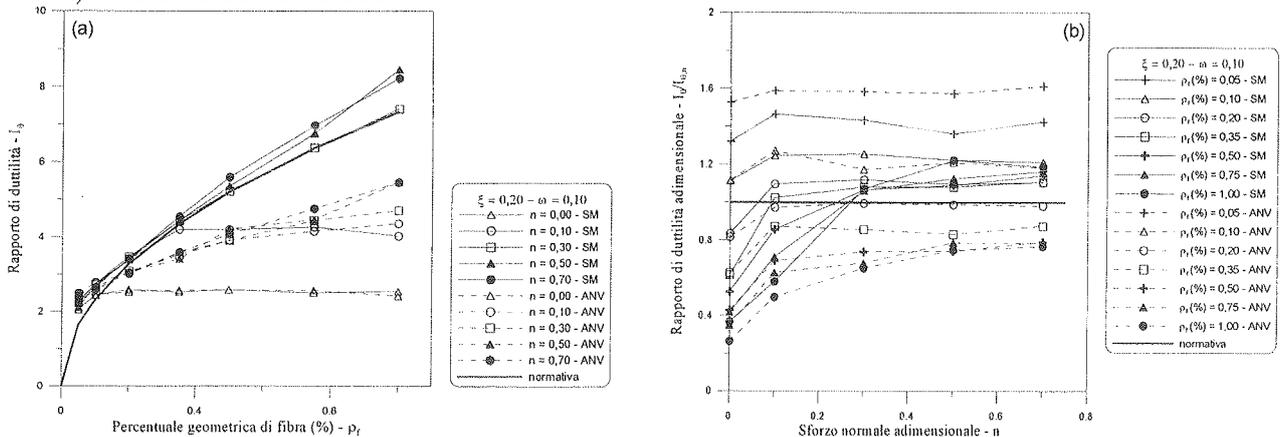


Fig. 7 Incremento di duttilità per effetto della fasciatura per $\epsilon_{f,cr}=\epsilon_{fti}$ e per $\xi=0.20$: a) influenza della percentuale geometrica di fibra; b) influenza dello sforzo normale.

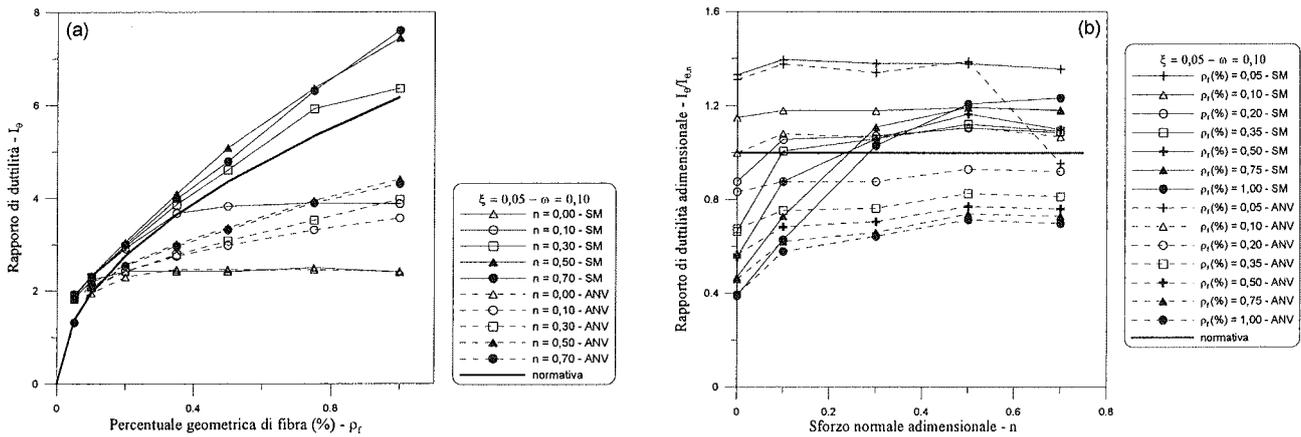


Fig. 8 Incremento di duttilità per effetto della fasciatura per $\varepsilon_{f,cr}=0.5 \varepsilon_{fu}$ e per $\xi=0.05$: a) influenza della percentuale geometrica di fibra; b) influenza dello sforzo normale.

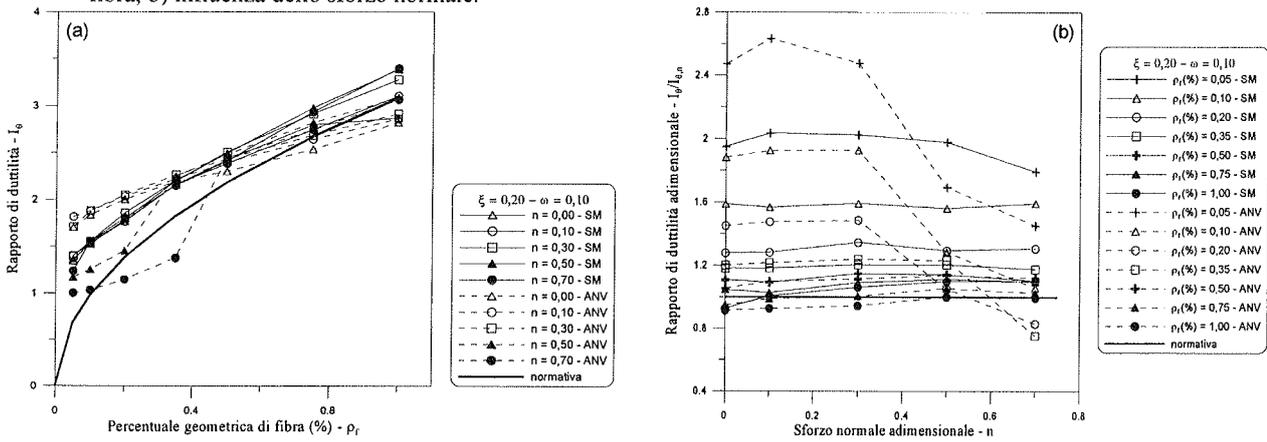


Fig.9 Incremento di duttilità per effetto della fasciatura per $\varepsilon_{f,cr}=0.5 \varepsilon_{fu}$ e per $\xi=0.20$: a) influenza della percentuale geometrica di fibra; b) influenza dello sforzo normale.

dalla normativa. In Fig. 6a) sono riportate le curve di I_0 al variare della percentuale geometrica di fibre ρ_f per valori del rapporto $\xi=0.05$, rappresentativo dell'accoppiamento di fibre rigide con calcestruzzi di modesta resistenza e per diversi valori dello sforzo normale specifico. Le curve confermano che le prescrizioni normative risultano conservative, se paragonate ai risultati forniti dal modello SM, per bassi valori della percentuale di fibre, ed in questo caso solo per alti valori dello sforzo normale, condizioni per le quali la ridotta rotazione disponibile che caratterizza il comportamento dell'elemento non confinato, non fa prevedere grandi valori di curvatura ultima dalle prescrizioni normative. Poiché, in relazione alla notevole rigidità che la distingue la fibra è in grado di conferire adeguato confinamento al calcestruzzo anche con piccole percentuali geometriche, l'ulteriore incremento di ρ_f non produce gli incrementi di duttilità previsti dalla normativa. Il modello ANV predice in questo caso valori del rapporto di duttilità molto più piccoli in tutto il campo di valori di ρ_f . Si fa rilevare che al tendere di ρ_f a zero, Eq. 4 conduce a valori di I_{0n} tendenti a zero, piuttosto che al valore unitario che ci si sarebbe aspettato. La Fig. 6b), dove per lo stesso valore di ξ sono riportate le curve del rapporto fra l'indice I_0 calcolato con i modelli esaminati e l'indice I_{0n} fornito dalla normativa, coincidente con il rapporto fra le curvature ultime, mostra chiaramente come l'incremento di duttilità previsto dal modello SM tende a quello previsto dalla

normativa solo al crescere dello sforzo normale specifico. In Fig. 7 sono presentate le analoghe curve ottenute per $\xi=0.2$, e mostrano che per fibre di modesta rigidità e calcestruzzi resistenti la normativa predice con buona accuratezza l'incremento di duttilità ottenuto con il rinforzo, riscontrandosi una pressoché perfetta coincidenza fra la curva normativa e quella ottenuta con il modello SM per $n=0.3$. Si rileva tuttavia che anche in questo caso per sforzi normali specifici inferiori a 0.3 l'efficacia del confinamento è sempre sovrastimata dalla normativa. Tale risultato era prevedibile, poiché in una sezione con armatura uniformemente distribuita e debolmente armata, in presenza di modesto sforzo normale specifico la crisi si manifesta per rottura dell'acciaio teso. In queste condizioni l'incremento di deformazione ultima del calcestruzzo conseguibile con la fasciatura risulta inefficace nell'aumentare la duttilità della sezione. Tale comportamento è evidenziato dalle curve di Fig. 7b) che mostrano come per sforzi normali modesti si rileva una minore crescita di duttilità rispetto alle previsioni normative per tutte le percentuali geometriche di fibre.

Al fine di evidenziare il carattere conservativo delle prescrizioni normative, una volta che la deformazione massima della fibra nelle condizioni di crisi $\varepsilon_{f,cr}$ è opportunamente limitata in base ai risultati delle prove sperimentali, in Figg. 8 e 9 sono riportate le curve analoghe a quelle nelle Figg. 6 e 7 ottenute assumendo che la

deformazione della fibra nelle condizioni di crisi $\epsilon_{f,cr}$ sia pari al 50% di ϵ_{fu} sia nell'espressione normativa di Eq. 4, sia nelle curve ottenute dall'impiego dei modelli studiati. Le curve mostrano che il campo dei valori per il quale le prescrizioni normative non risultano conservative rispetto ai risultati forniti dal modello SM è ristretto ai casi di fibre di confinamento molto rigide e ridotti valori dello sforzo normale specifico. In questo campo di valori dei parametri il modello ANV fornisce ancora un incremento di duttilità sensibilmente più modesto di quello fornito dalla normativa in relazione alla eccessiva riduzione della resistenza del c.a. confinato prevista in tali condizioni.

6. CONCLUSIONI

Le analisi condotte hanno mostrato che i modelli presenti in letteratura forniscono risultati discordanti nel prevedere il comportamento di elementi in c.a. fasciati con fibre quando il livello di confinamento è modesto. Tale discordanza è da ascrivere alla modesta quantità di risultati sperimentali presenti in letteratura per tali condizioni di funzionamento in relazione alla circostanza che lo spessore minimo delle fibre disponibile richiederebbe che, per avere modesti livelli di confinamento, vengano provati provini di grande diametro.

È stato poi individuato un parametro sintetico γ , dipendente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche dell'elemento in calcestruzzo e dalla fasciatura in fibra i cui valori sono in grado di far prevedere le caratteristiche del legame del c.a. confinato.

Si è inoltre mostrato che le indicazioni contenute nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri per la previsione dell'incremento di duttilità ottenibile mediante fasciature con fibre forniscono risultati conservativi soltanto se ne viene limitato il campo di validità.

Bibliografia

- [1] DEMERS, M. and NEALE, W.K. 1999. Confinement of reinforced concrete columns with fibre-reinforced composite sheets and experimental study. *Can. J. Civ. Eng.*; 26: 226-241.
- [2] CAMPIONE, G., MIRAGLIA, N. and SCIBILIA, N. (2001). Comportamento in compressione di elementi in calcestruzzo armato a sezione quadrata e circolare rinforzati con FRP. *Ingegneria Sismica*; 2:5-12.
- [3] KIANG H. T. 2002. Strength enhancement of rectangular reinforced concrete columns using fiber-reinforced polymer. *J. of Comp. for Constr. ASCE*; 6(3): 175-183.
- [4] LAM L. and TENG. J.G. 2002. Strength models for fiber-reinforced plastic-confined concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*; 128(5):612-623.
- [5] CAMPIONE, G. and MIRAGLIA, N. 2003. Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP. *Cement & Concrete Composites* 25(1): 31-41.
- [6] CHAALLA O., HASSEN M. and SHAHAWY M. 2003. Confinement model for axially loaded short rectangular columns strengthened with fiber-reinforced polymer wrapping. *ACI Structural Journal* 100(2): 215-221.
- [7] MORAN D. A. and PANTELIDES C.P., 2002. Stress-strain model for fiber-reinforced polymer-confined concrete. *J. of Comp. for Constr. ASCE*; 6, (4): 233-240.
- [8] MAALEJ M., TANWONGSVAN S. and PARAMASIVAM P. 2003. Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP; *Cement & Concrete Composites*, 25: 263-276.
- [9] IGNATOWSKI P. and KAMINSKA M.E. 2003. Concrete confinement with CFRP composites. *Proc. Int. Conf. Composites in Constructions*, Bruno et al (eds), 361-366.
- [10] CAMPIONE G., MIRAGLIA N. and PAPIA M. 2003. Influence of section shape and wrapping technique on the compressive behaviour of concrete columns confined with CFRP sheets. *Proc. Int. Conf. Composites in Constructions*, Bruno et al (eds), 316-321.
- [11] SPOELSTRA, M. R., MONTI, G. 1999. FRP-Confined concrete model. *J. of Composite Material in Constructions. ASCE*, 3(3): 143-150.
- [12] ALBANESI, T., NUTI, C., VANZI, I. 2004. Legame uniassiale tensione-deformazione per calcestruzzo confinato con frp. XI Congresso Nazionale "L'ingegneria sismica in Italia". Genova 25-29 gennaio 2004.
- [13] LAM, L., TENG, J.G. 2002, Strength models for fiber-reinforced plastic-confined concrete, *J. of Struct. Engrg., ASCE*, 128(5): 612-623.
- [14] SAMAAN, M., MIRMIRAN, A. SHAHAWY, M. 1998. Model of concrete confined by fiber composite. *J. of Struct. Engrg., ASCE*, 124(9): 1025-1031.
- [15] LA TEGOLA, A. MANNI, O. Structural behaviour of concrete elements confined with FRP jackets. *Proceeding of ECMM Conference*, 323-330.
- [16] MIRMIRAN, A., SHAHAWY, M., SAMAAN, M., EL ECHARY, H., MASTRAPA, J. C., PICO, O. 1998. Effect of column parameters on FRP-Confined concrete. *J. of Composites for Constructions. ASCE*, 2(4): 175-185.
- [17] CNR-DT 106/98 (1998). L'impiego di armature non metalliche nel calcestruzzo armato, pp. 113.
- [18] CEB-FIP (2001). Bulletin 14. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures.
- [19] FAM, A. Z., RIZKALLA, S. H. 2001. Confinement Model for axially loaded concrete confined by circular fiber reinforced polymer tubes. *ACI Struct. J.*, 98(4): 451-461.
- [20] SHAHAWY, M., MIRMIRAN, A., BEITELMAN, T. 2000. Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns. *Composites: Part B, Elsevier*, 31: 471-480.
- [21] ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI (20-03-2003), n°3274 "Norme Tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici", G.U. 08-05-2003.

L'INSERIMENTO DI SMORZATORI IN STRUTTURE IN C.A. PER LA MITIGAZIONE DELL'AZIONE SISMICA: UN ESEMPIO APPLICATIVO

Claudio Ceccoli¹, Tomaso Trombetti¹, Stefano Silvestri¹, Giada Gasparini¹

¹ Dipartimento DISTART, Università di Bologna.

SOMMARIO

Strutture prefabbricate caratterizzate da nodi senza trasmissione di momento presentano un comportamento sismico che può rendere difficoltoso il soddisfacimento dei requisiti prestazionali imposti dalla normativa sia in termini di resistenze che di deformabilità. In questa memoria vengono presentati, attraverso l'illustrazione di un esempio applicativo relativo alla progettazione esecutiva di un centro commerciale di due piani con struttura in c.c.a., i vantaggi offerti dall'inserimento in tali strutture di smorzatori viscosi aggiuntivi rispetto all'utilizzo di sistemi di controventamento di tipo tradizionale (croce di S.Andrea). Gli smorzatori sono introdotti nella struttura secondo uno schema (sistema proporzionale alle masse, MPD) identificato dagli autori come ottimale in ricerche precedenti.

SUMMARY

Precast concrete structures characterised by not moment-resisting frames display a seismic behaviour which may make difficult the satisfaction of the performance requirements imposed by the regulations, both in terms of resistance and deformability. In this paper, the advantages offered by the insertion of added viscous dampers in such structures with respect to the use of traditional lateral-resisting braces are shown through the illustrative applicative example of the executive design of a reinforced concrete 2-storey shopping mall building. The dampers are inserted into the structure according to a scheme (mass proportional damping system, MPD) which has been identified by the authors as optimal in previous research works.

1. INTRODUZIONE

Gli smorzatori viscosi sono dispositivi idraulici che vengono inseriti nelle strutture per mitigare gli effetti dell'azione sismica attraverso la dissipazione dell'energia cinetica trasmessa dal terreno alla struttura [1]. L'applicazione di tali dispositivi è già stata effettuata con successo su diversi edifici soprattutto negli Stati Uniti e in Giappone [2]. Tuttavia, relativamente all'introduzione di elementi dissipativi nelle strutture, non esiste ancora in letteratura una risposta esaustiva al problema dell'ottimizzazione, in termini di efficienza, del sistema di smorzatori. Infatti, nei pur numerosi lavori presenti in letteratura [3][4][5][6][7][8][9], il problema è in genere limitato solo alla ricerca della dimensione ottimale degli smorzatori posizionati fra un piano e l'altro. Questa disposizione corrisponde a quella finora tradizionalmente adottata negli edifici a telaio. Gli autori hanno affrontato [10][11][12][13][14][15][16][17][18] il problema in modo nuovo e più completo, studiando al tempo stesso sia il posizionamento che il dimensionamento ottimale degli smorzatori.

La presente memoria vuole richiamare brevemente i risultati principali trovati dagli autori in memorie precedenti e presentare un'applicazione sviluppata fino al progetto esecutivo dell'inserimento di smorzatori all'interno di una struttura in c.a. prefabbricato a 2 piani a destinazione commerciale.

2. INSERIMENTO DI SMORZATORI VISCOSI NELLE STRUTTURE DI TIPO SHEAR-TYPE

Il problema dell'ottimizzazione del sistema di smorzatori aggiuntivi per strutture di tipo shear-type soggette a sisma è già stato affrontato dagli autori a partire dai principi fisici che regolano il comportamento dei sistemi di smorzamento alla Rayleigh [10][11][12][13][14][15][16][17][18]. Di seguito vengono brevemente richiamati i concetti ed i risultati fondamentali di queste ricerche.

2.1 Definizione dei sistemi MPD e SPD

Per strutture a più gradi di libertà smorzate alla Rayleigh [19], la matrice di smorzamento $[C]$ si specializza in:

$$[C]_r = \alpha[M] + \beta[K] \quad (1)$$

dove $[M]$ e $[K]$ sono rispettivamente la matrice delle masse e la matrice delle rigidezze, e α e β sono due costanti, aventi rispettivamente dimensioni sec^{-1} e sec . Eq. (1) consente di definire le due seguenti matrici di smorzamento:

- matrice di smorzamento proporzionale alle masse (mass proportional damping, MPD), o matrice MPD:

$$[C]_{MPD} = \alpha[M] \quad (2)$$

- matrice di smorzamento proporzionale alle rigidezze (stiffness proportional damping, SPD) o matrice SPD:

$$[C]_{SPD} = \beta[K] \quad (3)$$

che corrispondono rispettivamente ai casi limite MPD e SPD dello smorzamento di Rayleigh.

Senza perdere di generalità, si consideri la struttura di tipo shear-type a 3 gradi di libertà rappresentata in Fig. 1a. Le Figure 1b, 1c, 1d forniscono la rappresentazione fisica della struttura in considerazione smorzata con i sistemi di smorzamento dati rispettivamente dalle Equazioni (1), (2) e (3).

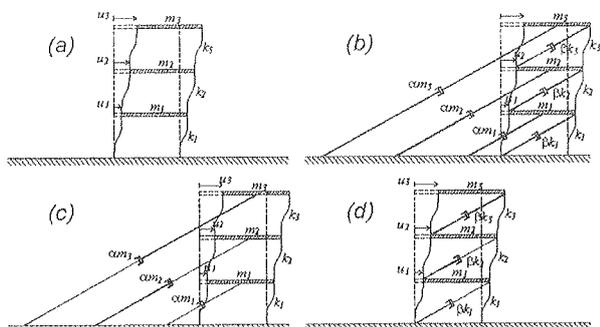


Figura 1. Struttura a 3 g.d.l.: non smorzata (a), smorzata con sistema di Rayleigh (b), con sistema MPD (c) e con sistema SPD (d).

Per chiarezza d'esposizione, il sistema di smorzatori aggiuntivi che permette di ottenere una matrice MPD viene qui definito "sistema MPD", e, analogamente, il sistema che permette di ottenere una matrice SPD "sistema SPD". Inoltre le strutture caratterizzate da un sistema MPD verranno indicate nel seguito come "strutture MPD" e le strutture caratterizzate da un sistema SPD come "strutture SPD".

Dalle rappresentazioni fisiche di Fig. 1 è possibile osservare come gli smorzatori del sistema MPD ($\alpha m_1, \alpha m_2, \alpha m_3$, essendo m_j la massa del piano j -esimo) colleghino ogni piano al terreno, mentre gli smorzatori del sistema SPD ($\beta k_1, \beta k_2, \beta k_3$, essendo k_j la rigidità alla traslazione laterale degli elementi verticali che collegano il piano j -esimo con il piano sottostante) colleghino ogni piano con quello adiacente. Si noti anche che i due sistemi MPD e SPD sono fisicamente indipendenti.

Come conseguenza immediata di questa osservazione, i sistemi MPD e SPD possono essere definiti anche in termini di posizionamento e di dimensionamento degli smorzatori secondo quanto segue:

- **sistema MPD:** gli smorzatori sono posizionati in modo da collegare ciascun piano ad un punto fisso (terreno oppure elemento verticale di controventamento infinitamente rigido, come schematicamente riportato in Fig. 2a e 2b per una struttura a 3 g.d.l.) e sono dimensionati in modo tale che ogni coefficiente di smorzamento c_j sia proporzionale alla corrispondente massa di piano m_j ;
- **sistema SPD:** gli smorzatori sono posizionati in modo da collegare due piani adiacenti (Fig. 2c) e sono dimensionati in modo tale che ogni coefficiente di smorzamento c_j sia proporzionale alla rigidità laterale k_j degli elementi verticali che collegano i medesimi due piani.

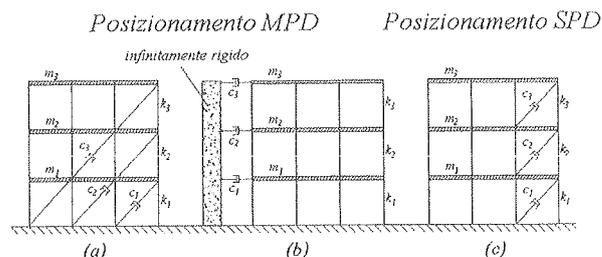


Figura 2. Posizionamento degli smorzatori: di tipo MPD (a,b) e di tipo SPD (c).

2.2 Sintesi dei risultati ottenuti

Al fine di individuare il sistema più efficiente, in termini di dissipazione dell'energia, fra tutti i possibili sistemi di Rayleigh implementabili in strutture di tipo shear-type, è stato necessario introdurre il concetto di vincolo di ugual costo totale degli smorzatori. Questo vincolo richiede che il costo totale di un sistema di smorzamento, c_{tot} , calcolato come la somma dei coefficienti di smorzamento, c_j , di tutti gli M smorzatori introdotti nella struttura, sia pari ad un valore fissato, \bar{c} , per tutti i sistemi confrontati. In formule, si ha:

$$c_{tot} = \sum_{j=1}^M c_j = \bar{c} \quad (4)$$

Per un generico sistema di Rayleigh a N gdl, la condizione di ugual total costo diviene:

$$\alpha \sum_{j=1}^N m_j + \beta \sum_{j=1}^N k_j = \bar{c} \quad (5)$$

Nell'ambito di tutti i possibili sistemi di Rayleigh, l'imposizione della condizione di ugual costo totale individua una classe di sistemi caratterizzata dai seguenti valori di α e β :

$$\alpha = \bar{\alpha} \cdot (1 - \gamma) \quad (6)$$

$$\beta = \bar{\beta} \cdot \gamma \quad (7)$$

dove $\bar{\alpha} = \bar{c} / \sum_{j=1}^N m_j$, $\bar{\beta} = \bar{c} / \sum_{j=1}^N k_j$ e γ è un parametro adimensionale con valori compresi fra 0 ed 1 che identifica ciascun specifico sistema di Rayleigh all'interno della classe sopra definita. $\gamma = 0$ identifica il sistema MPD, mentre $\gamma = 1$ identifica il sistema SPD.

L'efficienza di diversi sistemi smorzanti è stata valutata [10][11][12][13][14][15][16][17][18] attraverso una serie di indici di prestazione basati o (i) sui rapporti di smorzamento modale (esclusivamente per sistemi classici) o (ii) sulla risposta del sistema ad un input di tipo stocastico (anche per sistemi non classici).

In ricerche precedenti [14], per la classe di strutture shear-type caratterizzate da valori costanti delle rigidità laterali ($k_j = k, \forall j$) e delle masse di piano ($m_j = m, \forall j$), sotto il vincolo di ugual costo totale, è stato dimostrato dagli autori che il 1° rapporto di smorzamento modale del sistema MPD, ξ_1^{MPD} , è sempre maggiore del 1° rapporto di smorzamento modale del sistema SPD, ξ_1^{SPD} . La dimostrazione analitica è basata sulle proprietà fisiche dei sistemi di Rayleigh e

identifica anche il limite inferiore e l'approssimazione seguenti del rapporto $\frac{\xi_1^{MPD}}{\xi_1^{SPD}}$:

$$\frac{\xi_1^{MPD}}{\xi_1^{SPD}} > N \quad (8)$$

$$\frac{\xi_1^{MPD}}{\xi_1^{SPD}} \cong \frac{N^2 + N}{2} \quad (9)$$

dove N è il numero totale di piani della struttura. Questi risultati, uniti al fatto che, per strutture shear-type soggette a sisma il 1° modo di vibrare è quello caratterizzato dall'importanza maggiore nella determinazione della risposta globale della struttura soggetta a sisma, permettono di concludere che il sistema MPD fornisce prestazioni dissipative migliori rispetto al sistema SPD.

Verifiche di tipo numerico sono state poi condotte su diverse classi di strutture con riferimento a diversi input sia di tipo sismico [10][11][12][13][14][15][16][17][18]. Di seguito vengono presentati brevemente solo alcuni dei risultati trovati.

La deviazione standard dello spostamento del piano j -esimo, σ_j , di una struttura soggetta alla base ad una accelerazione di tipo white noise (band limited fra 0 e $\bar{\omega} = 60 \text{ rad/sec}$, stazionario, Gaussiano a valor medio nullo e caratterizzato da una densità di potenza spettrale costante di ampiezza $A^2 = 0.144 \text{ m}^2/\text{sec}^3$; questi valori sono stati scelti in modo tale che la deviazione standard dell'accelerazione alla base della struttura fornita da questo processo stocastico fosse pari a 0.3g) si calcola come segue [20]:

$$\sigma_j = \sqrt{A^2 \int_0^{\bar{\omega}} |H_j(\omega)|^2 d\omega} \quad (10)$$

dove $H_j(\omega)$ è la componente j -esima del vettore delle funzioni di trasferimento del sistema, $\{H(\omega)\}$, definito come segue:

$$\{H(\omega)\} = -(-\omega^2[M] + i\omega[C] + [K])^{-1}[M]\{1\} \quad (11)$$

dove ω rappresenta la pulsazione naturale, $i = \sqrt{-1}$ e $\{1\}$ è un vettore di tutti 1.

Fig. 3 mostra la deviazione standard dello spostamento in sommità (indice $I_1 = \sigma_N$) in funzione del parametro γ per cinque strutture (numero totale di piani $N = 2, 3, 4, 5, 6$) caratterizzate da valori costanti delle rigidzze laterali ($k_j = k, \forall j$) e delle masse di piano ($m_j = m, \forall j$).

Le analisi, condotte sotto la condizione di ugual costo totale degli smorzatori, hanno mostrato che, fra tutti i sistemi di smorzamento alla Rayleigh, il sistema MPD ($\gamma = 0$) rappresenta la soluzione ottimale dal punto di vista della minimizzazione dell'indice $I_1 = \sigma_N$, mentre il sistema SPD ($\gamma = 1$) rappresenta la soluzione peggiore. Tutte le curve $I_1(\gamma)$ sono caratterizzate da un andamento molto regolare e da una tangente pressoché orizzontale in corrispondenza di $\gamma = 0$, cosicché sistemi caratterizzati da valori piccoli ma non nulli di γ conducono ancora a valori molto bassi degli indici. Questa è una chiara indicazione della "robustezza" dell'efficienza dissipativa dei sistemi MPD. Inoltre, la differenza fra l'efficacia dissipativa del sistema MPD e quella

del sistema SPD diventa sempre più grande al crescere del numero totale N dei piani della struttura.

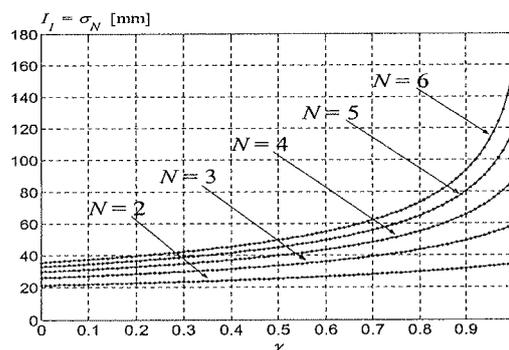


Figura 3. $I_1 = \sigma_N$ in funzione del parametro γ .

In questa sezione è stato così mostrato come i sistemi MPD e SPD, identificati nel paragrafo 2.1 come due casi limite, dal punto di vista fisico, dello smorzamento di Rayleigh, corrispondano a casi limite anche per quanto riguarda le proprietà smorzanti del sistema.

E' opportuno notare come, per la particolare classe di strutture prese in considerazione ed in virtù del vincolo di ugual costo, gli smorzatori del sistema MPD e quelli del sistema SPD siano tutti uguali ($c_j = \bar{c}/N$). Pertanto, questi due sistemi si differenziano unicamente per la diversa disposizione degli stessi elementi viscosi. I risultati indicano quindi come il posizionamento degli smorzatori sia un fattore fondamentale per la loro efficacia dissipativa. In buona sostanza, la disposizione tradizionale degli smorzatori fra piani adiacenti (caratteristica del sistema SPD) è quella che, all'interno della classe dei sistemi di Rayleigh, porta alla minore efficienza dissipativa. Al contrario, il posizionamento degli smorzatori in modo tale da collegare ciascun piano al terreno, tipico del sistema MPD qui proposto dagli scriventi, porta alla massima efficienza del sistema di smorzamento.

Altre ricerche condotte dagli autori [13][16][17][18] hanno mostrato come il sistema MPD presenti ottime capacità dissipative anche qualora paragonate a quelle di sistemi identificati come "ottimali" mediante algoritmi di ottimizzazione numerica di selezionati indici prestazionali. Tra l'altro, queste ricerche hanno evidenziato la notevole robustezza (dovuta alle proprietà fisiche) del sistema MPD al variare dell'indice considerato rispetto alla estrema inaffidabilità di sistemi ottimizzati per uno specifico indice che possono fornire prestazioni disastrose qualora si vadano a valutare le capacità dissipative con riferimento ad altri indici.

3. APPLICABILITÀ DEL SISTEMA MPD

Ad oggi, per l'implementazione del sistema MPD in edifici reali, si possono ipotizzare le seguenti due soluzioni tecnologiche:

- posizionamento degli smorzatori su lunghe aste diagonali non instabilizzabili che collegano ogni piano al terreno, come mostrato in Fig. 2a. La effettiva applicabilità del sistema MPD alle strutture secondo questo schema viene verificata nel seguito in questa

memoria con riferimento ad un centro commerciale di due piani in c.c.a.;

- posizionamento degli smorzatori fra la struttura ed un elemento verticale molto rigido interno od esterno alla struttura, come mostrato in Fig. 2b. La effettiva applicabilità del sistema MPD alle strutture secondo questo schema è già stata verificata dagli autori in una precedente memoria.

Le lunghe aste diagonali, necessarie per la realizzazione del sistema MPD secondo lo schema di Fig. 2a, si possono realizzare o attraverso i “mega braces” della Taylor Devices già utilizzati, anche se non esattamente secondo uno schema MPD, per la Torre Major, o attraverso gli “unbonded braces” [21] della Nippon Steel Corporation, già utilizzati, per l’Osaka International Conference Centre [22] e per il retrofit del Wallace F. Bennett Federal Building di Salt Lake City [23] o attraverso i cavi pretesi d’acciaio smorzanti come ipotizzati nel progetto di ricerca europeo SPIDER [24].

4. IL CENTRO COMMERCIALE “LE BEFANE” DI RIMINI

4.1 Descrizione della struttura

La pianta (Fig. 4) del complesso di gallerie / negozi del centro commerciale “Le Befane” da realizzarsi a Rimini presenta una superficie totale di circa 20000 m² per ogni livello ed è convenzionalmente suddivisa in 6 parti (Corpi). In questa memoria, vengono descritte le problematiche principali connesse alla progettazione sismica e i risultati delle analisi numeriche sulle diverse soluzioni strutturali prese in considerazione per il solo Corpo 1 di tale centro commerciale.

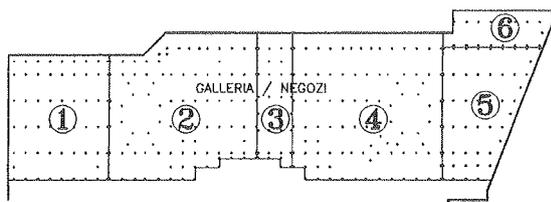


Figura 4. Pianta del complesso gallerie / negozi del centro commerciale “Le Befane” a Rimini

Il Corpo 1 si colloca alla estremità sinistra della pianta del complesso ed è separato dall’adiacente Corpo 2 tramite adeguato giunto sismico. Ha altezza massima di circa 10.50 m e si sviluppa su tre livelli (piano terreno a quota 0.00 m, piano primo a quota 4.95 m e piano di copertura a quota 10.50 m). Il Corpo 1 si caratterizza per lo sviluppo in pianta regolare (rettangolare, di circa 55 × 67 m²) con maglia strutturale predominante di circa 15 × 7.5 m².

Complessivamente la superficie utile dei solai è di circa 8000 m². Gli impalcati sono progettati per portare carichi di servizio (oltre ai pesi propri e permanenti) di 700 kg/m² (per il piano terreno e piano primo) e di 130 kg/m² (per il piano di copertura), a seconda delle diverse destinazioni di uso. Le frecce degli impalcati conseguenti ai soli carichi accidentali risultano di norma inferiori ad 1/1000 della luce.

I pilastri e le travi vengono realizzati con elementi in c.c.a. (calcestruzzo di classe R_{ck} 550 kg/cm² e barre d’acciaio di tipo FeB44K saldabile) prefabbricato assemblati a secco,

senza getti in opera: si tratta pertanto di una tipologia strutturale con nodi senza trasmissione di momento flettente. Più precisamente i pilastri sono elementi monolitici (in genere di dimensioni trasversali pari a 80 × 80 cm²) da cui spiccano opportune mensole su cui poggiano le travi (in c.c.a. precompresso) che reggono a loro volta i solai (realizzati con tegoli in c.c.a. precompresso tipo Ω , completati da una soletta di c.c.a. di 6 cm realizzata in opera). I collegamenti tra travi e pilastri, quelli tra travi e soletta e quelli tra soletta e tegoli precompressi sono opportunamente dimensionati per garantire una efficace e sicura trasmissione delle azioni indotte dal sisma. Anche la soletta di completamento gettata in opera si caratterizza per la presenza di una opportuna armatura aggiuntiva in grado di garantire una efficace trasmissione delle azioni indotte dal sisma sul sistema di impalcato.

Tutti i collegamenti tra le travi ed i pilastri vengono realizzati mediante l’inserimento di opportuni “spinotti” metallici annegati nelle travi e nelle mensole di attesa sui pilastri ed intasati con opportune miscele ad alta resistenza in grado di trasmettere al pilastro sollecitazioni taglianti, ma non momenti flettenti. E’ evidente allora che, con riferimento alle azioni orizzontali da sisma, i pilastri si configurano come elementi a mensola. Risulta quindi problematico condurre a termine con successo le verifiche da normativa sia in relazione alle resistenze (in termini di momenti e tagli alla base per lo stato limite ultimo) che alle deformabilità (in termini di scorrimenti di interpiano per lo stato limite di danno).

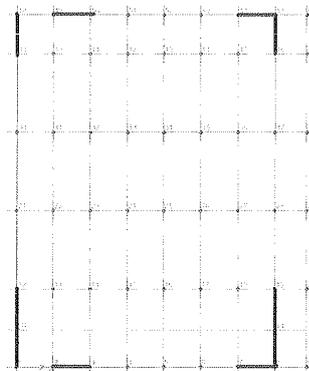


Figura 5. Pianta del Corpo 1 con le specchiature di controventamento in evidenza.

Numerosi vincoli hanno condizionato non solo il progetto architettonico ma anche quello strutturale. I problemi più rilevanti che hanno condizionato in modo determinante la progettazione strutturale sono i seguenti:

- le strutture sono progettate come antisismiche, con un grado di sismicità corrispondente alla zona 2 (PGA=0.25g) secondo quanto prescritto dalla Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003;
- per ragioni architettoniche e distributive i sistemi di controventamento adottati per resistere alle azioni sismiche non possono essere presenti diffusamente nella pianta della struttura, ma possono essere localizzati al più in una decina di specchiature (Fig. 5). Per quanto compatibile con le esigenze architettoniche, la scelta delle specchiature di controventamento è stata studiata in modo da ottimizzarne la collocazione in pianta, al fine di minimizzare gli effetti torsionali nella struttura.

Per tali ragioni, si è reso necessario vagliare una serie di soluzioni strutturali (sia di tipo tradizionale, che di tipo innovativo) al fine di migliorare il comportamento sismico del Corpo 1 e soddisfare i requisiti da normativa.

4.2 Le soluzioni strutturali studiate

Sono state prese in considerazione le seguenti soluzioni strutturali:

- Soluzione ORIGINALE: struttura originale caratterizzata dai seguenti periodi dei primi tre modi di vibrare: $T_1 = 1.29s$, $T_2 = 1.21s$ e $T_3 = 1.12s$.
- Soluzione CR: prevede l'inserimento di controventamenti rigidi (CR) in acciaio a croce di S. Andrea in tutte le dieci specchiature in cui è consentito (Fig. 6a). I diagonali in acciaio si suppongono realizzati con due profilati accoppiati UPN 220 al primo piano e due profilati accoppiati UPN 260 al secondo piano. In questa soluzione rigida, i primi tre periodi risultano ridotti a: $T_1 = 0.63s$, $T_2 = 0.57s$ e $T_3 = 0.47s$.

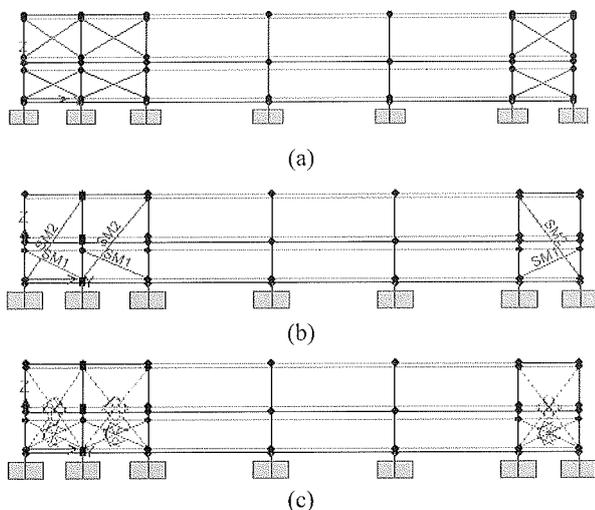


Figura 6. Posizione dei controventamenti nel piano YZ per le soluzioni strutturali (a) CR, (b) MPD1 e (c) MPD2.

- Soluzione MPD1: prevede l'inserimento di dissipatori di tipo viscoso in tutte le dieci specchiature. Per ogni specchiatura, è previsto uno smorzatore che collega il primo piano al terreno e un altro che collega il secondo piano al terreno (Fig. 6b). La taglia degli smorzatori è scelta in modo tale da rispettare la proporzionalità con le masse di piano e in modo tale da fornire uno smorzamento pari a circa il 25% in corrispondenza del primo modo di vibrare. Nel dettaglio si è costruita la matrice di smorzamento a partire dalle matrici delle masse ed imponendo $\xi_1^{MPD} \cong 0.25$ come segue:

$$[C] = \alpha [M] = \xi_1^{MPD} 2\omega_1 [M] \quad (12)$$

Si è trovato un costo totale degli smorzatori pari a $c_{tot} \cong 80 \frac{t \cdot s}{cm}$. Pertanto, questa soluzione strutturale corrisponde all'implementazione esatta del sistema

MPD. I periodi propri della struttura restano quelli della struttura originale.

- Soluzione MPD2: prevede l'inserimento di dissipatori di tipo viscoso in tutte le dieci specchiature. Per ogni specchiatura, sono previsti due smorzatori (disposti a croce di S. Andrea) che collegano il primo piano al terreno ed altri due (disposti a croce di S. Andrea) che collegano il secondo piano al terreno (Fig. 6c). Gli smorzatori presentano la stessa taglia degli smorzatori della soluzione MPD1, ma sono presenti in numero doppio: si tratta pertanto di una soluzione più costosa della precedente ($c_{tot} \cong 160 \frac{t \cdot s}{cm}$).

L'ottimizzazione della resistenza alle azioni orizzontali del Corpo 1 viene dunque affidata alla presenza di elementi di controventamento (rigidi o dissipativi) in grado di ridurre le azioni indotte dal sisma a valori sopportabili dai pilastri stessi.

4.3 Risultati delle analisi dinamiche numeriche

Per l'analisi delle sollecitazioni conseguenti all'azione sismica si è fatto ricorso ad un modello strutturale spaziale (Fig. 7) nel quale travi e pilastri sono stati modellati con elementi finiti tipo "beam", la soletta di piano con elementi finiti di tipo "shell", e gli elementi diagonali facenti parte del sistema di controventamento sono stati modellati con elementi finiti tipo "beam" nel caso di controventamenti rigidi, e con opportuni elementi a comportamento non lineare nel caso di controventamenti dissipativi.

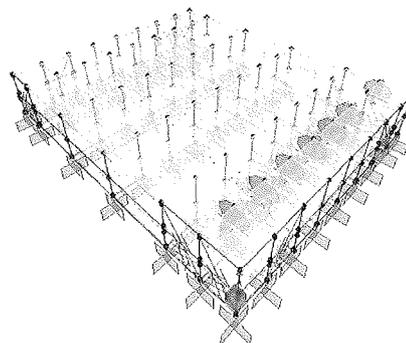


Figura 7. Modello strutturale spaziale agli elementi finiti del Corpo 1 (soluzione MPD2).

E' stata svolta un'analisi strutturale dinamica mediante la più avanzata tecnica delle analisi di tipo time-history non lineari. Sono stati creati sinteticamente mediante l'utilizzo del programma SIMQKE ed utilizzati nelle simulazioni numeriche sette gruppi di accelerogrammi, ciascun gruppo costituito da tre accelerogrammi diversi agenti simultaneamente lungo tre direzioni (X,Y,Z), secondo quanto previsto dalla recente Ordinanza P.C.M. n° 3274. Gli accelerogrammi di tipo sintetico (PGA=0.25g) utilizzati nelle analisi sono compatibili con lo spettro di progetto elastico corrispondente alla zona 2, secondo quanto previsto dalla normativa vigente. Nelle analisi è stato adottato un fattore di importanza γ_I pari a 1,2 (edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso).

I risultati delle analisi dinamiche condotte con riferimento alle soluzioni strutturali sopra descritte e ad un input sismico

con periodo di ritorno pari a 72 anni o probabilità pari al 50 % in 50 anni, corrispondente allo Stato Limite di Danno (SLD), sono illustrati in Fig. 8 e possono essere sintetizzati come segue:

- il modello della struttura originale presenta spostamenti di piano e d'interpiano troppo elevati (spostamento massimo d'interpiano di circa 5.5cm contro il limite da normativa di 4.46cm). Anche i momenti flettenti alla base dei pilastri ($M_{xx} \cong M_{yy} \cong 200tm$ allo SLD) risultano proibitivi in termini di quantitativo di armatura da prevedere;
- la soluzione CR limita notevolmente la deformabilità della struttura mantenendo i valori massimi di spostamento d'interpiano ($\cong 2cm$) entro i limiti di normativa. Questo però è ottenuto a scapito di elevate azioni negli elementi diagonali in acciaio ($F_{max} \cong 200t$) che si traducono in trazioni/compressioni troppo elevate in fondazione ($N_z \cong 450t$). Questo problema rende di fatto inapplicabile una soluzione di controventamento rigido di tipo tradizionale;
- la soluzione MPD1, che prevede l'inserimento di smorzatori viscosi seguendo lo schema del sistema MPD in luogo dei controventamenti rigidi, consente al tempo stesso di limitare gli spostamenti della struttura e di mantenere su valori accettabili le azioni nei diagonali ($F_{max} \cong 40t$) e di conseguenza le azioni verticali di trazione/compressione sulle fondazioni ($N_z \cong 80t$). Addirittura i valori di momento flettente alla base dei pilastri sono ridotti rispetto ai valori trovati per la soluzione CR;
- la soluzione MPD2, che prevede un numero doppio di smorzatori rispetto alla soluzione MPD1, conduce sostanzialmente ad una lieve riduzione degli spostamenti della struttura e dei momenti flettenti alla base dei pilastri, ma a scapito di più elevate azioni di trazione/compressione sulle fondazioni ($N_z \cong 110t$).

In buona sostanza, i dissipatori viscosi, essendo in grado di incrementare il rapporto di smorzamento ξ_1 del primo modo di vibrare dal valore 5% tipico delle strutture "tradizionali" ad un valore più elevato a discrezione del progettista (in questo caso: 25%), consentono un abbattimento delle sollecitazioni indotte dall'azione sismica sulle strutture pari a circa il 50% rispetto a soluzioni di tipo tradizionale.

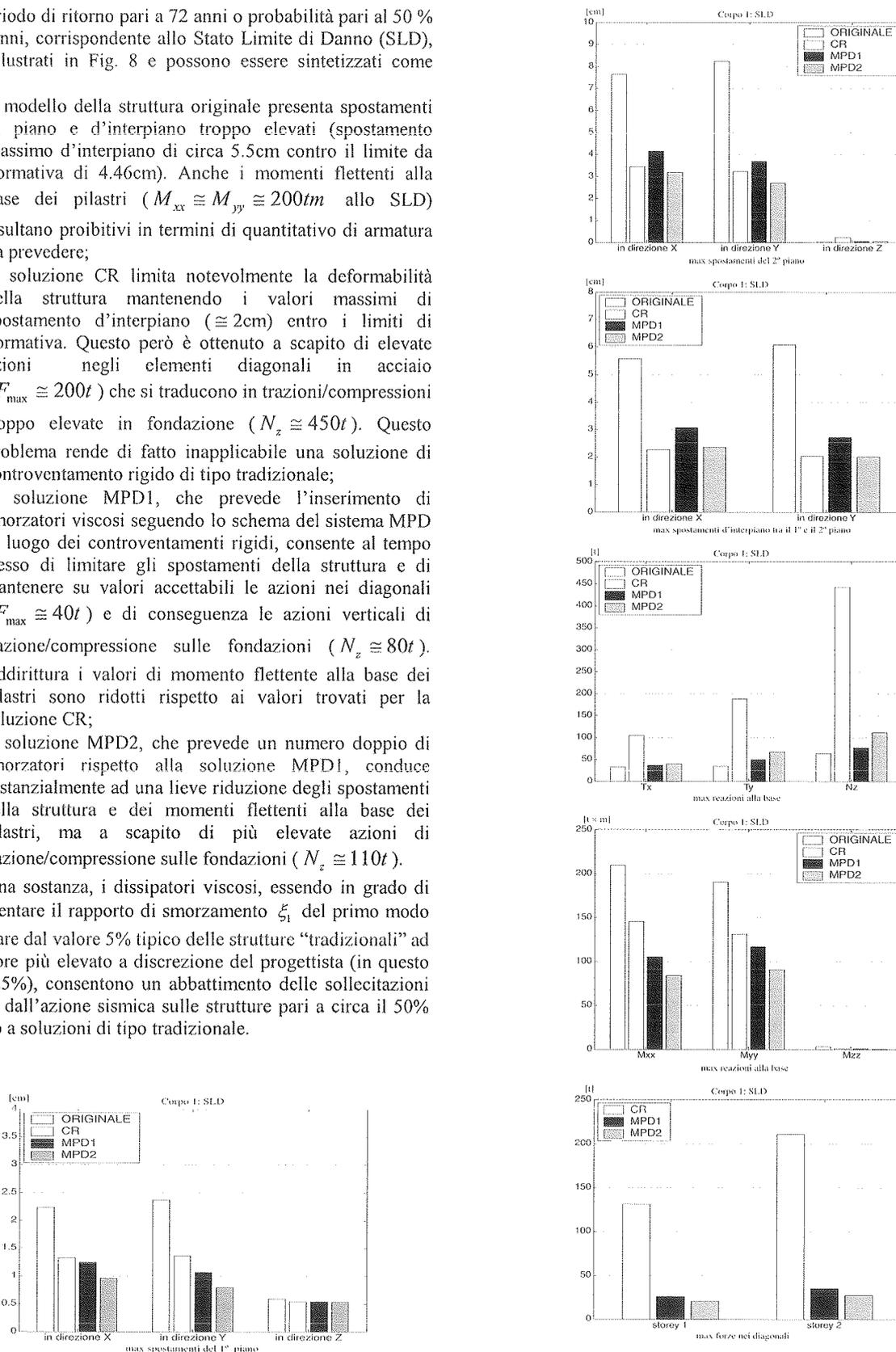


Figura 8. Max spostamenti, max reazioni alla base e max forze nei diagonali per le soluzioni strutturali studiate.

4.4 Ottimizzazione del sistema smorzante

Una volta constatati i notevoli vantaggi forniti dall'inserimento di smorzatori viscosi all'interno della struttura in c.c.a. prefabbricato, si è proceduto ad un lavoro di ottimizzazione del sistema di smorzatori, pur sapendo, dalle ricerche sviluppate dagli autori negli ultimi anni, che il sistema MPD rappresenta già un compromesso molto buono tra prestazioni ottimali fornite e facilità di identificazione.

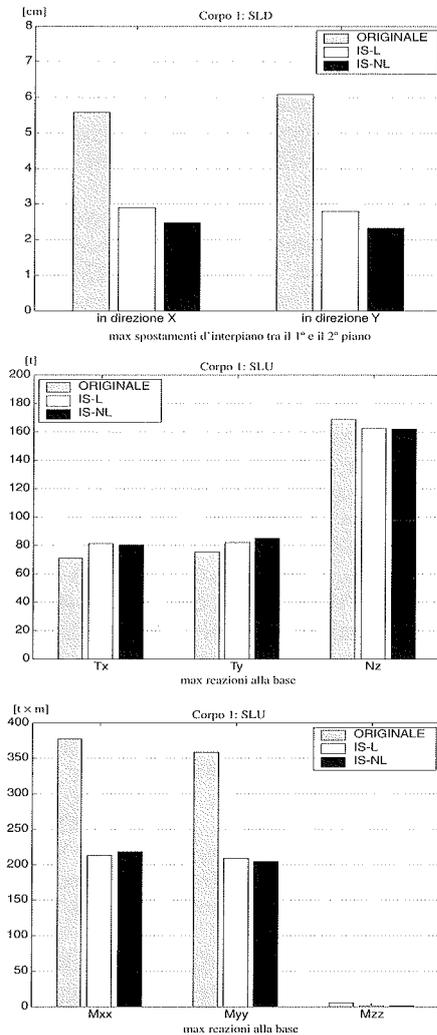


Figura 9. Max spostamenti d'interpiano e max reazioni alla base per le soluzioni strutturali studiate.

In seguito ad esplicita richiesta della committenza, il lavoro di raffinamento è stato mirato all'identificazione di un sistema di smorzatori posti tra piani adiacenti (posizionamento tipico del sistema SPD), pur sapendo che, per ottenere le stesse prestazioni del sistema MPD, sarebbe stato necessario incrementare la taglia (e di conseguenza il costo) degli smorzatori.

È stato individuato pertanto un sistema di smorzatori lineari posizionati tra piani adiacenti, qui denominato sistema IS-L (da Inter Storey placement e da Linear). Il costo totale degli smorzatori, espresso da Eq. (4), necessario per garantire

le stesse prestazioni fornite dal sistema MPD è incrementato di più del 50%, dal valore $c_{tot} \cong 80 \frac{t \cdot s}{cm}$ al valore $c_{tot} \cong 136 \frac{t \cdot s}{cm}$.

È stato poi ricercato un sistema di smorzatori non lineari "equivalenti" (agli smorzatori lineari) posizionati tra piani adiacenti, qui denominato sistema IS-NL (da Inter Storey placement e da Non Linear).

Le prestazioni allo Stato Limite di Danno (SLD) e allo Stato Limite Ultimo (SLU, corrispondente ad un sisma con periodo di ritorno pari a 475 anni o probabilità pari al 10 % in 50 anni) di questi due sistemi sono confrontate con quelle della struttura originale in Fig. 9.

I vantaggi conseguenti all'inserimento di smorzatori viscosi (in generale e, a maggior ragione, secondo il sistema MPD) non risiede solamente in un dimensionamento più snello delle strutture di controventamento, ma soprattutto nelle minori azioni indotte nei sistemi di controventamento di impalcato (nella soletta) e di fondazione, a garanzia di una maggiore sicurezza strutturale.

4.5 Specifiche tecniche degli smorzatori non lineari

Il criterio per passare dallo smorzatore lineare allo smorzatore non lineare "equivalente" si basa sulla scelta appropriata di un punto di passaggio P della curva forza-velocità dello smorzatore non lineare cosicché tale curva non si discosti molto dalla corrispondente curva forza-velocità dello smorzatore lineare in corrispondenza del range di velocità in cui "lavora" lo smorzatore lineare (Fig. 10). In questo caso si è assunto come punto di passaggio il punto caratterizzato dalla coppia di coordinate $(v_p \cong 0.8v_{max-linear}, F_p \cong 0.8F_{max-linear})$.

Come esempio illustrativo, vengono di seguito riportate le specifiche tecniche fissate per gli smorzatori del 1° piano agenti in direzione X nei sistemi IS-L e IS-NL:

Modellazione Lineare:

$$F = c \cdot v \quad c = 12 \frac{t \cdot s}{cm}$$

Modellazione Non Lineare "equivalente":

$$F = c \cdot v^\alpha \quad \alpha = 0.3 \quad c = 46.7 \frac{t \cdot s^\alpha}{cm^\alpha}$$

Forza massima: $F_{max} = 110 t$

Punto di passaggio P: $80 t$ per $6 cm/sec$

Range di velocità: $0 \div 20 cm/s$

Massima corsa del pistone: $\pm 6 cm$

Rigidità assiale minima: $k_{min} = 100t/cm$

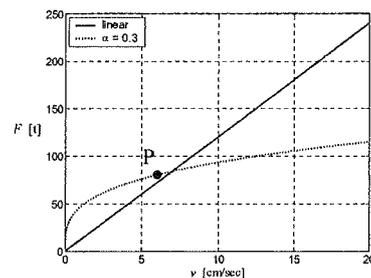


Figura 10. Relazioni F-v per smorzatori lineari e non lineari "equivalente".

5. CONCLUSIONI

In questa memoria sono brevemente richiamati i concetti ed i risultati fondamentali di ricerche precedenti condotte dagli autori al fine di mostrare le ottime proprietà dissipative del sistema smorzante proporzionale alle masse (MPD).

Dal punto di vista costruttivo il sistema MPD può essere realizzato o con smorzatori collegati direttamente al terreno (tramite tecnologie innovative come i "mega braces" o gli "unbonded braces") o con smorzatori posti tra la struttura ed elementi rigidi di controventamento.

La fattibilità della prima soluzione tecnologica ed i vantaggi offerti dall'inserimento di smorzatori viscosi in strutture prefabbricate caratterizzate da telai con nodi senza trasmissione di momento con cattivo comportamento sismico rispetto ad una soluzione di controventamento rigido tradizionale (croce di S. Andrea) sono qui illustrati con riferimento al case-study del complesso gallerie / negozi del centro commerciale "Le Befane" da realizzarsi a Rimini.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Hart, G.C., Wong, K. – 2000, *Structural Dynamics for Structural Engineers*, John Wiley & Sons, New York.
- [2] <http://nisee.berkeley.edu/prosys/applications.html>
- [3] Contantinou, M.C., Tadjbakhsh, I.G. – 1983, 'Optimum design of a first story damping system', *Computers & Structures*, Vol. 17, No. 2, pp 305-310.
- [4] Zhang, R.H., Soong, T.T. - 1992, 'Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications', *Journal of Structural Engineering ASCE*, Vol. 118, No. 5, 1375-1392.
- [5] Hahn, G.D., Sathiyaveeswaran, K.R. – 1992, 'Effects of added-damper distribution on the seismic response of buildings', *Computers & Structures*, Vol. 43, No. 5, pp 941-950.
- [6] Takewaki, I. – 1997, 'Optimal damper placement for minimum transfer functions', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp 1113-1124.
- [7] Takewaki, I. - 2000, 'Optimal damper placement for critical excitation', *Probabilistic Engineering Mechanics*, Vol. 15, pp 317-325.
- [8] Singh, M.P., Moreshi, L.M. - 2001, 'Optimal seismic response control with dampers', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 30, 553-572.
- [9] Singh, M.P., Moreshi, L.M. – 2002, 'Optimal placement of dampers for passive response control', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 955-976.
- [10] Ceccoli C., Trombetti T., Silvestri S. – 2002, 'L'inserimento di smorzatori viscosi in strutture in c.a. di tipo shear-type: efficienza del sistema MPD' *Atti del 22° Convegno Nazionale AICAP*, "Giornate AICAP 2002", Bologna, 6-8 Giugno 2002.
- [11] Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C. – 2002, 'Inserting Viscous Dampers in Shear-Type Structures: Analytical Formulation and Efficiency of MPD System', *Proceedings of the Second International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'02)*, Pusan, Korea, 21-23 Agosto 2002.
- [12] Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C. – 2002, 'Inserting Viscous Dampers in Shear-Type Structures: Numerical Investigation of the MPD System Performances', *Proceedings of the Second International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'02)*, Pusan, Korea, 21-23 Agosto 2002.
- [13] Trombetti T., Silvestri S. – 2004, 'Added viscous dampers in shear-type structures: the effectiveness of mass proportional damping' *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 2, pp 275-313.
- [14] Trombetti T., Silvestri S., Ceccoli C. – 2002, 'On the first modal damping ratios of MPD and SPD systems' *Nota Tecnica n° 64, DISTART*, Università di Bologna.
- [15] Silvestri S., Trombetti T., Ceccoli C. – 2003, 'Inserting the Mass Proportional Damping (MPD) system in a concrete shear-type structure' *Structural Engineering and Mechanics*, ISSN:1225-4568, Vol. 16, N°2, August 2003, 177-193.
- [16] S. Silvestri, T. Trombetti, C. Ceccoli – 2003, 'An innovative damping scheme for shear-type structures: the MPD system'. *Proceedings of The 2nd Speciality Conference on The Conceptual Approach to Structural Design (CDS-03)*, Milano Bicocca, Italy, 1-2- Luglio 2003.
- [17] S. Silvestri, T. Trombetti, C. Ceccoli, G. Greco – 2003, 'Seismic Effectiveness of Direct and Indirect Implementation of MPD Systems'. *System-based vision for strategic project and development: proceedings of the 2nd International Structural Engineering and Construction Conference, ISEC-02*, Roma, 23-26 Settembre 2003.
- [18] T. Trombetti, S. Silvestri, C. Ceccoli, G. Greco – 2003, 'Effects of Taking into Consideration Realistic Force-Velocity Relationship of Viscous Dampers in the Optimisation of Damper Systems in Shear-Type Structures'. *System-based vision for strategic project and development: proceedings of the 2nd International Structural Engineering and Construction Conference, ISEC-02*, Roma, 23-26 Settembre 2003.
- [19] Clough, R.W., Penzien, J. – 1993, *Dynamics of Structures*, 2nd edition, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series, New York.
- [20] Crandall, S.H., Mark, W.D. – 1963, *Random Vibrations in Mechanical Systems*, Academic Press, New York and London.
- [21] Clark, P.W., Aiken, I.D., Ko, E., Kasai, K., Kimura, I. – 1999, 'Design Procedures for Building Incorporating Hysteretic Damping Devices', *Proceedings, 68th Annual Convention, Structural Engineers Association of California*, Santa Barbara, California.
- [22] <http://www.arup.com/dyna/applications/seismic/seismic.htm>
- [23] Brown, P. , Aiken, I.D., Jafarzadeh, F.J. - 2001, 'Seismic Retrofit of the W. F. Bennett Federal Building', *Modern Steel Construction*, http://www.aisc.org/msc/0108_03_seismicretrofit.pdf
- [24] Chiarugi, A., Terenzi, G., Sorace, S. – 2001, 'Metodo di progetto di dispositivi siliconici per l'isolamento alla base: applicazione a due casi sperimentali'. *Atti del 10° Convegno Nazionale ANIDIS*, Potenza-Matera.

**ADEGUAMENTO SISMICO DI 5 VIADOTTI IN STRUTTURA MISTA ACCIAIO-CLS,
MEDIANTE DISPOSITIVI ANTISISMICI VISCOSI ED ELASTO-VISCOSI.
STRADA A SCORRIMENTO VELOCE IN VARIANTE ALLA SS. 18 PER IL
MIGLIORAMENTO DELLE COMUNICAZIONI PRINCIPALI DEL CILENTO.
III° LOTTO DA FUTANI A SCALO DI CENTOLA**

Nicla Colaianna¹

¹ Ingegnere Civile, E.C.S. Engineering Consulting & Services S.r.l., Roma.

SOMMARIO

Nella nuova strada a scorrimento veloce in variante alla SS 18 nel Cilento, sono previsti cinque viadotti a struttura mista acciaio-cls, progettati con la vecchia classificazione sismica secondo la quale due ricadevano in zona sismica di III° Categoria e gli altri tre in zona non sismica. Durante le prime fasi di lavoro, in seguito alla Del. 5447 Regionale del 7/11/2002, i Comuni interessati dai viadotti sono stati riclassificati sismicamente ed è stato quindi necessario provvedere ad una riverifica del progetto e all'adeguamento sismico dei viadotti stessi tenendo conto del fatto che erano già in avanzata fase di esecuzione le fondazioni delle pile e delle spalle; questo è stato possibile con l'adozione di dispositivi viscosi ed elasto-viscosi opportunamente distribuiti tra impalcato e sottostruttura.

SUMMARY

In the new variant speed way SS 18 in Cilento, the design foresees five continuous viaducts in composite steel-concrete structure. The design is performed in the old seismic classification: two viaducts were in seismic area of III° Category and the others in no seismic area. During the first construction phase, according to the Regional Resolution n. 5447 of the 7/11/2002, the seismic areas have been reclassified. Therefore it has been necessary to check and adjust the seismic viaducts design, keeping in account that the piers and abutments foundations were in advanced phase of construction. The seismic viaducts adjustment has been possible utilizing seismic viscous and elastic-viscous devices, placed between the steel structure and substructure.

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il progetto della strada a scorrimento veloce in variante alla statale SS 18 per il miglioramento delle comunicazioni principali del Cilento, prevede, nel III° Lotto tra Futani e Scalo di Centola, cinque viadotti continui con impalcato a struttura mista acciaio-cls; attualmente sono in corso di esecuzione i lavori.

Gli impalcati, costituiti da due travi principali metalliche completate in opera dal getto della soletta, sono di due tipi con larghezza pari a B=12.80 m e B=15.55 m e rispettive altezze H=2.60 m e H=2.90 m.

Le luci delle campate, per tutti i cinque viadotti, sono pari a L= 45 m per quelle intermedie, e L=34.45 m ÷ 43.90 m per quelle di riva; le lunghezze complessive dei viadotti vengono di seguito riportate:

MINGARDO (B = 15.55 m)	16 campate	L = 717.80 m
SERRAPOTAMO (B = 12.80 m)	14 campate	L = 627.80 m
LAMBRO (B = 12.80 m)	12 campate	L = 537.80 m
MASCALE (B = 15.55 m)	6 campate	L = 248.90 m
BONIFICA (B = 15.55 m)	4 campate	L = 164.00 m

Le pile sono in c.a. a sezione cava ottagonale. Le fondazioni delle pile e anche delle spalle sono su pozzi di diverse dimensioni a seconda delle condizioni geologico-geotecniche; solo in alcuni casi sono state previste per le pile delle fondazioni su pali di grande diametro.

I viadotti più lunghi, Mingardo, Serrapotamo e Lambro, hanno gli impalcati suddivisi in due tronchi con giunto strutturale in prossimità della metà dell'impalcato ed hanno la caratteristica di avere pile piuttosto alte fino a 60 m, mentre i

viadotti più corti, Mascali e Bonifica, hanno impalcati unici e sono caratterizzati da pile piuttosto basse, circa 15-20 m.

Tale distinzione, viadotti lunghi con pile alte e viadotti corti con pile basse, risulterà essenziale per definire le scelte

progettuali per l'adeguamento sismico.

Si riportano di seguito, in modo esemplificativo, planimetria e profilo longitudinale di un viadotto lungo (fig. 1) e uno corto (fig. 2).

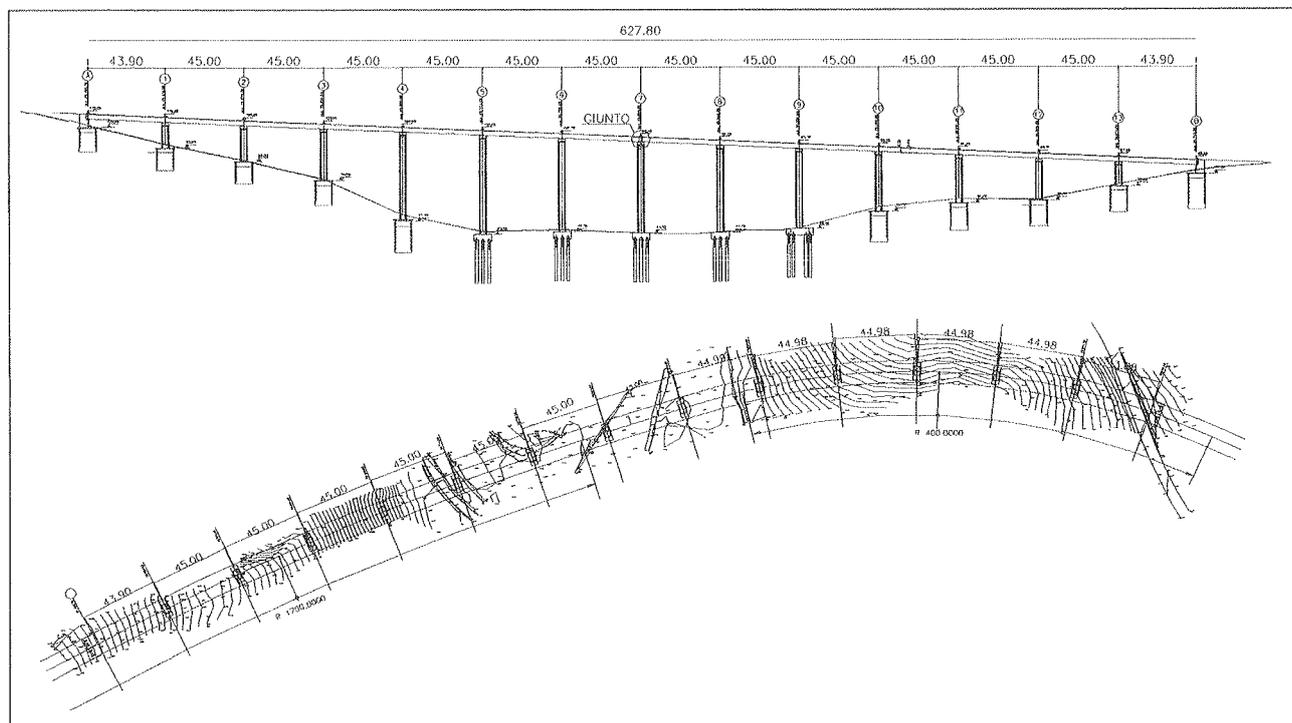


Figura 1 – Planimetria e Profilo longitudinale Viadotto Serrapotamo

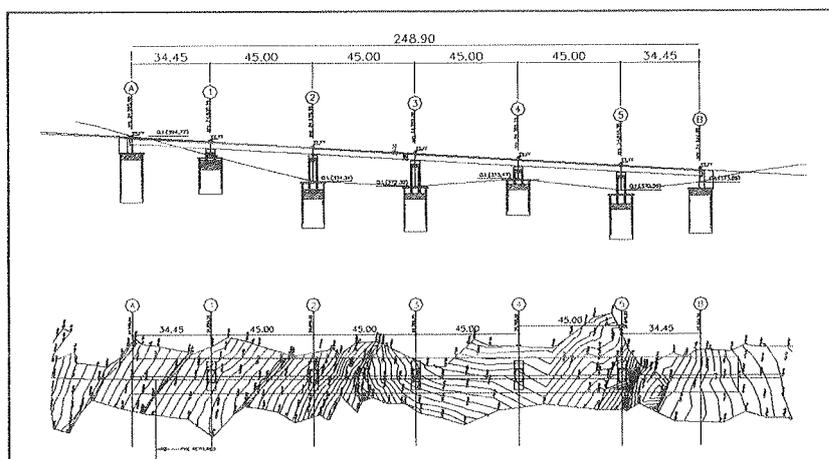


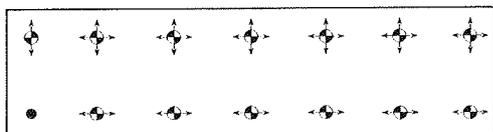
Figura 2 – Planimetria e Profilo longitudinale Viadotto Mascali

Lo **schema di vincolo** del progetto prima dell'adeguamento, per tutti i viadotti, è quello "classico":

longitudinalmente è una trave continua con appoggi fissi sulle spalle e scorrevoli unidirezionali sulle pile, trasversalmente i due appoggi (uno per ogni trave metallica), sono uno fisso e l'altro mobile.

Con questo schema (vedi figura 3) sono consentiti i movimenti lenti quali, variazioni termiche, ritiro, fluage, sia trasversali che longitudinali; le azioni di servizio, come la frenatura, e quelle sismiche longitudinali sono trasferite alle spalle mentre le azioni come vento e sisma in direzione trasversale vengono ripartite sulle pile.

Si riporta nella figura 3 seguente lo schema statico di vincolo del progetto iniziale:



- vincolo fisso
- ←→ vincolo unidirezionale
- ↻ vincolo multidirezionale

Figura 3 – Schema di vincolo del progetto prima dell'adeguamento sismico

1.1. Classificazione sismica

I cinque viadotti nel progetto esecutivo erano stati calcolati secondo la vecchia classificazione sismica per la quale due di questi ricadevano in zona sismica di III Categoria (S=6), mentre gli altri tre ricadevano in zone non sismiche.

Durante le prime fasi di lavoro, ottobre-novembre del 2002, in seguito alla Delibera 5447 della Giunta Regionale della Regione Campania approvata il 7/11/2002 (emanata successivamente al tragico evento del terremoto di San Giuliano di Puglia nel Molise), i Comuni interessati dai viadotti sono stati riclassificati sismicamente e si è venuta a delineare la seguente situazione qui brevemente riepilogata nella tabella I seguente:

	Grado sismicità Progetto Esecutivo	Grado di sismicità Del. 5447/2002
MINGARDO	S=6 Cat. III	S=9 Cat. II
SERRAPOTAMO	S=6 Cat. III	S=9 Cat. II
LAMBRO	Non sismico	S=9 Cat. II
MASCALE	Non sismico	S=9 Cat. II
BONIFICA	Non sismico	S=6 Cat. III

Tabella I Confronto Classificazione Sismica

1.2 Scopo dell'intervento

Con la Delibera di cui sopra, è stata richiesta una **riverifica del progetto secondo la Nuova Classificazione Sismica** con l'aggravante che erano in avanzata fase di esecuzione le fondazioni di alcune pile e spalle.

Secondo lo schema di vincolo originario le azioni sismiche, dove presenti, relative alle masse degli impalcati, venivano indirizzate per il sisma in direzione longitudinale sulle spalle e per quello trasversale su tutte le pile. Si trattava, in generale, di modeste azioni, visto il basso grado di intensità sismica e la massa dell'impalcato metallico piuttosto "leggero". Anche le azioni sismiche relative alle masse delle pile risultavano modeste o per lo meno inferiori a quelle delle azioni del vento soprattutto per le pile più alte.

La situazione cambia radicalmente con la nuova classificazione mantenendo lo stesso schema di vincolo: infatti longitudinalmente le azioni sismiche sulle spalle si incrementano notevolmente, non solo per la propria inerzia e le maggiori spinte del terreno, ma anche per le masse dell'impalcato stesso; c'è da notare che per alcuni viadotti la nuova classificazione sismica comporta il passaggio ad una categoria sismica superiore, per altri, addirittura, il cambiamento è da non sismico a sismico di II Categoria.

Inoltre, trasversalmente, risultano particolarmente gravose le sollecitazioni indotte sulla struttura dovute agli spostamenti relativi orizzontali delle fondazioni, così come previsto dalla allora vigente Normativa Sismica DM 16/1/96 [1] al punto B.10. Queste sollecitazioni non erano state considerate in precedenza, in quanto erano previste dalla Normativa solo per le zone di II Categoria sismica e quindi non interessavano nessun viadotto.

A questo punto, in relazione allo sviluppo dei lavori e soprattutto in relazione alla necessità di assorbire le sollecitazioni dovute agli spostamenti relativi trasversali si è studiata una soluzione strutturale per l'**adeguamento sismico** che non comportasse significative variazioni delle sollecitazioni sulla sottostruttura e quindi modifiche e rinforzi delle stesse (già in parte realizzate), ma che invece **ridistribuisse l'azione sismica incrementata su altri elementi strutturali capaci di sopportarla**, ossia elementi strutturali con adeguate riserve di sicurezza nei confronti di questo incremento delle sollecitazioni.

Nel caso dei viadotti Mingardo, Serrapotamo e Lambro questi elementi sono stati individuati in alcune pile più alte, che erano già dimensionate per l'azione del vento più gravosa, mentre per i viadotti Mascale e Bonifica, con pile più basse, si è preferito redistribuire le azioni sismiche sulle spalle.

La redistribuzione delle azioni sismiche è stata possibile **modificando gli schemi di vincolo dei viadotti in condizioni dinamiche**, grazie all'introduzione di **dispositivi antisismici** di tipo viscoso ed elasto-viscoso. In fase di servizio, invece, viene mantenuto lo stesso schema statico, indispensabile per consentire i movimenti lenti (variazioni termiche, ritiro, fluage) dell'impalcato e quindi evitare delle sollecitazioni indotte sull'impalcato stesso per deformazioni impedito.

2. ADEGUAMENTO SISMICO

2.1 Dispositivi antisismici

I dispositivi antisismici [2] che sono stati inseriti nel progetto di adeguamento sismico sono di due tipi:

- dispositivi viscosi
 - dispositivi elasto-viscosi
- utilizzati entrambi con due scopi diversi.

2.1.1 Dispositivi viscosi

I dispositivi viscosi o accoppiatori viscosi, sono costituiti da un cilindro riempito con fluido siliconico e da un pistone che crea due camere, libero di muoversi in entrambe le direzioni; le camere sono in comunicazione mediante un condotto o strozzatura. La forza necessaria per spostare il pistone dipende dalla strozzatura, dalla velocità con cui il pistone viene spostato e dalla viscosità del fluido.

Con questo comportamento il dispositivo viscoso è in grado di reagire a spostamenti lenti, come quelli delle variazioni termiche, ritiro e fluage, con forze trascurabili

mentre reagisce con forze notevoli alle azioni dinamiche come quella del sisma.

Questi dispositivi sono caratterizzati da una legge analitica che lega la forza alla velocità del tipo

$$F = C V^n$$

dove

F Forza, reazione trasmessa alla sottostruttura

C coefficiente di viscosità

V^n velocità dell'azione con esponente $n = 0.15$.

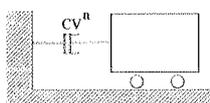


Figura 4 – Modello viscoso

Con questo funzionamento, pertanto i dispositivi viscosi di questo tipo consentono il collegamento dell'impalcato con la sottostruttura **solo in condizioni dinamiche**.

2.1.2 Dispositivi elasto-viscosi

I dispositivi elasto-viscosi, sono caratterizzati anch'essi da un cilindro riempito con fluido silconico e da pistone, ma al contrario dei precedenti, per carichi applicati quasi staticamente, reagiscono opponendo una reazione elastica, pertanto la legge analitica è di questo tipo:

$$F = K x + C V^n$$

dove

F Forza, reazione trasmessa alla sottostruttura

$K x$ reazione elastica del dispositivo allo spostamento x

$C V^n$ reazione viscosa dovuta alla laminazione del fluido

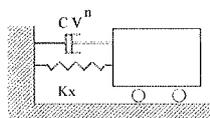


Figura 5 Modello elasto-viscoso

Con questo funzionamento, pertanto i dispositivi elasto-viscosi di questo tipo consentono il collegamento dell'impalcato con la sottostruttura **sia in condizioni statiche che dinamiche**.

2.2 Utilizzo dei dispositivi nell'adeguamento sismico

Le caratteristiche fisico-meccaniche di questi dispositivi sono state utilizzate in modo differente per l'adeguamento dei viadotti con caratteristiche diverse ed è stato possibile modificare in modo opportuno gli schemi di vincolo in condizioni dinamiche senza alterare il funzionamento nelle condizioni di esercizio.

A questo punto ritorniamo alla distinzione tra le due tipologie di viadotti:

- 1) Viadotti con pile alte: Mingardo, Serrapotamo e Lambro
- 2) Viadotti con pile basse: Mascale e Bonifica.

2.2.1 Viadotti con pile alte

Per questi viadotti si è pensato di introdurre dei dispositivi viscosi accoppiatori **in senso longitudinale** in corrispondenza degli appoggi unidirezionali solo sulle pile più alte.

Con questo accoppiamento, in fase dinamica, tra impalcato e pile alte è possibile "alleggerire" la spalla dalle azioni sismiche incrementate e caricare le pile più alte, già dimensionate in precedenza per l'azione del vento più gravosa e quindi dotate di riserve di sicurezza.

Per ottenere ciò, è necessario introdurre sulle spalle stesse dei dispositivi elasto-viscosi a rigidezza controllata compatibile con quella dell'insieme "pile alte-accoppiatori viscosi"; la spalla, senza i dispositivi elasto-viscosi, sarebbe troppo rigida rispetto alle pile alte e continuerebbe a prendere tutta l'azione sismica, invece con i dispositivi elasto-viscosi l'azione sismica viene ridistribuita tra la spalla e le pile alte in funzione di rigidità tra di loro compatibili. Le pile alte, comunque, ricevono un'azione opportunamente tarata dal dispositivo accoppiatore stesso in modo adeguato con le proprie riserve di sicurezza.

In fase di servizio lo schema di vincolo continua ad essere quello "classico": longitudinalmente trave continua con appoggi mobili su tutte le pile (i dispositivi non intervengono per movimenti lenti) e sulla spalla vincoli elastici che in termini di forza sono equivalenti a dei "vincoli fissi", perchè assorbono tutte le azioni di servizio, ma che comportano degli spostamenti comunque modesti e compatibili con la funzionalità delle condizioni di servizio.

Si riportano gli schemi di vincolo longitudinali riassuntivi per le condizioni dinamiche (fig. 6) e di servizio (fig. 7).

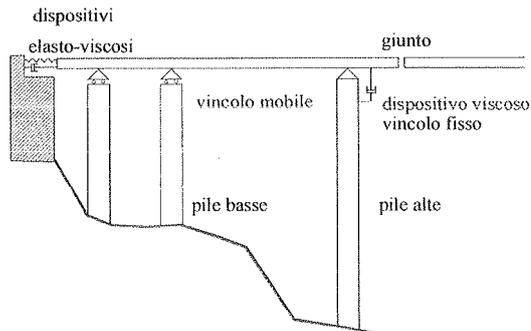


Figura 6 - Schema statico longitudinale in condizioni dinamiche per viadotti con pile alte

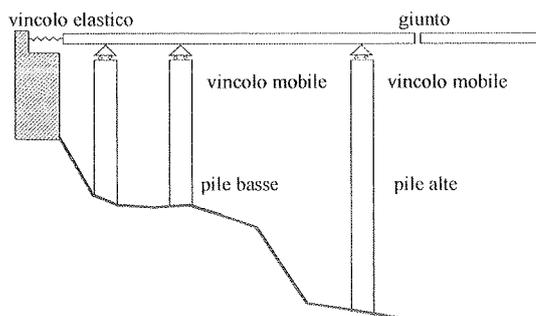


Figura 7 - Schema statico longitudinale in condizioni di servizio per viadotti con pile alte

In senso trasversale sia su spalle che sulle pile si prevedono dei dispositivi elasto-viscosi, del tipo di quelli longitudinali sulle spalle. In fase dinamica, questi consentono un effetto mitigante nei confronti delle sollecitazioni indotte dagli spostamenti relativi delle fondazioni (come previsti dalla normativa al punto B.10).

Ne consegue che lo schema di vincolo sia in condizioni dinamiche che statiche è quello di trave continua su appoggi di elasticità variabile dovuta all'elasticità della pila e del dispositivo (figura 8).



Figura 8 - Schema statico trasversale

I dispositivi viscosi accoppiatori in direzione longitudinale vengono disposti in corrispondenza degli appoggi delle travi sulle pile (fig. 9) e vengono raddoppiati nel caso delle pile di giunto (fig. 10).

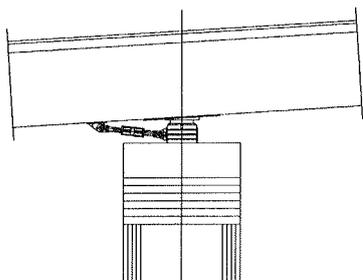


Figura 9 - Dispositivo viscoso longitudinale sulle pile alte

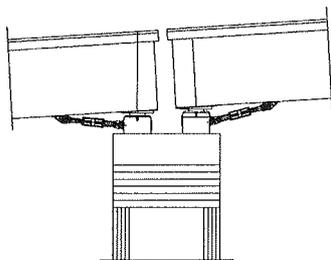


Figura 10 - Dispositivi viscosi longitudinali sulla pila di giunto

Vale la pena soffermarsi anche su questa scelta progettuale di rendere le due parti indipendenti dell'impalcato solidali alla pila di giunto: in questo modo è stato possibile, evitare fenomeni di "battimenti" per il non sincronismo delle due parti

indipendenti dell'impalcato e quindi dimensionare il giunto strutturale longitudinalmente solo per gli spostamenti lenti in fase di esercizio e non per quelli sismici che sarebbero stati piuttosto elevati; la normativa infatti prevede delle amplificazioni notevoli degli spostamenti che sicuramente avrebbero comportato una modifica delle dimensioni del pulvino rispetto al progetto originario. Con l'accoppiamento degli impalcati alla pila di giunto, in direzione longitudinale, invece, è stato possibile mantenere lo stesso pulvino senza influire comunque sulle sollecitazioni della pila che aveva sufficienti riserve di sicurezza, come confermato anche dai risultati del modello di calcolo.

I dispositivi elasto-viscosi trasversali vengono disposti al disotto dell'impalcato tra i due appoggi delle travi metalliche e sono contenuti da due ritegni in c.a. come si vede in figura 11 e anche per la pila di giunto è previsto un raddoppio di questi dispositivi.

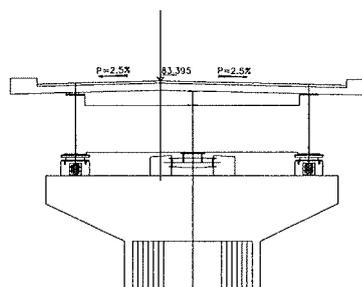


Fig. 11 - Dispositivo elasto-viscoso trasversale su tutte le pile

Gli appoggi delle travi sono tutti del tipo multidirezionale per consentire il libero movimento dei dispositivi elasto-viscosi trasversali sia in fase di servizio che in fase dinamica e per consentire i movimenti lenti longitudinali in fase di esercizio.

Si riporta di seguito uno schema planimetrico riassuntivo dei vincoli (fig. 12).

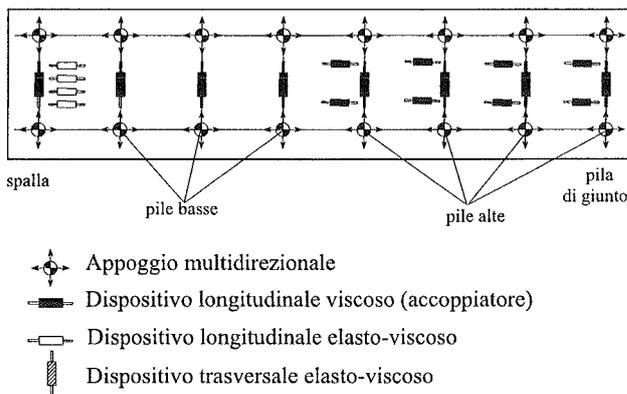


Figura 12 - Schema planimetrico dei vincoli nel progetto di adeguamento per viadotti con pile alte

2.2.2 Viadotti con pile basse

Per questi viadotti, invece, diventa difficile ridistribuire l'azione sismica incrementata in **senso longitudinale** tra pile e spalle in quanto la rigidezza dell'insieme "pila bassa-dispositivo" rimane sempre piuttosto elevata e non è compatibile con le riserve di sicurezza delle pile stesse e con eventuali dispositivi elasto-viscosi da inserire sulle spalle.

Pertanto si è pensato di disporre degli accoppiatori viscosi, che intervengono solo in fase dinamica, su entrambe le spalle distribuendo l'intera azione sismica tra di queste.

Su una sola spalla si dispongono, oltre a quelli viscosi anche dei dispositivi elasto-viscosi che funzionano in fase di servizio da "vincoli fissi" per assorbire le azioni statiche come la frenatura; l'impalcato è comunque libero di muoversi in senso longitudinale in fase di servizio in quanto sull'altra spalla i dispositivi viscosi intervengono solo in fase dinamica, come si vede dagli schemi nelle figure seguenti.

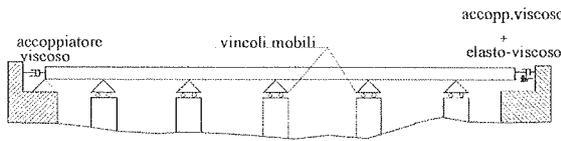


Figura 13 - Schema statico longitudinale in condizioni dinamiche per viadotti con pile basse

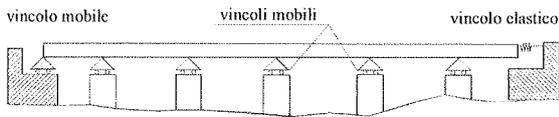


Figura 14 - Schema statico longitudinale in condizioni di servizio per viadotti con pile basse

Questo è stato possibile sul viadotto Mascale, mentre nel caso del viadotto Bonifica, le ridotte azioni sismiche dovute ad un piccolo impalcato e comunque ad un basso grado di sismicità hanno consentito di lasciare dispositivi viscosi accoppiatori, solo su una spalla, la quale è capace di assorbire da sola l'intera azione sismica sfruttando le proprie riserve di sicurezza.

In **senso trasversale** si introducono dispositivi elasto-viscosi sia su pile che spalle per gli stessi motivi per i quali sono stati introdotti sui viadotti con pile alte e lo schema statico che ne consegue è lo stesso di trave continua su appoggi di elasticità variabile dovuta all'elasticità della pila e del dispositivo.

Analoghe considerazioni si fanno per gli appoggi delle travi di impalcato, anche in questo caso si **hanno tutti appoggi multidirezionali**.

Si riporta di seguito lo schema planimetrico riassuntivo di tutti i vincoli (fig. 15)

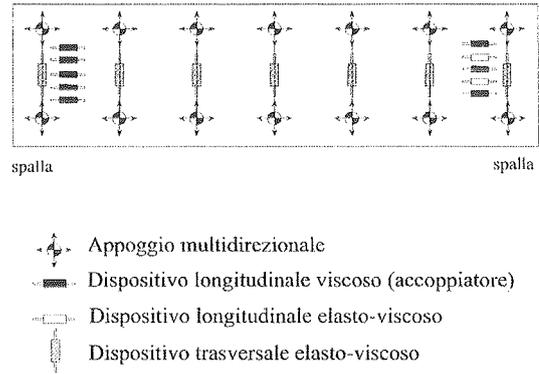


Figura 15 Schema planimetrico dei vincoli nel progetto di adeguamento per viadotto con pile basse

3 MODELLI DI CALCOLO

L'analisi sismica è stata curata in modo differente per i cinque viadotti, tenendo conto delle diverse problematiche di cui ai paragrafi precedenti, comunque tutte sono state svolte nel rispetto delle prescrizioni della Normativa Sismica allora vigente DM 16/01/96.

3.1 Viadotti Mingardo, Serrapotamo e Lambro

Per questi tre viadotti più lunghi, data la complessità della struttura, (viadotti a più campate, in curva e in alcuni casi anche con ridotti raggi planimetrici) e dello schema di vincolo in condizioni sismiche, si è proceduto ad un'analisi dinamica della struttura allo spettro di risposta considerata in campo elastico lineare.

I viadotti sono stati modellati con programma di calcolo agli **elementi finiti** e l'analisi dinamica allo spettro di risposta è stata eseguita con il **metodo dell'analisi modale** adottando per lo spettro di risposta, in termini di accelerazione la seguente espressione a/g secondo quanto previsto dalla Normativa:

$$a/g = C I R$$

dove

- a accelerazione spettrale
- g accelerazione di gravità
- I coefficiente di protezione sismica
- R funzione del periodo di vibrazione del modo di vibrare considerato ed è pari all'espressione

$$R = 0.862/T^{2/3} \quad \text{per } T > 0.8 \text{ sec}$$

$$R = 1.0 \quad \text{per } T \leq 0.8 \text{ sec}$$

Ove T è il periodo del modo di vibrare considerato.

L'analisi modale è stata svolta calcolando un numero di **modi di vibrare** sufficiente ad assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura, sempre come previsto dalla Normativa.

L'analisi ha calcolato circa 50 modi di vibrare per ottenere la condizione suddetta e i modi principali più significativi sono risultati quelli con periodo intorno a 1.8 – 2.0 sec.

In figura 16 si riporta come esempio il modello di calcolo di un viadotto con uno dei modi di vibrare più significativo.

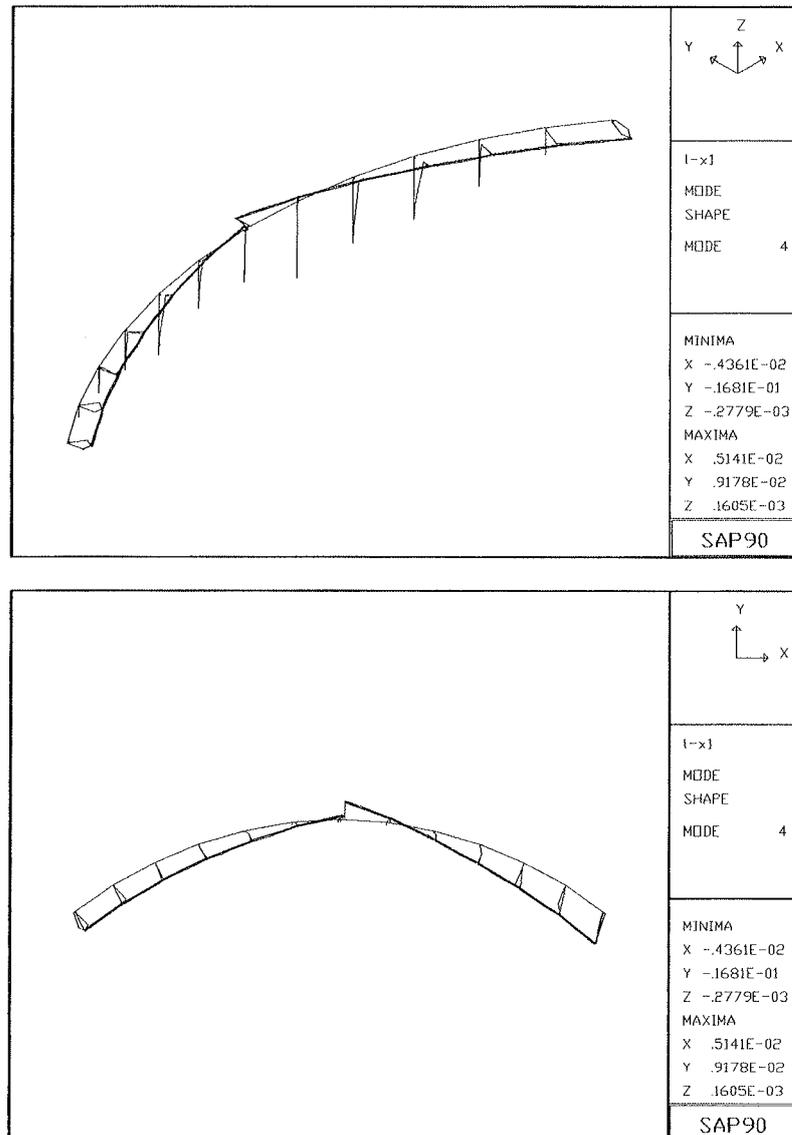


Figura 16 – Modello di calcolo per un viadotto con pile alte
 Modo di Vibrare significativo

Particolare attenzione nel modello di calcolo è stata posta alla **simulazione del sistema di vincoli** dell’impalcato sia su pile che spalle:

- I dispositivi viscosi accoppiatori, disposti tra impalcato e pile alte, sono stati simulati con delle connessioni rigide tra gli elementi che mantengono libere le rotazioni relative, si tratta a tutti gli effetti di “cerniere”.

- I dispositivi elasto-viscosi trasversali, disposti sulle pile, e quelli longitudinali disposti sulle spalle, sono stati modellati come vincoli elastici simulati da “bielle” di opportuna rigidità equivalente a quella del dispositivo stesso.

Pertanto si può dire che del dispositivo viscoso è stato simulato solo “l’accoppiamento impalcato-pile”, mentre nel caso di quelli elasto-viscosi solo l’effetto “molla” ossia, in entrambi i casi, è stata trascurata nel modello di calcolo la

componente viscosa e quindi **dissipativa** dell’elemento. Questo per avere delle ulteriori riserve di sicurezza.

Il **giunto strutturale** dell’impalcato viene modellato invece interrompendo la continuità delle aste di impalcato e raddoppiando il sistema di appoggio sulla pila stessa.

Le due parti indipendenti dell’impalcato sono comunemente rese solidali alla pila di giunto longitudinalmente con la connessione rigida e trasversalmente con le “bielle”.

In pratica tra le due parti indipendenti dell’impalcato sul giunto non ci sono spostamenti relativi longitudinali perchè impediti dalla connessione con la pila di giunto, ma solo quelli trasversali consentiti dai dispositivi elasto-viscosi.

I **risultati del modello** dinamico in termini di **sollecitazioni** hanno confermato la possibilità di queste connessioni in quanto le sollecitazioni indotte sulle pile, anche

per quella di giunto, sono risultate compatibili con le proprie riserve di sicurezza. I risultati del modello dinamico in termini di **spostamenti**, opportunamente amplificati come previsto dalla normativa, sono serviti a dimensionare le corse necessarie agli appoggi multidirezionali per consentire i liberi spostamenti nei dispositivi così come previsti dal modello di calcolo stesso.

3.2 Viadotti Mascali e Bonifica

Per queste due viadotti più piccoli e senz'altro meno complessi sia nella geometria che negli schemi di vincolo in fase dinamica, come precedentemente descritto, l'analisi sismica è stata svolta con una **analisi statica equivalente**.

Gli impalcati sono stati modellati come uniche masse la cui inerzia sismica viene trasmessa ad una spalla o ripartita tra le due spalle in funzione delle rigidità dei dispositivi che sono stati introdotti. Anche in questo caso, come nel precedente si trascura la componente viscosa dei dispositivi.

4 CONCLUSIONI

Con questo intervento è stato possibile **adeguare sismicamente i cinque viadotti in corso di esecuzione** senza apportare modifiche alle sottostrutture in c.a. (fondazioni, pile e spalle) del progetto originario, ma modificando le condizioni di vincolo solo in fase dinamica mediante i dispositivi antisismici e ridistribuendo opportunamente l'azione sismica.

Inoltre è da evidenziare il fatto che l'introduzione dei dispositivi antisismici garantisce altre riserve di sicurezza in fase sismica che non sarebbero possibili con un tradizionale adeguamento con rinforzi strutturali fatti a posteriori; queste **riserve di sicurezza** consistono nella **componente viscosa** e quindi **dissipativa** dei dispositivi stessi che a favore di sicurezza non è stata considerata nell'analisi sismica del progetto di adeguamento.

Committente dell'opera: Provincia di Salerno

Progetto di appalto: Studio Lotti Associati S.p.A.

Progetto esecutivo di adeguamento sismico:

- Progetto architettonico: ing. Mario Beomonte
- Progetto generale e strutture in c.a.: ECS S.r.l. (progettista responsabile ing. Ettore Sacco, incaricato di progetto ing. Nicola Colaianna)
- Progetto strutture in acciaio: SETECO S.r.l. (ing. Pierangelo Pistoletti)
- Geotecnica: Sembenelli Consulting S.r.l.

Bibliografia

- [1] DM 16 gennaio 1996 Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica
- [2] Soong T.T./Dargush G.F. – Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering – Wiley, Chichester England – 1997 - 356 pagine.

RECUPERO E RIUSO DELL'EDIFICIO GIÀ ADIBITO A CARCERE DEI DOMENICANI DELLA CITTÀ DI LIVORNO

Riccardo Del Corso¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Pisa.

SOMMARIO

L'edificio, costruito all'inizio del '700 ed originariamente adibito a convento, ha subito nel corso dei tre secoli di vita importanti trasformazioni. Oggi la nuova destinazione prevista, di Archivio di Stato, impone in primo luogo l'esecuzione di una accurata campagna di indagini e misure, volta a determinare la geometria della struttura, i materiali dei quali essa è costituita, l'impegno statico dei vari elementi. A seguire vengono individuate le più opportune soluzioni per il consolidamento e la ristrutturazione dell'edificio, tenuto conto degli aumenti di carico che la nuova destinazione comporta e dell'effetto delle azioni sismiche. Il cemento armato si dimostra, nel caso in esame, il materiale più idoneo per aumentare la capacità portante degli orizzontamenti e per il consolidamento dell'edificio in generale.

SUMMARY

The building, constructed at the beginning of eighteenth century to be used as a convent, has been deeply modified during his life. Now the new destination as a seat of the National Archive suggested a careful series of researches and measurements, to determine the structural geometry, the construction materials and the state of stresses of the various bearing elements. On the basis of such information and taken account of the increase of the loads (permanent, live and seismic), the more suitable solutions for the rehabilitation and the strengthening of the building have been used. Reinforced concrete represents, in this case, the most suitable material to increase the bearing capacity of the vaults.

1 INTRODUZIONE

Il primo nucleo dell'edificio venne costruito fra il 1699 ed il 1720 ed era costituito da due piani oltre il piano terreno. La destinazione originaria era quella di convento, con una sistemazione dei piani primo e secondo in celle singole. Al piano terreno, nell'angolo fra gli Scali del Refugio e l'attuale Via S. Caterina, venne realizzata una chiesa dedicata appunto a S. Caterina.

Durante il dominio francese (1808 - 1814), la parte di convento compresa fra gli Scali del Refugio e la Via S. Caterina venne adibita a carcere. Con provvedimento del 28 Settembre 1810 venne soppresso il convento e con successivo decreto del 9 Aprile 1811, emanato da Napoleone Bonaparte, venne assegnata al Comune di Livorno la parte di convento destinata ad uso di carcere e di quartiere di gendarmeria.

Molto probabilmente è proprio in questo periodo che fu trasformato il vasto ambiente a piano terra, originariamente destinato a chiesa con pianta rettangolare a tre navate, in una serie di celle a corridoio centrale (fig. 1).

Dopo la Restaurazione i Domenicani furono riammessi dal Granduca nel loro convento, con il compito di amministrare la parrocchia di S. Caterina, ma venne pure disposto il mantenimento della destinazione a carcere di parte dell'edificio e l'intestazione della relativa proprietà all'amministrazione comunale. Negli anni successivi e fino al 1858 non vennero attuate modifiche degne di nota, stante fra l'altro l'orientamento ad edificare altrove un moderno fabbricato in linea con gli indirizzi allora emergenti nel campo dell'edilizia carceraria.

Molto importante è invece l'intervento attuato nel 1859, del quale si conserva abbondante documentazione presso l'Archivio di Stato di Livorno: il corpo di fabbrica venne rialzato di un piano, il corridoio del secondo piano venne sventrato e la comunicazione fra le celle del secondo e del terzo piano venne realizzata con i tipici terrazzini in legno, i muri furono notevolmente ispessiti.

Tra il 1869 ed il 1873 venne annessa al carcere la porzione di angolo fra Via S. Caterina e Via Forte di S. Pietro e si completò l'espansione del carcere. A seguito di questa acquisizione, assegnata al demanio dello Stato, ebbe luogo tra il 1865 ed il 1889 una delicata controversia fra Stato e Comune in merito alla titolarità della proprietà dell'immobile, definita con transazione del 19 Dicembre 1889 con l'assegnazione di circa un terzo allo Stato ed il rimanente al Comune.

Ulteriori interventi furono attuati nel '900, con la costruzione di un locale nel cortile, adibito a cucina, con la sopraelevazione di due piani nella porzione su Via Forte di San Pietro per ricavare il carcere femminile e con la realizzazione di due cortili per l'aria dei carcerati, uno in Via S. Caterina ed uno sul tetto. Con questo assetto edilizio il carcere ha continuato a funzionare fino al 1985, quando venne evacuato in seguito ad un terremoto per andare ad insediarsi nel nuovo complesso che era stato appena terminato.

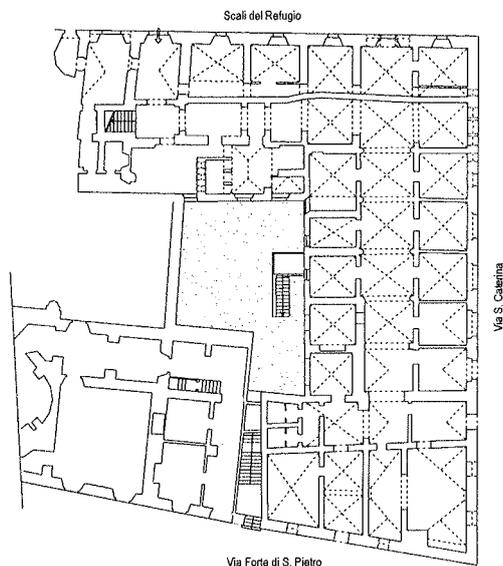


Figura 1. Pianta del piano terreno allo stato attuale

L'abbandono del carcere ha determinato una nuova destinazione dell'edificio, che è stata individuata nella sede dell'Archivio di Stato di Livorno.

E' stato così predisposto un progetto che prevede l'installazione di scaffali in quantità di oltre 10.000 metri lineari, uffici in grado di ospitare circa 35 persone, sale di lettura per 30 visitatori giornalieri, biblioteca ed alloggio del custode. Per le esigenze del personale e del pubblico sono stati previsti due ascensori ed un montacarichi, mentre per la sicurezza verrà installata una scala metallica con uscita nel cortile.

L'intervento complessivo comprende una serie di consolidamenti e di modifiche alla struttura portante, oltre all'installazione dell'impiantistica elettrica, termoidraulica e di antincendio.

I lavori sono iniziati nel 1989 e hanno avuto limitati stati di avanzamento in funzione dei finanziamenti erogati. Ad oggi comunque alcuni importanti lavori sono già stati realizzati.

In primo luogo è stato eliminato il cortile per l'aria dei reclusi, che interrompeva la Via S. Caterina, oggi completamente sgombra e restituita alla città. Altro notevole lavoro è stato compiuto con la completa ristrutturazione del tetto, che risultava deturpato dall'ampia terrazza ad uso della sezione femminile del carcere.

All'interno la modifica più importante è rappresentata dall'eliminazione dei terrazzini in legno e la realizzazione di corridoi al posto dei vuoti al secondo ed al terzo piano, con notevole miglioramento del comportamento statico dell'edificio. Infine sono stati realizzati i consolidamenti delle volte del terzo piano e di parte di quelle del secondo piano.

Con l'intervento ora in progetto è previsto il completamento dei consolidamenti al terzo e secondo piano e la realizzazione di tutte le altre opere di consolidamento, necessarie per la nuova destinazione dell'edificio ad Archivio di Stato. Verranno inoltre effettuate delle modifiche alle coperture e verrà completata la scala di sicurezza.

2 INDAGINI SPERIMENTALI

In via preliminare è stato compiuto il rilievo di tutto l'edificio, con restituzione grafica dei risultati.

Per avere una accurata informazione sulla tessitura delle murature e delle volte, si è reso necessario demolire l'intonaco e portare a nudo le superfici. Operazione già realizzata in una quantità significativa di zone, che verrà, in sede di esecuzione dei lavori di appalto, estesa a tutto il complesso. Gli spessori degli elementi portanti orizzontali e verticali, quando non rilevabili direttamente, sono stati determinati per mezzo di un adeguato numero di saggi.

L'ispezione delle murature e delle volte non ha messo in luce particolari segni di dissesto, tranne qualche lesione di spessore dell'ordine del millimetro o poco più. Segno di un sostanziale quadro positivo della stabilità dell'edificio.

E' stata poi eseguita tutta una serie di indagini, volte ad acquisire la conoscenza delle strutture portanti e delle fondazioni in ordine alla loro conformazione e geometria, alla natura ed alla qualità dei materiali costruttivi, ed infine allo stato tensionale presente in alcuni punti nelle condizioni attuali. Le indagini hanno compreso inoltre le prove in situ del terreno su cui poggia la fondazione, il prelievo di campioni indisturbati di terreno e le relative prove in laboratorio [1].

2.1 Prove sulle murature

2.1.1 Prove meccaniche con martinetti piatti

Sono utilizzati martinetti piatti della larghezza di 350 mm, profondità di 260 mm e spessore di 3,5 mm, inseriti nella muratura dopo averne eseguito un taglio per mezzo di una sega circolare a lama diamantata e successivamente posti in pressione mediante un circuito idraulico azionato da una pompa manuale.

Il rilievo dello stato tensionale è stato effettuato sulla base di cinque prove con martinetti piatti semplici. La procedura si fonda sull'ipotesi che la muratura, a seguito di un taglio orizzontale, si deformi localmente rilasciando lo stato di tensione, fino ad attingere al valore nullo in corrispondenza delle facce libere; e che successivamente venga ripristinato lo stato di tensione originario per mezzo di una pressione, indotta appunto dal martinetto piatto, di entità tale da annullare la deformazione artificialmente prodotta.

Per eseguire la prova occorre porre in opera tre basi estensimetriche, a cavallo del taglio entro il quale verrà alloggiato il martinetto piatto, rilevare le relative misure a struttura indeformata ed a taglio avvenuto, misurare la pressione nel circuito idraulico all'atto dell'avvenuto recupero della deformazione.

Il valore della tensione nel punto oggetto di osservazione è fornito dalla seguente espressione:

$$\sigma = p \cdot k_m \cdot k_a,$$

nella quale σ rappresenta la tensione normale,

p la pressione nel martinetto all'atto dell'avvenuto recupero della deformazione,

k_m è un coefficiente che tiene conto delle caratteristiche geometriche del martinetto e della rigidità della saldatura di bordo (nel caso in esame compreso fra 0,92 e 0,98),

k_a è il rapporto fra l'area del martinetto e l'area del taglio (nel caso in esame compreso fra 0,96 e 0,98).

Praticando invece, in luogo di uno, due intagli orizzontali posti uno sopra l'altro ad una distanza di 500 mm, si può pensare di isolare un concio di parete sul quale eseguire, mediante una coppia di martinetti piatti, una prova di compressione.

Sistemando in corrispondenza del provino quattro basi di misura, per il rilievo delle deformazioni assiali e trasversali, si può costruire il diagramma sforzi - deformazioni, dal quale dedurre il modulo di elasticità e la resistenza a rottura.

Tale operazione è stata eseguita in sei punti, ove state state misurate anche le tensioni di ripristino.

I risultati dei rilievi compiuti in 11 punti di misura sono riassunti nella tabella 1 [1].

I risultati mostrano una accentuata eterogeneità delle murature, sia per quanto riguarda lo stato di tensione nelle condizioni attuali che la resistenza a rottura. Eterogeneità legata in primo luogo alle differenze di natura costitutiva, ma anche alla complessità dell'organismo strutturale.

In un punto è stato registrato un valore assai modesto della tensione normale media (0,83 kg/cm²), mentre in un'altra zona si è osservato per contro un valore molto elevato (15,80 kg/cm²). Escludendo questi valori estremi si sono osservati valori compresi fra 3,4 e 9,3 kg/cm², ai quali corrisponde un coefficiente di sicurezza, nelle condizioni attuali, variabile fra 1,4 e 4,4.

Tabella 1

N° prova	Tensioni di ripristino (kg/cm ²)	Tensioni di rottura (kg/cm ²)	Tipo di muratura
1	5,80	14,00	Mista
2	0,83	13,00	Mista
3	15,80	28,00	Mattoni
4	5,30	-	Mattoni
5	3,00	6,50	Mista
6	9,30	13,10	Mista
7	3,40	-	Mista
8	5,30	-	Mattoni
9	6,70	-	Mista
10	4,20	18,50	Mista
11	5,90	-	Mista

2.1.2 Prove meccaniche su campioni di muratura

Laddove la muratura era di qualità e consistenza appropriate, si è proceduto all'effettuazione di prelevi di campioni da sottoporre a prove meccaniche in laboratorio. Tale situazione si è verificata in corrispondenza sia delle pareti di spina che in alcune di quelle perimetrali, ove le pareti sono in muratura in mattoni pieni.

Sono stati prelevati in tali pareti otto campioni di forma cubica, delle dimensioni approssimative di 20 cm per lato.

I provini sono stati sottoposti a prova di compressione, con i risultati indicati nella tabella 2 [1].

Tabella 2

Provino N°	Dimens. (cm)	Massa (kg)	Area (cm ²)	Resist. compr. (kg/cm ²)
1	16x16,5x15,5	7,32	264	67
2	14,5x14,3x16	5,67	207	53
3	14,4x15,5x18,7	6,83	223	100
4	16,2x15,5x20,8	8,70	251	71
5	14,2x16x8,9	3,12	227	99
6	14,5x14,5x15,8	5,48	210	88
7	14,3x15,4x19	7,18	220	73
8	13,5x12,5x12,4	3,88	168	66

Si nota subito una notevole differenza fra la resistenza delle murature miste in pietrame e mattoni e quella, ben più elevata, delle pareti realizzate esclusivamente in mattoni pieni.

2.1.3 Rilievi endoscopici

La natura delle murature di grande spessore, costituite da pietrame e mattoni, è stata indagata per mezzo di due rilievi endoscopici entro fori di 101 mm, attraversanti l'intera parete [1].

E' stata utilizzata una sonda endoscopica ad asta rigida, direzione visiva a 90° e campo visivo di 35°, con sorgente luminosa di intensità regolabile.

I risultati dei rilievi hanno evidenziato, in entrambi i casi, la natura eterogenea della muratura, che in corrispondenza delle facce esterne è costituita da pietre e mattoni, mentre nel nucleo interno è costituita prevalentemente da pietrame di grosse dimensioni.

Si notano chiaramente cavità e distacchi fra pietre e malta, fino a raggiungere la dimensione di circa 2-3 cm, specialmente nella parte centrale della parete. Tuttavia la parete stessa è nel

complesso assai compatta e discretamente omogenea nello spessore.

2.1.4 Rilievo termografico

E' stato effettuato un rilievo termografico delle facciate principali, al fine di poter verificare, con un metodo non distruttivo, la presenza di eventuali aperture nascoste da successivi interventi, di distacchi dell'intonaco esterno e di umidità nella muratura.

Solo sulla facciata lato Scali del Rifugio è stato possibile inquadrare tutto il prospetto, mentre sugli altri lati la presenza di edifici molto vicini ha consentito solo indagini relativi a porzioni limitate di muratura.

E' stata utilizzata una termocamera digitale a raggi infrarossi, in grado di leggere le temperature punto per punto, di registrarle e di restituire una immagine per mezzo di uno specifico software.

Si è potuto così verificare [1] che le murature sono assai regolari, con qualche episodio di modifica successiva alla costruzione originaria, e che non si riscontrano dissesti o lesioni non visibili ad occhio nudo.

2.2 Indagini geognostiche

E' stata effettuata nel Luglio 2002 una relazione geologico-tecnica. Le normative seguite per la stesura di detta relazione sono il D.M. 1/03/1988 e successive modifiche ed integrazioni, la Circ. Appl. Min. LL.PP. 30483 del 24/09/1988 e Del. C.P. N° 80 del 30/06/1997.

L'indagine si è articolata nelle seguenti fasi:

- rilievo dei dati morfologici e geologici in ambito geologicamente significativo;
- esame della situazione idrologica ed idrogeologica;
- realizzazione di quattro sondaggi a carotaggio continuo, per la ricostruzione della sequenza stratigrafica dei terreni al di sotto dell'opera di intervento;
- realizzazione di sondaggi obliqui a carotaggio continuo, per l'individuazione della conformazione delle fondazioni del fabbricato già esistente;
- prelievo di n. 12 campioni indisturbati da sottoporre a prove geotecniche di laboratorio (determinazioni fisiche, analisi granulometriche, prove di compressione edometrica, prove di taglio diretto);
- realizzazione di n. 20 prove penetrometriche SPT a foro tondo per la determinazione dei parametri geotecniche del terreno;
- sintesi ed elaborazione dei dati raccolti secondo i modelli più adatti, con particolare riferimento ed attenzione alla valutazione dell'impatto dell'opera oggetto di realizzazione sul contesto paesaggistico-ambientale peculiare della zona e inoltre allo studio dei processi morfogenetici e specifico riferimento a dissesti in atto o potenziali e loro eventuali tendenze evolutive.

Le indagini hanno consentito innanzitutto di affermare che le condizioni generali di stabilità dell'area non sembrano presentare, al momento attuale, fenomeni di dissesto particolare, né di tipo attivo, né potenziale, che in qualche modo potrebbero essere correlati con la realizzazione dell'opera in esame.

E' stato poi individuato in 3,00 metri al di sotto del piano di campagna il livello piezometrico dell'acqua riscontrato nei fori dei sondaggi.

I sondaggi sono stati effettuati fino alla profondità di 21 m. Essi hanno consentito di ricostruire la stratigrafia del terreno di

fondazione, che è risultato costituito per i primi 3 m da terreno di riporto e per lo strato compreso fra 3 e 21 m da alternanze di sedimenti sabbioso limosi.

Le prove SPT hanno consentito di estrapolare le seguenti grandezze:

- angolo di attrito: circa 30° ,
- densità relativa: compresa fra 40 e 84 %,
- modulo edometrico: compreso fra 87 e 225 kg/cm^2 ,
- peso specifico saturo: compreso fra 1,97 e $2,16 \text{ t/m}^3$,
- peso specifico saturo: compreso fra 1,51 e $1,84 \text{ t/m}^3$.

Le prove edometriche hanno fornito il coefficiente di consolidazione primaria, compreso fra 1,18 e $3,29 \text{ cm}^2/\text{sec}$.

Le prove di taglio diretto in condizione consolidate drenate hanno fornito i seguenti risultati:

- angolo di attrito: compreso fra 20° e 36° ,
- coesione c: compresa fra 0,41 e $0,85 \text{ kg/cm}^2$.

Le differenze fra le prove di laboratorio e le prove in situ sono giustificate, con la constatazione che la natura del terreno ha comportato un degrado del materiale durante la fase di defu-stellamento e pertanto nelle prove di laboratorio si sono ottenuti valori più bassi.

3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

A grandi linee l'intervento è classificabile quale miglioramento sismico, ai sensi della normativa di cui al D.M. 16/01/1996.

Sono già stati attuati, come in precedenza affermato, alcuni interventi volti ad eliminare alcune superfetazioni, quali l'impalcato situato sopra la copertura a falde inclinate, il percorso di ronda a sbalzo alla quota di imposta del tetto, ed il muro di recinzione del cortile per l'aria dei reclusi. Per far posto alle scale di sicurezza, sono state poi demolite alcune parti secondarie, costituite da un piccolo porticato e da un fabbricato, ubicato all'interno del cortile ed adibito a cucina del complesso.

Accanto a questi interventi minori sono state realizzate opere finalizzate alla ricostituzione dell'originaria tessitura dell'edificio, tramite la posa in opera di solai in laterizio armato in corrispondenza dei vuoti determinati dallo sventramento dei corridoi centrali, operato in occasione della ristrutturazione del carcere al fine di rendere più agevole la sorveglianza delle celle. Si è così ricostituita l'integrità degli impalcati a livello dei piani, con notevole miglioramento del comportamento dell'edificio, specialmente nei confronti delle azioni orizzontali.

Naturalmente l'edificio rimane comunque ampiamente modificato, dato che mantiene la sopraelevazione di un piano sull'intera superficie in pianta, realizzata a metà dell'ottocento, e l'ulteriore piano, aggiunto nel novecento su una limitata porzione del fabbricato.

In conseguenza della nuova destinazione dell'edificio ad archivio, sono previsti degli interventi sulle pareti verticali e dei consolidamenti (in parte già realizzati) sulle strutture a volta, per adeguare le prestazioni della struttura ai nuovi carichi.

4 ASPETTI SISMICI

Le azioni sismiche sono state calcolate in base alle disposizioni del D.M. del 16/01/96.

L'edificio è stato sottoposto a verifica utilizzando il metodo POR, in considerazione del fatto che con i consolidamenti dei

solai e delle volte si vanno a realizzare dei diaframmi orizzontali rigidi. È stata poi effettuata anche la verifica diretta delle pareti in direzione ortogonale ed in direzione complanare al proprio piano di posa, considerando le singole quote di competenza delle azioni sismiche.

Tutte le verifiche hanno evidenziato che l'edificio presenta, nello stato attuale, una marcata carenza di sicurezza, secondo i metodi e le prescrizioni della sopraccitata normativa. Hanno evidenziato altresì che, con la ristrutturazione in progetto e la relativa variazione della destinazione d'uso, la sicurezza nei confronti dell'azione sismica subisce modeste variazioni.

È però ammesso inquadrare l'intervento quale "miglioramento sismico", dato che si rispettano le restrizioni previste dall'art. C.9.1.2. del Decreto Ministeriale. In tal caso si può omettere l'adeguamento sismico, che per l'edificio in questione sarebbe irrealizzabile.

5 VALUTAZIONE DELL'IMPEGNO STATICO DELLA MURATURA

Le pareti portanti dell'edificio sono state verificate per le azioni verticali e per le azioni orizzontali, sia ortogonali che complanari alle pareti stesse.

Per le resistenze è stato fatto riferimento ai risultati della campagna sperimentale in situ, tramite l'impiego di martinetti piatti, ed in laboratorio con le prove su provini in muratura di mattoni pieni.

Quali azioni ortogonali alla parete sono state considerate quelle derivanti dal vento, ed i relativi effetti sono stati combinati con quelli dei carichi verticali secondo il metodo degli stati limite.

In alcuni casi è stato necessario prevedere dei consolidamenti, per ottenere il prescritto livello di sicurezza. A tale scopo, sono stati adottati soluzioni differenti a seconda delle circostanze.

Il primo luogo sono state realizzate nuove murature nel piano seminterrato, ove la struttura portante è costituita essenzialmente dalle pareti perimetrali e da pilastri centrali in muratura, sui quali sono appoggiate le volte a crociera dell'impalcato del piano terra. Le nuove pareti, costituite da muratura in mattoni pieni di spessore adeguato, servono a creare un sostegno alle pareti interne, di spina e trasversali, realizzate all'epoca della trasformazione a carcere per creare le celle di reclusione.

Queste pareti, che in origine non esistevano, hanno determinato un carico notevole sulle volte, carico che è ulteriormente aumentato con la sopraelevazione di un piano dell'edificio.

L'intervento progettato ha lo scopo di raccogliere questi carichi, nel caso di un eventuale cedimento delle volte del piano terra, e di trasferirli al terreno di fondazione.

Le pareti interne dei piani primo e secondo sono state poi raddoppiate, sempre con i lavori di trasformazione del 1859. In questa circostanza, dato che non si intendeva conferire una maggiore resistenza statica all'edificio ma semplicemente rendere più sicuro il carcere nei confronti delle evasioni, si realizzò un rimpello, scarsamente dotato di ammorsamenti alle pareti preesistenti. Per ovviare a tale difetto, il progetto prevede dei collegamenti fra le pareti al livello dell'impalcato del piano terra, in maniera da ripartire con uniformità il carico sulle volte.

Quale ulteriore misura, è stato progettato un consolidamento delle pareti esistenti.

I risultati dell'indagine endoscopica hanno dimostrato l'impossibilità di procedere ad iniezioni di malta nelle pareti, a causa della struttura assai compatta della muratura. La malta è infatti presente in tutto il volume della muratura e le cavità, do-

vute a difetto o degrado della malta stessa, sono di piccola entità e distribuite in maniera discontinua. Non è garantito quindi né una sufficiente diffusione del prodotto iniettato né una omogeneità del trattamento.

Scartata questa possibilità, è stata prevista l'applicazione di uno strato di betoncino al livello del piano terreno, ove lo stato tensionale è rilevante. Tuttavia, essendo necessario intervenire su entrambe le facce delle pareti e considerato che l'efficacia del provvedimento è limitata in caso di grandi spessori dei muri, questa soluzione è stata utilizzata per le sole pareti interne.

Quanto alle pareti perimetrali, è stato tentato in prima battuta di eliminare alcune delle aperture, nel tentativo di aumentare il sodo murario e ripartire su superfici più ampie i carichi. Costatato che tale ipotesi contrastava fortemente con le esigenze architettoniche, è stato ritenuto sufficiente orlare con robusti telai chiusi le finestre, laddove risultavano non soddisfatte le verifiche di sicurezza.

Le azioni complanari alle pareti sono state successivamente messe a calcolo per verificare l'effetto delle modifiche attuate con l'introduzione di nuove aperture o con l'allargamento di quelle esistenti.

Utilizzando gli usuali modelli per la descrizione del comportamento di elementi tozzi sottoposti a azioni orizzontali, ai quali sono stati posti in serie i telai metallici chiusi inseriti a rinforzo delle aperture, è stato effettuato il confronto fra la prestazione in termini di resistenza posseduta dalla parete prima dell'intervento e quella relativa a lavori avvenuti. Il dimensionamento dei telai è stato così determinato dalla condizione di non peggiorare la resistenza originaria.

6 CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE CON SOLETTE IN CEMENTO ARMATO

La nuova destinazione ad archivio e la previsione di impiego di scaffalature compatte provoca un notevole aumento dei carichi sulle strutture portanti orizzontali, costituite per la maggior parte da volte in laterizio.

Al piano terzo le volte, realizzate con mattoni posti per padiglione, sono del tipo a padiglione ed hanno spessore di 6 cm. Al piano primo e secondo le volte sono sempre a padiglione e sono realizzate con mattoni posti per costola, per uno spessore di 12 cm. Al piano terreno le volte sono a crociera, di spessore di 12 cm.

In tutte le situazioni le volte non sono atte a sopportare i nuovi carichi e si rende necessario il loro consolidamento.

Fra le varie soluzioni disponibili per conferire alle volte la portata richiesta, la più idonea, sia dal punto di vista statico che da quello economico, è quella della controvolta in cemento armato. Le fasi costruttive sono costituite da svuotamento del riempimento, dalla posa delle armature e dal getto del calcestruzzo, dalla realizzazione del gattaiolato e della pavimentazione.

Resta il problema, non banale, del trasferimento dei carichi dalle volte alle pareti sottostanti. La soluzione più immediata è quella di adottare barre di acciaio, annegate in parte in cordoli di cemento armato realizzati lungo tutto il perimetro delle volte ed inghisate, per il restante tratto, nelle pareti in muratura.

Questa disposizione è stata utilizzata per le volte del piano terzo, ove sono state previste le sale di consultazione, gli uffici degli impiegati ed una piccola biblioteca.

I piani sottostanti, adibiti a deposito, sono soggetti a carichi ben più rilevanti ed occorre attuare un collegamento più robusto, specialmente per le volte a crociera, che risultano appoggiate

in quattro punti e che danno origine quindi ad una notevole concentrazione degli sforzi.

Le controvolte in calcestruzzo sono state calcolate in regime lineare agli elementi finiti (fig. 2). Questo modello consente di descrivere facilmente i carichi, la geometria e le proprietà meccaniche della volta e fornisce tutte le caratteristiche di sollecitazione necessarie per il dimensionamento.

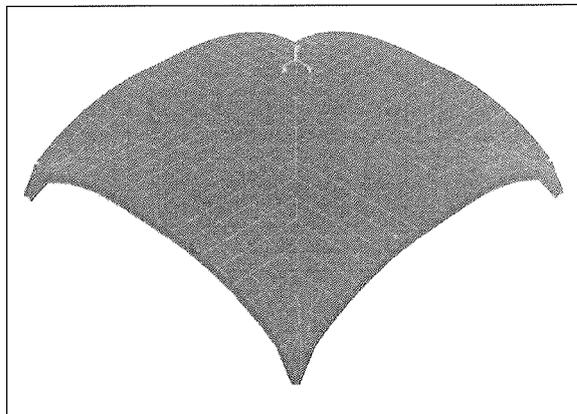


Figura 2 – Schema statico della volta a crociera

In particolare fornisce come risultato le reazioni vincolari che impegnano la muratura sottostante. Il trasferimento di tali forze, in corrispondenza dei quattro angoli, viene realizzato mediante inserimento di quattro colonne circolari in c.a. per ciascun angolo, aventi diametro di 120mm, inclinate di 15° rispetto alla verticale ed ammassate nella muratura stessa.

Tali colonne vengono realizzate eseguendo fori nella muratura per mezzo di una carotatrice, disponendo successivamente l'armatura ed eseguendo il getto con malta espansiva.

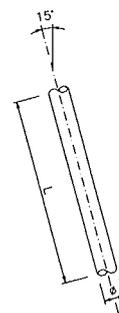


Figura 3 – Colonne di trasferimento del carico alla muratura sottostante

La lunghezza L , indicata nella fig. 3, rappresenta la lunghezza di ancoraggio di queste colonne, che vengono dimensionate come se fossero dei pali infissi in una massa muraria anziché nel terreno. Assumendo i seguenti valori:

$f_{vk} = 2 \text{ kg/cm}^2$	resistenza caratteristica a scorrimento c.a. – muratura;
$f_{bk} = 15 \text{ kg/cm}^2$	resistenza caratteristica a compressione della muratura;
$\gamma_m = 3$	coefficiente γ della muratura;
$\Phi = 12 \text{ cm}$	diametro della colonna;
$L = 110 \text{ cm}$	lunghezza della colonna,

ed ipotizzando che il meccanismo di trasferimento del carico avvenga per attrito laterale e per pressione sulla punta, si verifica che occorrono, per le volte in esame delle dimensioni medie in pianta di 4,50 x 4,50 m e per i carichi di progetto, 4 colonne per ogni appoggio.

Soluzione analoga, ma con colonne disposte ad interasse costante sul perimetro, è stata adottata anche per le volte a padiglione del primo e secondo piano.

7 CONCLUSIONI

E' assai frequente che edifici storici non possano essere più utilizzati per gli scopi per i quali furono costruiti e che debbano essere quindi convertiti a nuove destinazioni.

E' del tutto naturale che si debbano prevedere carichi più elevati di quelli originari, che le resistenze dei materiali si siano ridotte, a causa del degrado, e che siano intervenute col tempo sostanziali modifiche, in conseguenza delle necessità di utilizzo.

Il progetto di restauro e di consolidamento non può quindi che basarsi su una ricerca minuziosa delle vicende storiche, su un preciso rilievo dimensionale, sull'ispezione delle strutture portanti per verificare se siano in atto dissesti o cedimenti.

Accanto a queste operazioni è altresì necessario istituire una campagna di sperimentazione in situ ed in laboratorio, al fine di caratterizzare i materiali delle strutture murarie ed il terreno di fondazione.

Questa attività, messa in atto per la progettazione dell'edificio descritto nella presente memoria, ha consentito di avere importanti informazioni che hanno successivamente guidato il progetto, redatto per la parte architettonica dall'Arch. Mario Ferretti della Soprintendenza ai Beni A.A.A. di Pisa e dall'Arch. Maria Costanza Pierdominici della Soprintendenza di Roma.

L'intervento è stato indirizzato a creare le minori turbative allo stato di fatto attuale, ma inevitabilmente alcune modifiche si sono rese necessarie.

Dal punto di vista qualitativo, un notevole miglioramento si consegue con l'eliminazione dei carichi sulla copertura, con la sostituzione dei solai in legno del tetto con solai in laterizio armato, con le posa in opera di solai in laterizio a colmare i vuoti creati con lo sventramento dell'edificio operato a metà ottocento, con il consolidamento delle volte e la realizzazione di cordolature di collegamento nelle due direzioni ortogonali.

Poche possibilità sono disponibili invece per aumentare la resistenza delle pareti in pietrame e mattoni, dato che la presenza della malta in tutta la massa non consente di effettuare iniezioni. E' stato solamente possibile aumentare la ripartizione dei carichi sulle murature, cerchiando alcune finestre sulle pareti esterne, ed in zone limitate è stato utilizzato un consolidamento con betoncino armato.

Dato poi che le pareti interne sono appoggiate sulle volte a crociera del piano terra, è stato ritenuto opportuno realizzare nel piano seminterrato nuove pareti di sostegno, a proseguimento di quelle sovrastanti, per trasferire almeno una parte del carico direttamente al terreno di fondazione.

I criteri utilizzati per i calcoli di verifica si sono basati su modelli elementari, in conseguenza della natura dell'edificio.

Le verifiche hanno dato esito positivo, ad eccezione di quelle relative alle azioni sismiche, valutate queste ultime secondo la vecchia (ma tuttora vigente) normativa di cui al D.M. 16/01/96. Ciò è ammissibile configurandosi l'intervento come

miglioramento sismico e non essendo quindi richiesto l'adeguamento sismico.

D'altra parte l'adeguamento risulterebbe inattuabile e comporterebbe la demolizione totale e successivo rifacimento del fabbricato.

Il consolidamento delle strutture portanti orizzontali, costruite da volte di vario spessore e geometria, si è realizzato in maniera efficace con getti aggiuntivi di calcestruzzo armato e con dispositivi, sempre in c.a., atti a trasferire il carico dalle solette alle murature.

Tale materiale si dimostra quindi assai adatto per il restauro di edifici storici, come quello in esame.

Bibliografia

1. Bucciantini M., 2002, Palazzo dei Domenicani in Livorno - Relazione tecnica ed elaborati, Domuscultae.
2. Chiavacci P., 2002. Relazione geologico-tecnica di supporto al progetto di ristrutturazione dell'ex carcere dei Domenicani di Livorno per la realizzazione della nuova sede dell'Archivio di Stato, Domuscultae.
3. CEB – FIP Model Code 1990 – Final draft, CEB Bulletin d'Information n, 204.
4. Heyman J., 1995, The Stone Skeleton. Structural Engineering of Masonry Architecture, Cambridge University Press, Cambridge.
5. Anzani A., Binda L., Melchiorri G., 1996, Il comportamento dipendente dal tempo di antiche murature: un'indagine sperimentale, Atti del Conv. Naz. La Meccanica delle Murature fra Teoria e Progetto, Messina.
6. Marino R., Serino G., Sguerri L. , 2001, Una metodologia operativa per la valutazione dell'affidabilità statica degli edifici esistenti. Atti del Conv. Naz. Crolli e Affidabilità delle Strutture Civili, Venezia, pp 285-294.

SUL LEGAME COSTITUTIVO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO CON FRP

Ciro Faella¹, Roberto Realfonzo²

¹ Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno.

² Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno.

SOMMARIO

Questo lavoro tratta il problema della definizione di un legame costitutivo per il calcestruzzo compresso confinato con FRP. Partendo dallo studio dell'ampia bibliografia a disposizione, viene presentato un legame costitutivo derivato, mediante opportune modifiche, da un legame proposto in passato per la modellazione del comportamento di elementi in cemento armato ordinario. In particolare si esamina la possibilità di utilizzare il classico legame di Popovics introducendo una definizione di un modulo di Poisson equivalente, tarato su base sperimentale, che consente di evitare le procedure iterative proposte da altri autori al fine di adattare il legame citato anche al caso di elementi in calcestruzzo confinati mediante applicazione dall'esterno di sistemi in FRP.

SUMMARY

In this paper the problem of the definition of a constitutive relationship able to simulate the behaviour of the FRP confined concrete under compression is carried out. Starting from the study of the technical literature, a constitutive law obtained by applying the relationship proposed by Popovics to model the behaviour of concrete confined with steel elements, is presented. Such a relationship is extended to the case of FRP confined concrete by introducing a linear expression to define the relationship between lateral and axial strain. In this way the iterative procedure proposed by other authors to extend the abovementioned constitutive law to the case of FRP confined concrete can be avoided.

1. INTRODUZIONE

Il lavoro in oggetto affronta lo specifico problema del comportamento a compressione di elementi in calcestruzzo confinati con materiali polimerici fibro-rinforzati (detti anche FRP, acronimo dell'anglosassone "*Fiber Reinforced Polymers*").

Il confinamento passivo di elementi compressi in c.a. ha generalmente una o più delle seguenti finalità:

- ✓ incrementare la resistenza a compressione delle membrature;
- ✓ incrementare la duttilità rotazionale delle sezioni critiche delle colonne;
- ✓ ripristinare membrature danneggiate da eventi sismici o degradate per cause varie connesse a difetto di durabilità;
- ✓ determinare una azione di confinamento e di vincolo per le armature compresse in assenza di idonea staffatura.

I vari scopi vengono perseguiti in caso di adeguamento o miglioramento sismico di fabbricati esistenti, ovvero quando, in presenza di modifiche strutturali o per variazione della destinazione d'uso, si prevede un incremento dei carichi sulle membrature, o ancora quando è necessario ripristinare elementi danneggiati da eventi sismici o da urti accidentali o ammalorati da fenomeni di degrado, o infine se è necessario integrare una insufficiente staffatura.

Negli ultimi anni si è andata affermando e diffondendo una procedura di intervento per il rinforzo di elementi in cemento armato che prevede l'applicazione dall'esterno di materiali polimerici fibro-rinforzati. Si tratta, di frequente, di applicare veri e propri tessuti in fibra di vetro (GFPR – glass

fiber reinforced polymers), di carbonio (CFRP – carbon FRP) o realizzati con fibre aramidiche (AFRP – aramid FRP), incollandoli al supporto in calcestruzzo tramite impiego di resine.

Lo sviluppo e l'attuale forte gradiente di crescita dell'impiego di materiali compositi - tradizionalmente utilizzati in settori industriali - nell'ambito del settore dell'ingegneria civile è essenzialmente giustificato da una serie non trascurabile di vantaggi che essi offrono rispetto ai materiali tradizionali.

Difatti, gli FRP presentano:

- ✓ un elevato rapporto resistenza-peso specifico;
- ✓ eccellenti resistenze meccaniche;
- ✓ un'ottima resistenza alla corrosione chimica;
- ✓ neutralità elettrica e magnetica;
- ✓ buona resistenza a fatica.

Inoltre, le operazioni di posa in opera di tali materiali sono effettuate in maniera rapida e semplice, riducendo al minimo ovvero evitando del tutto i tempi di non fruibilità dell'opera da rinforzare e limitando gli spazi occupati dal cantiere; tutto questo anche per la citata leggerezza, che agevola la movimentazione, e per l'estrema adattabilità al collegamento con superfici di forma qualsiasi.

E' da notare che gli interventi con FRP risultano particolarmente idonei in zona sismica poiché la loro applicazione non produce significativi incrementi del peso strutturale.

Pochi sono gli svantaggi se confrontati con i materiali tradizionali: su tutti il costo dei prodotti che, in alcuni casi, ad

esempio per le fibre di carbonio, può incidere sensibilmente ed in maniera negativa sul costo dell'intervento.

Va detto, inoltre, che l'elevata tecnologia dei prodotti utilizzati richiede spesso l'impiego di maestranze qualificate.

Gli FRP presentano un'elevata anisotropia, una forte sensibilità alla temperatura ed un comportamento tensione-deformazione elastico-lineare, con basso valore della deformazione a rottura (comportamento elasto-fragile).

Quando sono utilizzati per confinare elementi in calcestruzzo tale peculiare comportamento si traduce in un'azione del sistema confinante sensibilmente diversa da quella esplicita dai sistemi tradizionali, che impiegano materiali metallici.

Per questi ultimi, infatti, è possibile ipotizzare – cosa che si fa di frequente nel corso di modellazioni analitiche – l'attivazione di una pressione di confinamento praticamente costante e proporzionale alla tensione di snervamento del materiale.

Nel caso degli FRP la pressione laterale sviluppata dal sistema confinante risulta invece variabile durante tutto il processo di carico e linearmente crescente con la deformazione laterale dell'elemento confinato.

Ciò comporta una sostanziale modifica del comportamento del calcestruzzo compresso confinato; le differenze, rispetto al caso tradizionale di confinamento offerto da staffe in acciaio, a livello del legame costitutivo tensione-deformazione sono state ben evidenziate nel corso di numerose campagne sperimentali e riportate in numerosi lavori presenti in bibliografia. Un avanzato stato dell'arte su questa problematica è presentato in un recente volume realizzato da Teng et al. [26].

I risultati delle sperimentazioni condotte su provini di forma cubica e cilindrica hanno consentito, inoltre, di evidenziare altre problematiche tra cui:

- ✓ l'importanza di una buona aderenza tra gli strati di tessuto in composito ed il supporto in calcestruzzo;
- ✓ la necessità di procedere ad un adeguato arrotondamento degli spigoli nel caso di sezioni rettangolari o quadrate;
- ✓ l'efficienza del confinamento (direttamente connessa al raggio di arrotondamento degli spigoli), etc..

Parallelamente agli studi sperimentali, si è assistito in tempi più recenti allo sviluppo di modelli analitici implementati al fine di riprodurre il legame tensione-deformazione del calcestruzzo compresso confinato con FRP.

L'affidabilità di questi modelli passa attraverso una corretta definizione della resistenza (f_{cc}) e della deformazione a rottura (ϵ_{cc}) del calcestruzzo confinato, parametri da esprimersi in funzione della pressione di confinamento e , quindi, dipendenti dalla tipologia e geometria del sistema confinante, nonché dell'efficienza di questo.

Un confronto tra le espressioni proposte da numerosi autori per la stima di f_{cc} ed ϵ_{cc} è stata proposta da Faella et al. in un recente lavoro [5].

L'oggetto del presente articolo è la definizione di un nuovo legame costitutivo per il calcestruzzo confinato con sistemi in FRP.

I legami costitutivi ad oggi proposti seguono due approcci diversi:

- ✓ da un lato sono stati formulati legami di derivazione classica, ossia ottenuti attraverso l'adattamento di legami costitutivi proposti in passato per il caso di un calcestruzzo confinato con elementi metallici; come detto tali legami si

basavano su l'ipotesi semplificativa - da tutti accettata - di una pressione di confinamento costante e quindi indipendente dal valore assunto dalla deformazione laterale del sistema. Non era necessario, pertanto, in tal caso definire una opportuna relazione tra la deformazione assiale e la deformazione trasversale dell'elemento;

- ✓ dall'altro sono stati proposti legami costitutivi "ad hoc", basati sull'osservazione sperimentale del comportamento di provini in calcestruzzo fasciati con sistemi in FRP.

I primi modelli, più accurati, richiedono in genere soluzioni articolate basate su procedure iterative, proprio per la necessità di introdurre – nel caso degli FRP – un'adeguata legge di variazione della pressione di confinamento con la deformazione assiale dell'elemento.

I secondi, più semplici ma meno accurati, consentono di frequente una agevole implementazione in modelli analitici per la valutazione del comportamento di sezioni in c.a. pressoinflesse.

Partendo dallo studio dell'oramai ampia bibliografia a disposizione, viene qui presentato un legame costitutivo appartenente alla prima delle due classi precedentemente evidenziate; tale legame deriva dal ben noto legame costitutivo proposto da Popovics [18] per il caso del cemento armato ordinario.

Il legame di Popovics è già stato esteso da altri autori con successo al caso in esame [25], ma per i motivi citati, il modello adattato al caso degli FRP richiede allo stato attuale l'implementazione di una procedura iterativa.

Al fine di evitare le successive iterazioni viene qui introdotta una semplice relazione tra la deformazione laterale (da cui dipende la pressione di confinamento) e la deformazione assiale, che ha richiesto la definizione di un modulo di Poisson equivalente, tarato su base sperimentale.

2. IL LEGAME COSTITUTIVO DI POPOVICS

Per la determinazione del comportamento di elementi in cemento armato, comunque sollecitati, in presenza di confinamento è necessaria la preliminare definizione del legame costitutivo f - ϵ del calcestruzzo confinato. Tale legame consente di descrivere difatti il comportamento a compressione di quelle parti di sezione dove il confinamento passivo è efficace.

Per il calcestruzzo confinato con staffe o altri dispositivi metallici viene di frequente adoperata la nota relazione di Popovics [18]:

$$f_c = \frac{f_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

in cui $x = \epsilon_c / \epsilon_{cc}$ ed $r = E_c / (E_c - E_{c,sec})$, mentre E_c rappresenta il modulo elastico iniziale del calcestruzzo ed $E_{c,sec}$ il modulo secante in corrispondenza della massima tensione f_{cc} (pari a f_{cc} / ϵ_{cc}).

La resistenza massima f_{cc} del calcestruzzo confinato e la corrispondente deformazione ϵ_{cc} sono entrambe espresse in funzione della azione di confinamento espressa dalla tensione laterale f_l e vanno calcolate preliminarmente.

Come detto, nel caso di sistemi di confinamento in acciaio la pressione laterale è assunta costante al variare della deformazione laterale ϵ_l ed è proporzionale alla tensione di snervamento del materiale; nel caso degli FRP è necessario, invece, definire la legge $f_l(\epsilon_l)$ che, per elementi di sezione

circolare, è fornita da:

$$f_1 = \frac{2 \cdot t_j \cdot E_{FRP}}{D} \cdot \epsilon_j = C_j \cdot \epsilon_1 \quad (2)$$

dove con t_j è indicato lo spessore totale degli strati in composito, con E_{FRP} il modulo di Young del sistema confinante e con D il diametro dell'elemento. Il parametro C_j rappresenta, dunque, una sorta di rigidità del sistema confinante.

Espressioni della (2) modificate per tener conto della diversa forma dell'elemento (provini a sezione quadrata o rettangolare) sono riportate in [5, 26].

In sostanza al variare della deformazione assiale ϵ_c , varia la deformazione trasversale ϵ_1 e quindi la pressione di confinamento; ciò determina una variazione "step by step" della resistenza f_{cc} e della corrispondente deformazione ϵ_{cc} del calcestruzzo confinato.

Pertanto, a stretto rigore, il legame tensione-deformazione del calcestruzzo confinato con FRP è esprimibile come una funzione del tipo:

$$f_c = f_c[\epsilon_c, f_1(\epsilon_c)] \quad (3)$$

dove è necessario definire il legame tra la pressione di confinamento e la deformazione assiale, ovvero tra deformazione trasversale ed assiale dell'elemento compresso. Tale legame non è però di agevole derivazione.

Elaborando la relazione proposta da Pantazopoulou e Mills [15] per il calcestruzzo non confinato, Spoelstra e Monti [25] hanno ottenuto la relazione cercata:

$$\epsilon_1(\epsilon_c, f_1) = \frac{E_c \cdot \epsilon_c - f_c(\epsilon_c, f_1)}{2 \cdot \beta \cdot f_c(\epsilon_c, f_1)} \quad (4)$$

dove β è una costante dipendente dalle proprietà meccaniche del calcestruzzo ($\beta = E_c/f_{c0} - 1/\epsilon_{c0}$).

Una volta definite le relazioni per la determinazione di f_{cc} ed ϵ_{cc} in funzione della pressione laterale, il modello di Spoelstra e Monti consente di applicare ancora il legame costitutivo di Popovics implementando una complessa procedura iterativa.

Al fine di stimare, al variare della deformazione laterale (e quindi della pressione di confinamento), definita dalla (4), la resistenza f_{cc} del calcestruzzo confinato, Spoelstra e Monti, nel caso di elementi a sezione circolare, adottano la relazione fornita da Mander et al. [10], data dalla:

$$f_{cc} = f_{c0} \left(2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{f_1}{f_{c0}}} - 2 \cdot \frac{f_1}{f_{c0}} - 1.254 \right) \quad (5)$$

molto utilizzata in bibliografia ed assunta anche da recenti linee guida internazionali [1].

Per la valutazione della corrispondente deformazione ϵ_{cc} è di frequente utilizzata, invece, la:

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{c0} \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

proposta da Richart et al. [19].

Nelle (5) e (6) con f_{c0} ed ϵ_{c0} sono indicate, rispettivamente, la resistenza del calcestruzzo non confinato e la corrispondente deformazione, quest'ultima assunta in genere pari allo 0.2%.

Un confronto tra numerosi risultati sperimentali e le curve f_c - ϵ_c ottenute implementando il legame iterativo proposto da Spoelstra e Monti fu mostrato da Manfredi e Realfonzo [11].

E' opportuno sottolineare che formulazioni diverse dalle (5) e (6) per la stima di f_{cc} ed ϵ_{cc} sono state proposte da numerosi autori [6, 7, 9, 10, 22-25, 27]; una rivisitazione di tali relazioni è stata di recente presentata in [5].

Nelle figure (1) e (2), tratte dal lavoro appena citato, si riportano i confronti tra alcune relazioni presenti in letteratura per la stima rispettivamente di f_{cc} ed ϵ_{cc} ; tra le curve ivi riportate vi sono quelle relative alle espressioni fornite dalle (5) e (6); le curve presentate sono, inoltre, confrontate con alcuni valori sperimentali prodotti da Faella et al. [5]. Si può notare la buona affidabilità delle relazioni succitate.

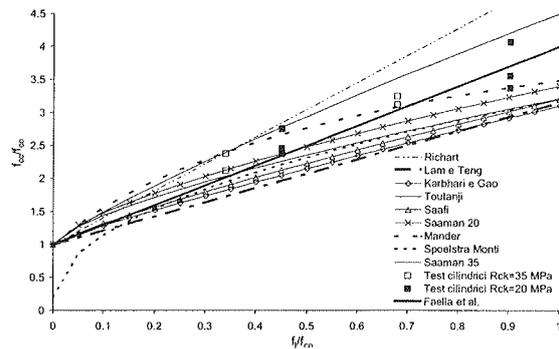


Figura 1. Stima della resistenza di provini cilindrici

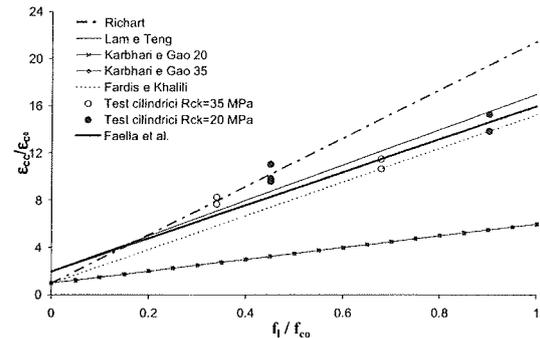


Figura 2. Stima della deformazioni ultima di provini cilindrici

3. OSSERVAZIONI SUL COMPORTAMENTO DEL CALCESTRUZZO CONFINATO CON FRP

L'esame dei legami tensione-deformazione ottenuti, per via sperimentale, nel caso di provini cilindrici in calcestruzzo confinati con sistemi in FRP, permette di effettuare alcune prime osservazioni. Un tipico legame f - ϵ relativo a prove di compressione è riportato in Figura 3.

Il legame presenta un andamento caratterizzato da due tratti sostanzialmente diversi. Un primo tratto chiaramente non lineare durante il quale il comportamento meccanico è governato essenzialmente dalle proprietà del calcestruzzo.

Durante tale fase le deformazioni laterali sono piccole ed il contributo del sistema confinante risulta modesto. Man mano che aumentano le deformazioni assiali – e con queste quelle laterali – si risente sempre più dell’effetto del confinamento e la curva tende a differenziarsi da quella relativa al calcestruzzo non confinato. Tuttavia, come evidenziato da molti sperimentatori, per valori della deformazione assiale ϵ_c pari allo 0.2%, la resistenza del calcestruzzo confinato è praticamente eguale a quella ottenuta in assenza di confinamento (in realtà poco maggiore di quest’ultima). Al crescere della deformazione oltre lo 0.2% si osserva un proseguimento del tratto non lineare, con una progressiva riduzione della pendenza della curva.

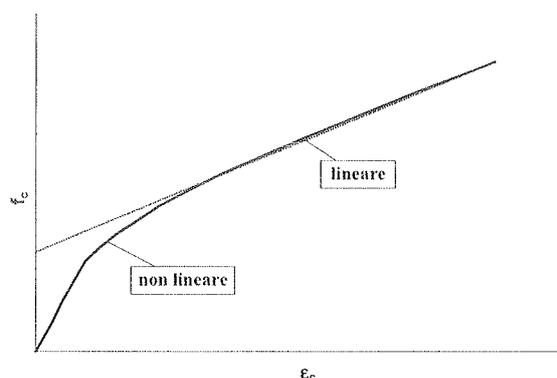


Figura 3. Tipico andamento del legame costitutivo per provini in calcestruzzo confinato con FRP

Successivamente la curva tensione-deformazione tende ad atteggiarsi secondo un andamento lineare che prosegue fino a rottura; in questa fase il comportamento è governato essenzialmente dalle proprietà del sistema confinante che, come noto, presenta un legame tensione-deformazione elastico-lineare.

Tale osservazione fa ritenere che il calcestruzzo posto all’interno dell’involucro in FRP perda progressivamente la sua integrità, di fatto scompaginandosi a causa di fessurazioni sempre più estese; l’energia introdotta nel sistema, inizialmente assorbita dal provino in calcestruzzo e dallo “involucro” in FRP, viene ad essere, per la gran parte, trasformata in energia di deformazione elastica del sistema in FRP.

Il carico portato dall’elemento continua a crescere fino alla rottura delle fibre, ma di fatto il sistema si tramuta in una sorta di contenitore di un materiale lapideo molto lesionato, in grado di assorbire solo modeste sollecitazioni trasversali fino alla rottura dell’involucro esterno.

Le considerazioni sopra riportate consentono di comprendere le ragioni per le quali le linee guida dell’American Concrete Institute (ACI440.2R-02) limitano allo 0.4% la deformazione laterale massima dell’elemento confinato in presenza di azioni trasversali [1].

La Foto 1 mostra la modalità di rottura di provini cilindrici e prismatici confinati con tessuti in fibra di carbonio (CFRP) osservata nel corso di prove di compressione. Si nota la rottura (che si verifica generalmente in modo quasi esplosivo) del sistema confinante che, nel caso di provini cilindrici interessa tutto il perimetro dell’elemento a partire dalla zona centrale,

mentre nel caso di provini prismatici, nonostante un opportuno arrotondamento degli spigoli, si verifica in corrispondenza degli angoli dell’elemento.

Le fotografie si riferiscono ad una estesa campagna di prove sperimentali condotta di recente presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile dell’Università degli Studi di Salerno, i cui primi risultati sono riportati in [5].

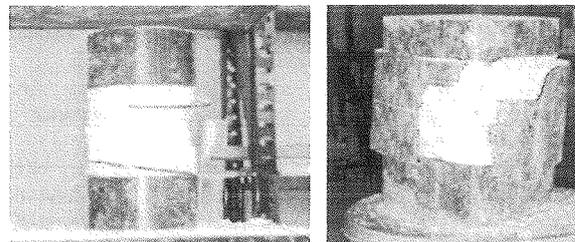


Foto 1. Modalità di rottura di provini cilindrici e prismatici.

Come riconosciuto da molti ricercatori la rottura degli elementi confinati avviene per valori della deformazione laterale (ϵ_{lu}) generalmente ben inferiori al valore di deformazione ultima del materiale fibroso, ottenuta nei normali test di trazione eseguiti sui fogli in FRP ($\epsilon_{u,FRP}$): in genere si ha:

$$\epsilon_{lu} \approx (0.5 - 0.8) \epsilon_{u,FRP}$$

Le ragioni di questa riduzione sono da ricercarsi in diverse motivazioni, tra cui:

- ✓ lo stato tensionale triassiale cui è soggetto l’ avvolgimento, che dipende dall’interazione che si sviluppa all’interfaccia tra sistema confinante e supporto; infatti, a causa dell’aderenza anche in direzione longitudinale la “camicia” esterna è soggetta sia a deformazioni trasversali che a deformazioni longitudinali.
- ✓ la qualità della posa in opera che può causare un disallineamento delle fibre ovvero un danneggiamento locale per la presenza di protuberanze superficiali.
- ✓ la curvatura del tessuto prodotta in fase di avvolgimento (che specialmente per i provini prismatici produce effetti deleteri in corrispondenza degli spigoli dove il raggio di curvatura è molto ridotto).

Per quanto riguarda la dipendenza della deformazione laterale ϵ_l dal valore assunto durante una prova di compressione dalla deformazione assiale ϵ_c , relazione risolta da Spoelstra e Monti in fase di modellazione adoperando la (4), l’osservazione sperimentale ha mostrato che la legge di variazione della deformazione laterale con la deformazione assiale dipende in modo significativo dalla rigidità del sistema confinante (descritta dal parametro C_j introdotto nella (2)) e dalla resistenza del calcestruzzo.

In particolare, per valori molto bassi della deformazione assiale, quando il calcestruzzo si mantiene in campo quasi elastico, tale legame tra le due deformazioni può essere descritto, indipendentemente dalla rigidità C_j e dalla classe di calcestruzzo, attraverso una relazione lineare del tipo:

$$\epsilon_l = \nu_0 \cdot \epsilon_c \quad (7)$$

e pertanto il modulo di Poisson tangente:

$$\lambda = \frac{d\varepsilon_l}{d\varepsilon_c} \quad (8)$$

(indicato come “dilation rate” da Mirmiran e Shahawy [13]) risulta costante e pari al valore ν_0 del modulo di Poisson relativo al calcestruzzo non confinato.

Dopo tale prima fase il parametro λ tende a crescere fino ad un valore massimo λ_{\max} per poi decrescere e tendere ad un valore asintotico λ_u in genere superiore a ν_0 .

Mirmiran e Shahawy, in seguito ad un’analisi di regressione hanno formulato una relazione per la stima del valore massimo di λ fornita dalla [13]:

$$\lambda_{\max} = -0.7611 \cdot \ln \frac{C_j}{f_{c0}} + 4.0167 \quad (9)$$

ed un’analoga relazione per la valutazione del valore asintotico data da:

$$\lambda_u = -0.1375 \cdot \ln \frac{C_j}{f_{c0}} + 0.8646 \quad (10)$$

Pertanto, per valori elevati della deformazione assiale – in genere superiori a 0.5%÷1% - il legame tra le due deformazioni può essere nuovamente descritto con una relazione lineare del tipo [28]:

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{l0} + \lambda_u \cdot \varepsilon_c \quad (11)$$

Xiao e Wu [29] hanno valutato nel corso di prove sperimentali il valore di ε_{l0} (nel caso specifico risultava $\varepsilon_{l0}=0.047\%$). In letteratura vi sono altre relazioni per la valutazione di λ_u ; si ricordano, in particolare, le seguenti [4, 29]:

$$\lambda_u = 10 \cdot \left(\frac{C_j}{f_{c0}} \right)^{-0.9} \quad (12)$$

$$\lambda_u = -0.2305 \cdot \ln \frac{C_j \cdot \varepsilon_{ju}}{f_{c0}} + 0.087 \quad (13)$$

4. MODIFICA AL LEGAME COSTITUTIVO DI POPOVICS PER IL CASO DEGLI FRP

Come visto al paragrafo 2, l’uso del legame di Popovics anche per il caso del calcestruzzo confinato con polimeri fibro-rinforzati, richiede l’implementazione della procedura iterativa messa a punto da Spoelstra e Monti.

Al fine di semplificare tale procedura si è pensato di adoperare una relazione del tipo rappresentato dalla (11) trascurando, per ulteriore semplificazione, la deformazione di ε_{l0} , ossia considerare un modulo di Poisson equivalente costante in tutto il processo di carico, trascurando l’effettiva variazione del modulo tangente. In tal modo è, difatti, possibile utilizzare ancora il legame di Popovics senza procedere alle iterazioni del modello di Spoelstra e Monti.

Un approccio molto simile, almeno dal punto di vista della procedura, è stato proposto di recente in un lavoro di Albanesi et al. [2].

Per la valutazione del parametro λ da introdurre nella (11) si è proceduto alla stima del valore di λ che minimizza lo scarto tra la curva analitica ottenuta applicando con la procedura semplificata appena descritta il legame di Popovics e una curva tensione-deformazione ottenuta per via sperimentale.

Il procedimento di stima del valore ottimale del modulo equivalente è stato ripetuto più volte, prendendo in esame legami sperimentali ricavati da vari autori [8, 12, 13, 17, 22].

In figura 4 sono riportati, al variare del parametro di rigidità dimensionale C_j/f_{c0} , i valori di λ così ottenuti ed anche la curva che meglio interpola tali punti stimati. Tale curva di tendenza assume l’equazione:

$$\lambda_u = 1.8 \cdot \left(\frac{C_j}{f_{c0}} \right)^{-0.5} \quad (14)$$

In figura 5 è riportato il confronto tra la curva così ottenuta con le curve relative alle leggi espresse dalle (10), (12) e (13) e numerosi punti sperimentali ricavati da prove di compressione su provini cilindrici effettuate da vari autori [3, 14, 16, 20, 21]; questi ultimi sono stati ottenuti come rapporto tra la deformazione laterale e la deformazione assiale all’atto del collasso del provino.

Va sottolineato che poiché la (13) – proposta da Chun e Park - dipende anche dalla deformazione a rottura del sistema confinante, nel rappresentare l’andamento da essa descritto sono stati considerati tre diversi valori all’interno di un range attendibile.

Infine, in figura 6 è presentata la curva di tendenza dei dati sperimentali; quest’ultima è confrontata con la curva ottenuta nella fase di valutazione del valore ottimale del modulo tangente da adoperare nel legame di Popovics.

Si può notare che le due curve non sono molto differenti.

I tre diagrammi riportati in figura 7 presentano, invece, il confronto tra i legami tensione-deformazione ottenuti effettuando test su provini cilindrici, il legame ottenuto con la procedura implementata da Spoelstra e Monti ed il legame di Popovics modificato che si propone.

Nella valutazione delle curve riferite a quest’ultimo caso è stata, in definitiva, adoperata la formulazione presentata al paragrafo 2 sostituendo, di fatto, la (4) con la seguente relazione:

$$\varepsilon_l = 1.8 \cdot \left(\frac{C_j}{f_{c0}} \right)^{-0.5} \cdot \varepsilon_c \quad (15)$$

I risultati ottenuti per i tre casi mostrati, relativi a prove effettuate da autori diversi, sono chiaramente molto buoni; va tuttavia chiarito che le tre curve simulate con il legame di Popovics modificato sono parte dei dati adoperati nella fase di determinazione del modulo λ_u .

Pertanto, in verità, il risultato era abbastanza scontato. Tuttavia, conforta l’andamento descritto dalla (14) ricavato nella fase di ottimizzazione, non dissimile da quelli proposti da altri autori, come d’altronde mostrato nelle figure precedentemente richiamate.

In definitiva, il legame ottenuto deve necessariamente essere ulteriormente validato confrontandolo con nuovi dati sperimentali al fine di saggiarne l’effettiva affidabilità.

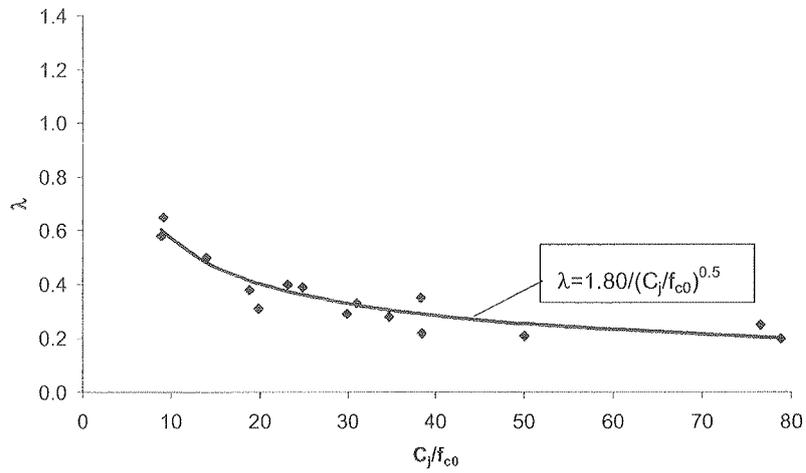


Figura 4. Valori stimati per il modulo di Poisson equivalente

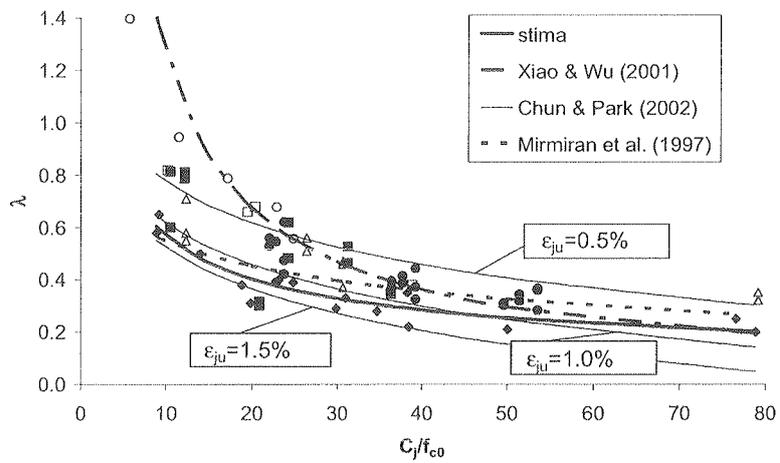


Figura 5. Confronto tra le relazioni di letteratura ed i dati sperimentali

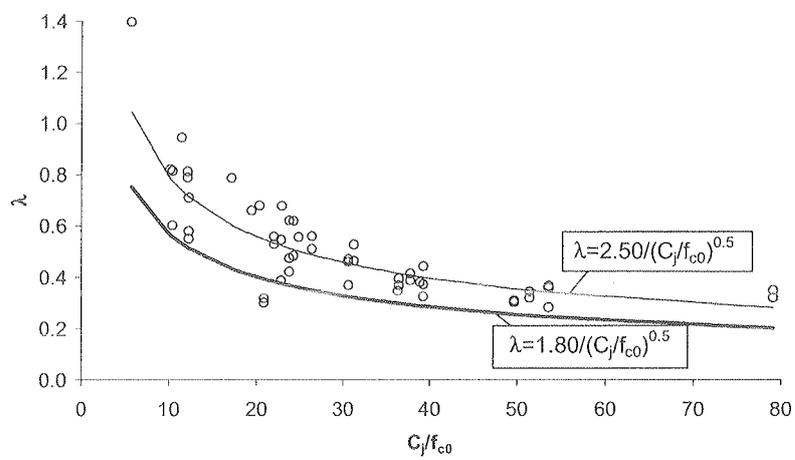


Figura 6. Confronto tra la curva di tendenza relativa ai dati sperimentali e la relazione adoperata nel legame costitutivo

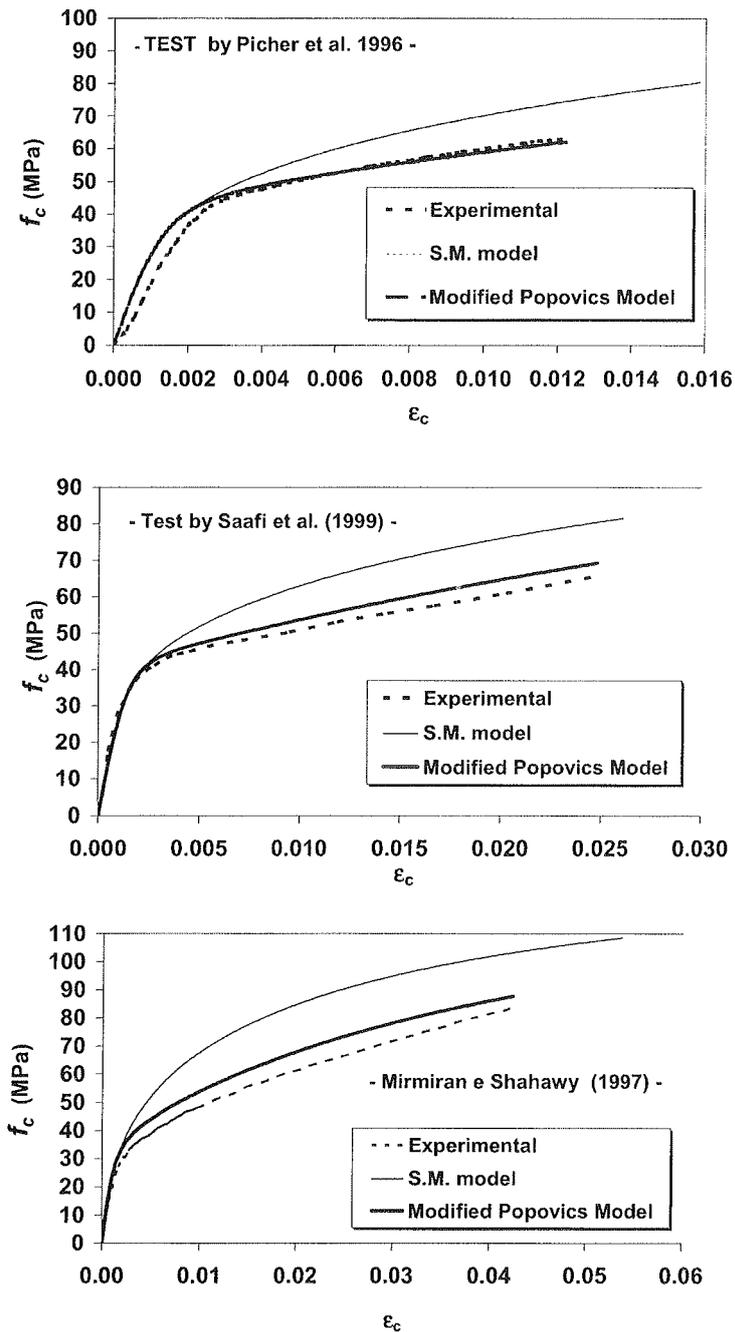


Figura 7. Confronto tra legami sperimentali, il legame ottenuto con il modello di Spoelstra e Monti e il legame di Popovics modificato qui proposto

5. CONCLUSIONI

In questo lavoro è stato affrontato lo studio del comportamento di elementi in calcestruzzo confinati adoperando materiali polimerici fibro-rinforzati. In particolare è stata approfondita la problematica della definizione di un legame costitutivo in grado di simulare con

buona affidabilità il comportamento valutato per via sperimentale.

A tal fine è stato ripreso il noto legame di Popovics, proposto in passato quale modello per il legame tensione-deformazione di elementi in calcestruzzo confinati con sistemi in acciaio. Tale legame era già stato esteso da

Spolstra e Monti al caso del confinamento con FRP; tuttavia il modello ottenuto richiedeva l'implementazione di una procedura iterativa.

Partendo dall'esame del comportamento sperimentale di elementi confinati con FRP – ampiamente descritto e discusso in bibliografia – è stata proposta una applicazione del legame di Popovics che non richiede alcuna iterazione.

Infatti è stata formulata una semplice relazione lineare tra la deformazione laterale dell'elemento confinato a quella assiale identificando un'espressione che consente, al variare della rigidità del sistema confinante, di stimare un valore ottimale di un modulo di Poisson equivalente, ossia del coefficiente angolare della relazione lineare suddetta. La fase di identificazione ha richiesto l'esame di numerosi dati sperimentali reperiti in bibliografia.

I risultati ottenuti sono molto confortanti; tuttavia, è necessaria un'ulteriore fase di validazione del modello proposto sulla base di ulteriori e nuovi risultati sperimentali.

6. BIBLIOGRAFIA

- 1 ACI (2002). *ACI440.2R-02 "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. ACI Committee 440.
- 2 Albanesi T., Vanzi I., Nuti C. (2004). *Legame uniaxiale tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato con frp*, Atti dell'XI Cong. Naz.le ANIDIS, Genova, 25-29 gennaio.
- 3 Bullo S. (2003). *Experimental study of the effects of the ultimate strain of fiber-reinforced plastic jackets on the behaviour of confined concrete*. Proc. of the Int. Conf. on "Composites in Constructions", Rende.
- 4 Chun S., Park H. (2002). *Load carrying capacity and ductility of RC columns confined by carbon fiber reinforced polymers*, Proc. of the International Conference ICCI'02.
- 5 Faella C., Realfonzo R., Salerno N. (2004). *Sulla resistenza e deformazione di elementi in c.a. confinati con tessuti in FRP*, Atti dell'XI Congresso Nazionale ANIDIS, Genova, 25-29 gennaio.
- 6 Fardis M.N., Khalili H. (1982). *FRP-encased concrete as a structural material*, Magazine of Concrete Research, 34 (122), 191-202.
- 7 Karbhari V.M., Gao Y. (1997). *Composite jacketed concrete under uniaxial compression – verification of simple design equations*, ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, 9 (4), 185-193.
- 8 Kawashima K., Hosotani M., Hoshikuma J. (1997). *A model for confinement effect for concrete cylinders confined by carbon fiber sheets*, NCEER-INCEDE Workshop on Earthquake Engineering Frontiers of Transportation Facilities, March, NCEER SUNY, Buffalo, USA.
- 9 Lam L., Teng J.G. (2002). *Strength models for Fiber-Reinforced Plastic-confined concrete*, ASCE Journal of Structural Engineering, 128 (5), 612-623.
- 10 Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, Journal of Structural Engineering ASCE, Vol.114(8), 1824-1826.
- 11 Manfredi G., Realfonzo R. (2001). *Models of concrete confined by fiber composites*, Proceedings of FRPRCS-5 Conf. "Non-metallic Reinforcement for Concrete Structures", Cambridge, UK.
- 12 Matthys S., Taerwe L., Audenaert K. (1999). *Tests on axially loaded concrete columns confined by FRP sheet wrapping*, Proc. of the 4th International Symposium on FRP for Reinforced Concrete Structures, Baltimore, USA, October-November
- 13 Mirmiran A., Shahawy M., (1997). *Behavior of concrete columns confined by fiber composites*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123(5), May, 583-590.
- 14 Mirmiran A., Shahawy M., Samaan M., El Echary H., Mastrapa J.C., Pico O. (1998). *Effect of column parameters on FRP-confined concrete*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 2(4), November, 175-185.
- 15 Pantazopoulou S.J., Mills R.H. (1995). *Microstructural Aspects of the mechanical response of plain concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 92, November-December, 605-616.
- 16 Pessiki S., Harries K.A., Kestner J.T., Sause R., Ricles J.M. (2002). *Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 5(4), November, 237-245.
- 17 Picher F., Rochette P., Labossière P. (1996). *Confinement of concrete cylinders with CFRP*, Proc. First. International Conference on Composite Infrastructures, Tucson, Arizona, USA, 829-841.
- 18 Popovics S. (1973). *Numerical approach to the complete stress-strain relation for concrete*, Cement and Concrete Res., Vol.3(5), 583-599.
- 19 Richart F.E., Brandtzaeg A., Brown R.L. (1929). *The failure of plain and spirally reinforced concrete in compression*, Engineering Experimental Station, Bull. 190, University of Illinois, Urbana, Ill.
- 20 Rochette P., Labossière P. (2000). *Axial testing of rectangular column models confined with composites*, Journal of Composites for Construction, Vol. 4, No. 3, August 2000, 129-136.
- 21 Rousakis T., Tepfers R. (2003). *High-strength concrete confined by high E-modulus carbon FRP sheets*. Proc. of the Int. Conf. on "Composites in Constructions", Rende.
- 22 Saafi M., Toutanji H.A., Li Z. (1999). *Behavior of concrete columns confined with fiber reinforced polymer tubes*, ACI Materials Journal Vol. 96, No 4, July – August, 500-509.
- 23 Samaan M., Mirmiran A., Shahawy M. (1998). *Model of Concrete Confined by Fiber Composites*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.124, No 9, 1025-1031.
- 24 Seible F., Priestley M.J.N., Hegemier G.A., Innamorato D. (1997). *Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets*. ASCE Journal of Composites for Construction, 1 (2), 52-6.
- 25 Spolstra M.R., Monti G., (1999). *FRP-confined concrete model*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 3, No. 3, August 1999, 143-150.
- 26 Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L. (2002). *FRP-strengthened RC structures*. Edited by John Wiley & Sons, Ltd..
- 27 Toutanji H.A. (1999). *Stress-strain characteristics of concrete columns externally confined with advanced fiber composite sheets*. ACI Materials Journal, 96 (3), 397-404.
- 28 Xiao Y., Wu H. (2000). *Compressive behaviour of concrete confined by carbon fiber composite jackets*, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 12(2), May, 139-146.
- 29 Xiao Y., Wu H. (2001). *Concrete stub columns confined by various types of FRP jackets*, Atti della Conferenza "FRP Composites in Civil Engineering", CICE, Hong Kong.

PROVE PSEUDODINAMICHE SU PROTOTIPI DI TELAI IN CALCESTRUZZO ARMATO PREFABBRICATI E GETTATI IN OPERA

Liberato Ferrara¹, Giandomenico Toniolo¹, Antonella Colombo², Paolo Negro³

¹ Politecnico di Milano.

² Assobeton.

³ ELSA-JRC, Ispra.

SOMMARIO

Nell'ambito del Progetto Ulisse, che vede consorziate le tre associazioni nazionali di categoria ASSOBETON, AITEC e ATECAP, sono state eseguite, presso il laboratorio ELSA del Centro Comune di Ricerca di Ispra, due prove pseudodinamiche su prototipi di telai monopiano in calcestruzzo armato prefabbricati e gettati in opera, progettati in maniera tale da resistere alla stessa forza statica equivalente al sisma. Scopo precipuo dell'intero programma di ricerca è quello di fornire specifica evidenza sperimentale circa il comportamento sismico delle tradizionali strutture monopiano per edifici industriali realizzate mediante l'assemblaggio di componenti strutturali prefabbricate, confrontato con quello di analoghe strutture gettate in opera.

SUMMARY

In the framework of Progetto Ulisse, a consortium of italian associations ASSOBETON-AITEC-ATECAP, two pseudodynamic tests on precast and cast-in-place reinforced concrete frame prototypes have been performed at the ELSA laboratory of the Joint Research Center at Ispra. The two prototypes have been designed in order to resist the same base shear force equivalent to the earthquake. The main purpose of the whole research project is to provide specific experimental evidence about the seismic behaviour of traditional one storey concrete structures for industrial buildings, made by dry-assemblage of precast structural elements, when compared to the one of equivalent cast-in-place ones.

1. INTRODUZIONE

La vasta tematica del comportamento sismico degli edifici prefabbricati in calcestruzzo armato è, oramai da diversi decenni, oggetto di intensa attività di ricerca tecnico-scientifica e riveste una notevole rilevanza dal punto di vista applicativo e progettuale. Il Bollettino Fip 27: "Progettazione sismica degli edifici prefabbricati in calcestruzzo - Stato dell'arte" [1], recentemente pubblicato, testimonia l'avanzato grado delle conoscenze acquisite in materia, tali da consentire di rimuovere, anche nelle prescrizioni delle diverse normative, quello scetticismo con cui si è spesso guardato alle strutture prefabbricate di calcestruzzo in zona sismica, che non di rado veniva a tradursi in un aggravio tale di costi da rendere tali soluzioni assolutamente non perseguibili [2].

Nell'ambito di quanto si è sopra accennato alcune tipologie strutturali, quali per l'appunto i telai prefabbricati con travi vincolate a cerniera alla sommità dei pilastri, sono stati solo marginalmente trattati e scarsi sono i risultati disponibili in letteratura [3], per la maggior parte limitati alla analisi di danneggiamenti riportati da tali costruzioni durante i passati terremoti [4,5,6,7,8,9]. In realtà tale tipologia di edifici è assai diffusa in numerosi paesi europei e, per quanto attiene al nostro paese, essa copre pressochè la totalità del mercato delle strutture per edifici industriali.

L'Eurocodice 8 [10] comprende una sezione specifica dedicata alle strutture prefabbricate di calcestruzzo armato e prende esplicitamente in considerazione la tipologia degli edifici a telaio monopiano laddove (§ 5.1.2) viene specificato

che "i telai monopiano con colonne collegate in sommità secondo entrambe le direzioni dell'edificio e soggette ad un carico assiale normalizzato non superiore a 0,3" non appartengono alla categoria delle strutture a pendolo inverso.

La valutazione del comportamento sismico delle strutture prefabbricate di calcestruzzo, generalmente effettuata riconducendosi al comportamento di analoghe strutture gettate in opera, è basata su alcuni parametri, primo fra tutti il coefficiente di struttura q , la cui quantificazione numerica necessita di adeguata calibrazione basata su apposite indagini teorico-sperimentali, che tengano altresì adeguatamente conto delle specifiche e consolidate esperienze di numerosi paesi europei considerati sismici, che hanno fino ad ora fatto riferimento alle normative nazionali. Ciò altresì tenendo conto che l'Eurocodice 8 non ha avuto fino ad ora alcuna pratica applicazione progettuale la cui risposta si sia avuto modo di verificare sul campo e rimane ancor più vero, per restringere l'attenzione al campo nazionale, con ovvio riferimento, alla recente Ordinanza 3274 [11], che è venuta ad affiancarsi alle vigenti norme di consolidata applicazione.

Al contrario, l'esperienza nazionale, e non solo italiana, ha, proprio "sul campo" mostrato come le strutture prefabbricate per edifici industriali monopiano posseggano una assai buona intrinseca capacità di comportamento sismico, derivante da una rigidità traslatoria relativamente basse, cui conseguono periodi di vibrazione relativamente lunghi, generalmente compresi tra 1 e 2 secondi, che consentono di abbattere notevolmente la risposta sismica rispetto a quella massima

propria delle strutture rigide. In virtù di questo, e tenendo altresì conto che i limiti richiesti allo spostamento di interpiano per la verifica dello stato limite di danno impongono condizioni più restrittive che non quelli relativi allo stato limite ultimo, i pilastri degli edifici in questione possiedono una grande sovrabbondanza di resistenza. Ciò è ovviamente vero a patto che i sistemi di copertura, realizzati anch'essi con elementi prefabbricati, siano in grado di esercitare adeguatamente l'azione diaframma necessaria per coinvolgere con eguale efficacia tutti gli elementi verticali nel fornire la resistenza e la duttilità richieste per far fronte all'evento sismico, e sempre che un precoce collasso non sopraggiunga per altri motivi, quale un inadeguato dimensionamento delle unioni [12,13,14]. Un discorso analogo può farsi anche per i telai monopiano gettati in opera, che, con periodi di vibrazione dello stesso ordine di grandezza, ed a parità di dettagli costruttivi, hanno la stessa buona capacità di dissipare energia a fronte di un evento sismico.

In questa ottica, e quale naturale prosieguo di una ricerca svolta negli anni precedenti su prototipi di singoli pilastri prefabbricati [15], si introduce il programma di ricerca denominato "Comportamento sismico di edifici industriali prefabbricati in cemento armato", approvato nel luglio 2001 per un finanziamento europeo Ecolerader (contratto n° HPRI-CT-1999-00059). Il programma è stato concepito per fornire specifiche risultanze sperimentali in merito alla tematica sopra discussa, onde dare una adeguata conferma sperimentale alle recenti scelte dell'Eurocodice 8, che ha equiparato le strutture in questione, sia prefabbricate sia gettate in opera, ai sistemi a telaio, con un valore base del coefficiente di struttura q_0 pari a 4.95, laddove l'Ordinanza per le strutture prefabbricate a telaio monopiano, riporta un valore base pari a 3.5.

A tal fine sono stati progettati e realizzati, secondo criteri che verranno più diffusamente illustrati nel seguito, due prototipi, uno con soluzione prefabbricata e l'altro gettato in opera, consistenti in due telai piani, ciascuno con due campate aventi luce pari 4 a m, collegati da un interposto solaio alveolare di luce pari a 3 m. L'altezza dei pilastri risulta pari in entrambi i prototipi a 5.05 m. (Figure 1 e 2) Quali strutture di fondazioni si sono utilizzati grossi blocchi prefabbricati in cemento armato, con predisposto "bicchiere" per accogliere il pilastro, ancorati mediante barre Diwidag al piastrone di base del laboratorio. Le spese di realizzazione dei prototipi sono state sostenute dalle associazioni nazionali di categoria italiana (ASSOBETON), spagnola (ANDECE) e portoghese (ANIPC) e dal consorzio "Progetto Ulisse" (AITEC-ASSOBETON-ATECAP). La ricerca ha altresì visto il coinvolgimento del Politecnico di Milano e della Università di Lubiana (Slovenia), nonché del Laboratorio Europeo per l'Accertamento Strutturale (ELSA) del Centro Comune di Ricerca di Ispra, presso il quale sono state eseguite le prove pseudodinamiche sui due prototipi, rispettivamente il 5 e 6 settembre 2002, per il prototipo prefabbricato, ed il 4 luglio 2003 per il prototipo gettato in opera [16,17].

Il presente lavoro intende fornire un dettagliato resoconto dei risultati di tali prove ed istituire un primo confronto fra il comportamento, quale riscontrato sperimentalmente, di strutture prefabbricate e gettate in opera, equivalenti nel senso sopra menzionato, come verrà altresì più diffusamente specificato nel seguito. La ricerca si completerà con una fase di indagine numerica, attualmente in corso di esecuzione, venendo così a costituire un valido supporto per le prescrizioni normative cui si è sopra fatto cenno.

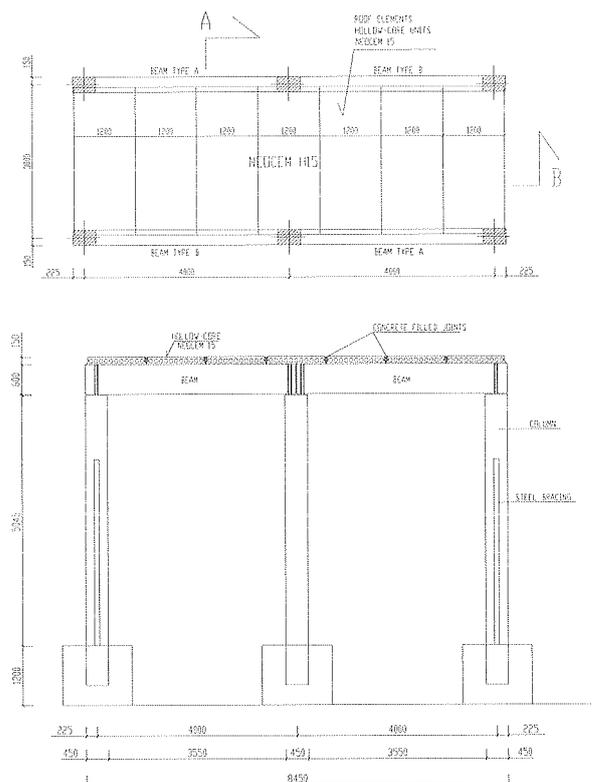


Figura 1: pianta della copertura e prospetto del prototipo prefabbricato

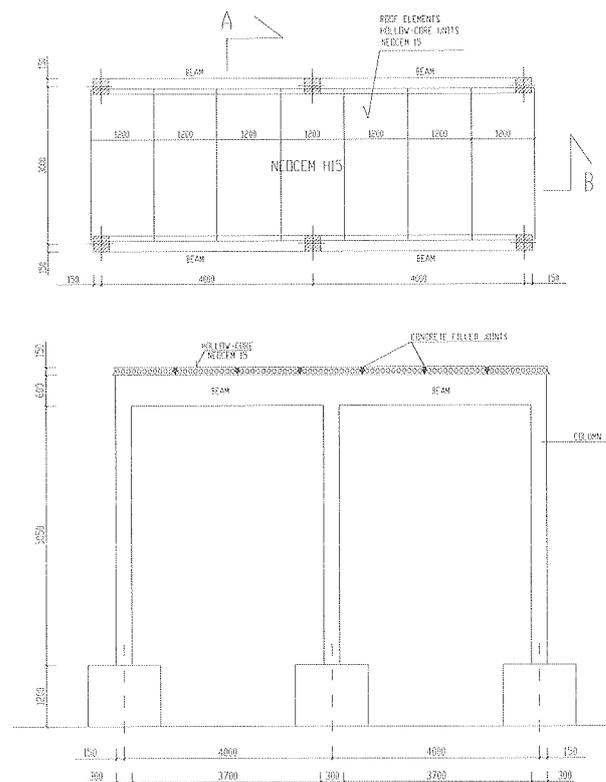
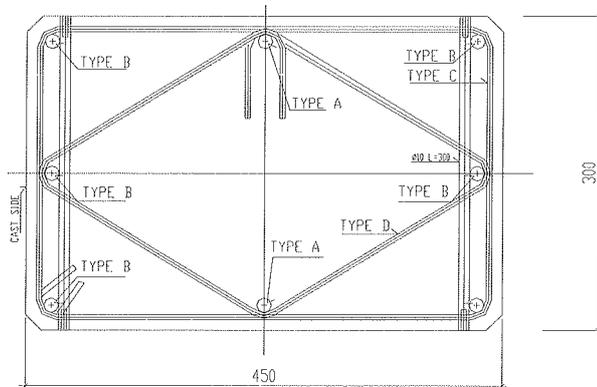


Figura 2: Pianta della copertura e prospetto del prototipo gettato in opera

2. PROGETTO DEI PROTOTIPI

I due prototipi da sottoporre a prova pseudodinamica sono stati concepiti e progettati al fine di rappresentare una struttura reale, con le usuali dimensioni che si riscontrano nelle pratiche applicazioni (ad esempio telai su luce di 12 m disposti ad un interasse longitudinale di 6 m); tuttavia, per ragioni di economia e di ingombro, tutte le dimensioni, quali la luce dei solai e delle travi, che non hanno diretta influenza sul comportamento sismico oggetto dell'indagine, sono state ridotte. I pesi mancanti, necessari per raggiungere i prescritti valori di carico assiale nelle colonne, sono stati applicati alle travi mediante un apposito sistema ripartitore dei carichi attraverso martinetti verticali basculanti.

Le due strutture sono state progettate, secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 8 (versione Maggio 2001) in maniera tale da resistere alla stessa forza statica equivalente al sisma, facendo riferimento ad un calcestruzzo classe C40/50 ($f_{ck} = 40$ MPa) e ad un acciaio tipo B500H ($f_{yk} \geq 500$ MPa). Attraverso un classico dimensionamento per le condizioni di carico non sismiche si sono ottenute per i pilastri le sezioni in Figura 3. L'armatura trasversale è stata realizzata mediante staffe $\phi 6/50$ mm nelle zone critiche (1 m dalla base nei pilastri prefabbricati ed 1 m dalla base e dalla sommità in quelli gettati in opera) e da staffe $\phi 6/150$ mm nei tratti correnti.

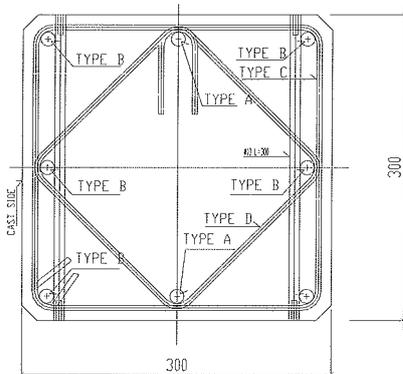


sezione pilastro prefabbricato

Larghezza $b = 300$ mm

Altezza $h = 450$ mm - altezza utile $d = 420$ mm

Armatura $8\phi 16 - A_s = 1608$ mm² ($\rho_s = 1,19\%$)



sezione pilastro gettato in opera

Larghezza $b = 300$ mm

Altezza $h = 300$ mm - altezza utile $d = 270$ mm

Armatura $8\phi 14 - A_s = 1232$ mm² ($\rho_s = 1,37\%$)

Figura 3: sezione trasversale dei pilastri dei due prototipi

Gli usuali controlli di accettazione (prove su cubi di 150 mm di lato per il calcestruzzo e su campioni di barre di acciaio lunghi 600 mm) hanno fornito i seguenti valori di resistenza dei materiali:

Calcestruzzo	
prototipo prefabbricato $R_{cm} = 52.1$ MPa (2 cubi) $f_{cm} = 0,83$ $R_{cm} = 43.2$ MPa	prototipo gettato in opera $R_{cm} = 51.5$ MPa (3 cubi) $f_{cm} = 0,83$ $R_{cm} = 42.7$ MPa
Acciaio (prova su barra $\phi 16$)	
tensione di snervamento $f_y = 550$ MPa	
tensione di rottura $f_t = 657$ MPa	

Tabella 1: proprietà dei materiali

Con riferimento a tali valori, ed assumendo un coefficiente parziale unitario per le proprietà dei materiali, si è valutata la portanza teorica delle due strutture.

Ipotizzando un carico verticale uniformemente distribuito sulla superficie dell'impalcato pari a 30 kN/m², comprensivo del peso proprio del solaio e delle travi, si hanno i seguenti valori di azione assiale rispettivamente nelle colonne centrali (N_{dc}) e laterali (N_{dl}) dei due prototipi

prefabbricato	gettato in opera
$N_{ad} = 180$ kN ($v_{ad} = 0,07$)	$N_{ad} = 225$ kN ($v_{ad} = 0,08$)
$N_{ad} = 90$ kN ($v_{ad} = 0,035$)	$N_{ad} = 67.5$ kN ($v_{ad} = 0,025$)

cui corrispondono i seguenti valori del momento resistente:

prefabbricato	gettato in opera
$M_{rdc} = 211$ kNm	$M_{rdc} = 113$ kNm
$M_{rdl} = 195$ kNm	$M_{rdl} = 95$ kNm

Si calcola quindi il valore della forza statica equivalente al sisma cui i due prototipi sono in grado di resistere:

$$E_{rd} = \frac{\sum M_{rd}}{h} = 238 \text{ kN} - \text{prototipo prefabbricato}$$

$$E_{rd} = \frac{\sum M_{rd}}{h/2} = 240 \text{ kN} - \text{prototipo gettato in opera}$$

La rigidità rotatoria κ_ϕ della sezione fessurata è stata valutata facendo riferimento ad un momento di fessurazione M_y assunto pari a $0,75 M_{rd}$ ed alla corrispondente curvatura χ_y , calcolata nella ipotesi di sezione in fase elastica fessurata assumendo il valore effettivo E_s/E_c per il coefficiente di omogeneizzazione m ($E_c = 9500 f_c^{1/3}$). Si è quindi valutata la rigidità traslatoria delle singole colonne, comprensiva degli effetti del secondo ordine:

$$\kappa_\delta = \frac{3 \kappa_\phi}{h^3} - \frac{N_{ad}}{h} \text{ per i pilastri prefabbricati}$$

$$\kappa_\delta = \frac{12 \kappa_\phi}{h^3} - \frac{N_{ad}}{h} \text{ per i pilastri gettati in opera}$$

da cui, per somma, si è ottenuta quella dell'intera struttura, attraverso la quale si è quindi calcolato il periodo proprio di vibrazione $T_1 = 2\pi \sqrt{m/\kappa_\delta}$, pari a $1,04$ sec per il prototipo prefabbricato e a $0,83$ sec per il gettato in opera.

Eguagliando l'ordinata dello spettro $E_{ad} = S_d(T_1) W$, valutato per un suolo di tipo B ed assumendo per il coefficiente di struttura un valore $q = 4,95$, al valore resistente E_{rd} prima calcolato, si ottiene il valore teorico della accelerazione del terreno che determinerebbe il collasso delle strutture:

$$\alpha_{gr} = 1,10 \text{ g} \quad \text{prototipo prefabbricato}$$

$$\alpha_{gr} = 1,01 \text{ g} \quad \text{prototipo gettato in opera}$$

che risulta pari, come visto, per entrambi i prototipi, a circa tre volte il valore di accelerazione di picco al suolo previsto dalla vigente normativa italiana per le zone sismiche di I categoria. Tali valori sono stati sostanzialmente confermati da apposite analisi numeriche [18] e ad essi pertanto è stata riferita per gradi l'azione sismica applicata nel corso delle prove pseudodinamiche, come sarà nel seguito più dettagliatamente illustrato.

Si fa altresì rilevare come un calcolo allo stato limite di limitazione del danno (controllo dello spostamento di piano d_r), eseguito con riferimento ad una zona classificata di I categoria secondo la normativa italiana, dia luogo ai risultati qui sotto riportati, che confermano evidentemente la maggior severità di questo requisito rispetto a quello di non collasso per la categoria di strutture oggetto di studio.

prototipo prefabbricato

$$d_r = E_a / \kappa_\delta = 145.66 \text{ kN} / 2642 \text{ kNm} = 53 \text{ mm} \cong 0,01h \text{ (50,5 mm)}$$

prototipo gettato in opera

$$d_r = E_a / \kappa_\delta = 164.56 \text{ kN} / 3380 \text{ kNm} = 49 \text{ mm} < 0,01h \text{ (50,5 mm)}$$

3. APPARATO E PROCEDURA DI PROVA

Lo schema adottato per le prove pseudodinamiche di entrambi i prototipi è illustrato in Figura 4. Gli attuatori orizzontali, comandati secondo una logica master-slave in maniera tale da imporre una traslazione uniforme al solaio, minimizzando in tal modo gli effetti di torsioni parassite, sono stati collegati attraverso giunti sferici ad un opportuno "ringrosso" del cordolo perimetrale gettato in opera.

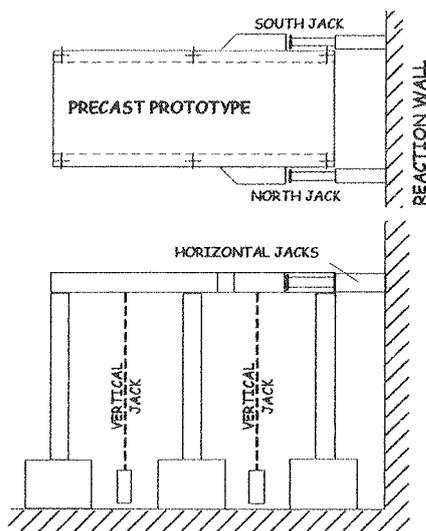


Figura 5: schema dell'impianto di prova

Gli spostamenti del solaio sono stati misurati dal lato opposto rispetto a quello dove erano situati gli attuatori, in maniera da ridurre gli errori dovuti alle deformazioni locali della struttura in prossimità dei punti di applicazione del carico. Oltre a misurare gli spostamenti dell'impalcato e le corrispondenti forze di reazione è stata predisposta una apposita strumentazione per la misura delle curvature al piede delle colonne prefabbricate (Figura 6) ed in testa ed al piede di quelle del prototipo gettato in opera (Figura 7); per quest'ultimo si è altresì provveduto a misurare le curvature sulle travi in prossimità delle intersezioni con i pilastri. Nel caso del prototipo prefabbricato sono strumentate tutte e tre le colonne di un telaio e solo quella centrale del secondo telaio;

nel caso del prototipo gettato in opera, tenendo altresì conto dei risultati ottenuti dalle prove precedentemente eseguite su quello prefabbricato e per ragioni di economia della prova stessa, ci si è limitati a disporre la strumentazione per la misura delle curvature su due colonne (una centrale e una laterale) di un solo telaio (Figura 7).

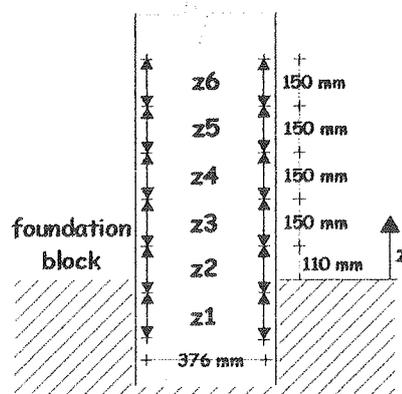
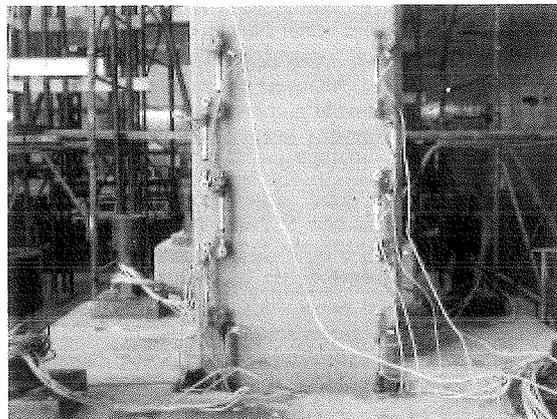


Figura 6: strumentazione per la misura delle curvature alla base di un pilastro del prototipo prefabbricato

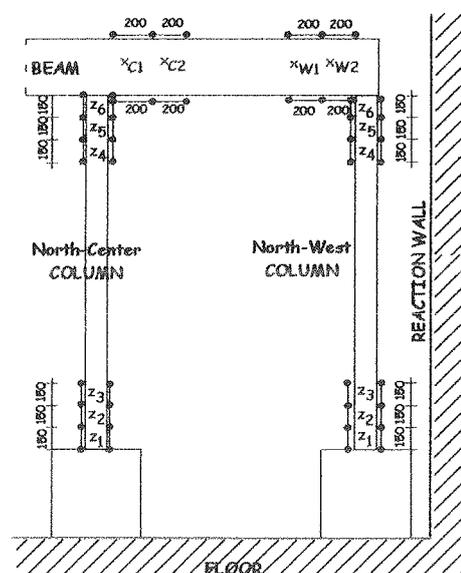


Figura 7: schema di disposizione degli strumenti per la misura delle curvature nel prototipo gettato in opera

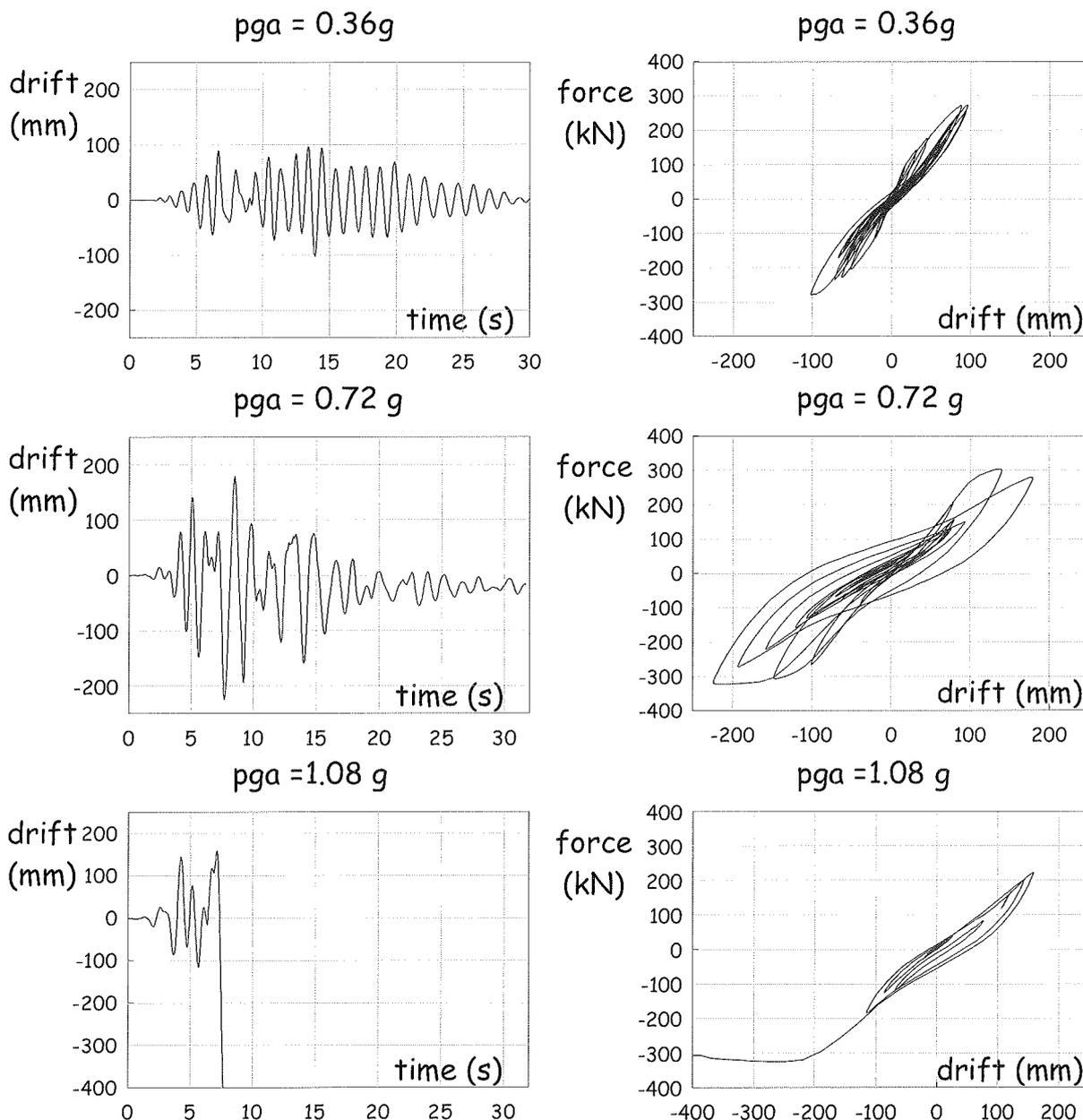


Figura 8: prove pseudodinamiche su prototipo prefabbricato - curve spostamento-tempo e forza-spostamento

Il sistema di controllo della prova, che di fatto “esegue” anche la parte numerica della prova stessa, ha altresì provveduto a misurare le velocità e le accelerazioni dell’impalcato e le diverse quantità energetiche caratterizzanti l’evoluzione del comportamento dei prototipi sotto l’effetto simulato del terremoto.

Con riferimento al moto del terreno questo è stato assegnato attraverso un accelerogramma, generato artificialmente in maniera tale che il suo spettro risulti compatibile con quello indicato dall’Eurocodice 8 per suoli di tipo B. L’intensità della azione sismica è stata riferita per gradi alla capacità portante teorica, quale precedentemente valutata. Sono state pertanto eseguite, su ciascun prototipo, prove a tre diverse intensità, fissando il valore della accelerazione di picco del terreno (PGA = peak ground acceleration) rispettivamente

ad 1/3, 2/3 e 3/3 di quella teorica massima calcolata. In realtà, dal momento che per il prototipo prefabbricato la prova al terzo livello di intensità sismica non è stata portata a compimento causa il raggiungimento della massima capacità di corsa degli attuatori, nel caso del prototipo gettato in opera l’intensità del terzo livello di prova è stata limitata all’80% della capacità resistente ultima teorica.

4. I RISULTATI SPERIMENTALI

Una prima visione sinottica del comportamento sperimentale dei due prototipi, quale risultato dalle prove pseudodinamiche, è data attraverso le curve vibratorie spostamento-tempo e le corrispondenti curve forza-spostamento (Figure 8 e 9).

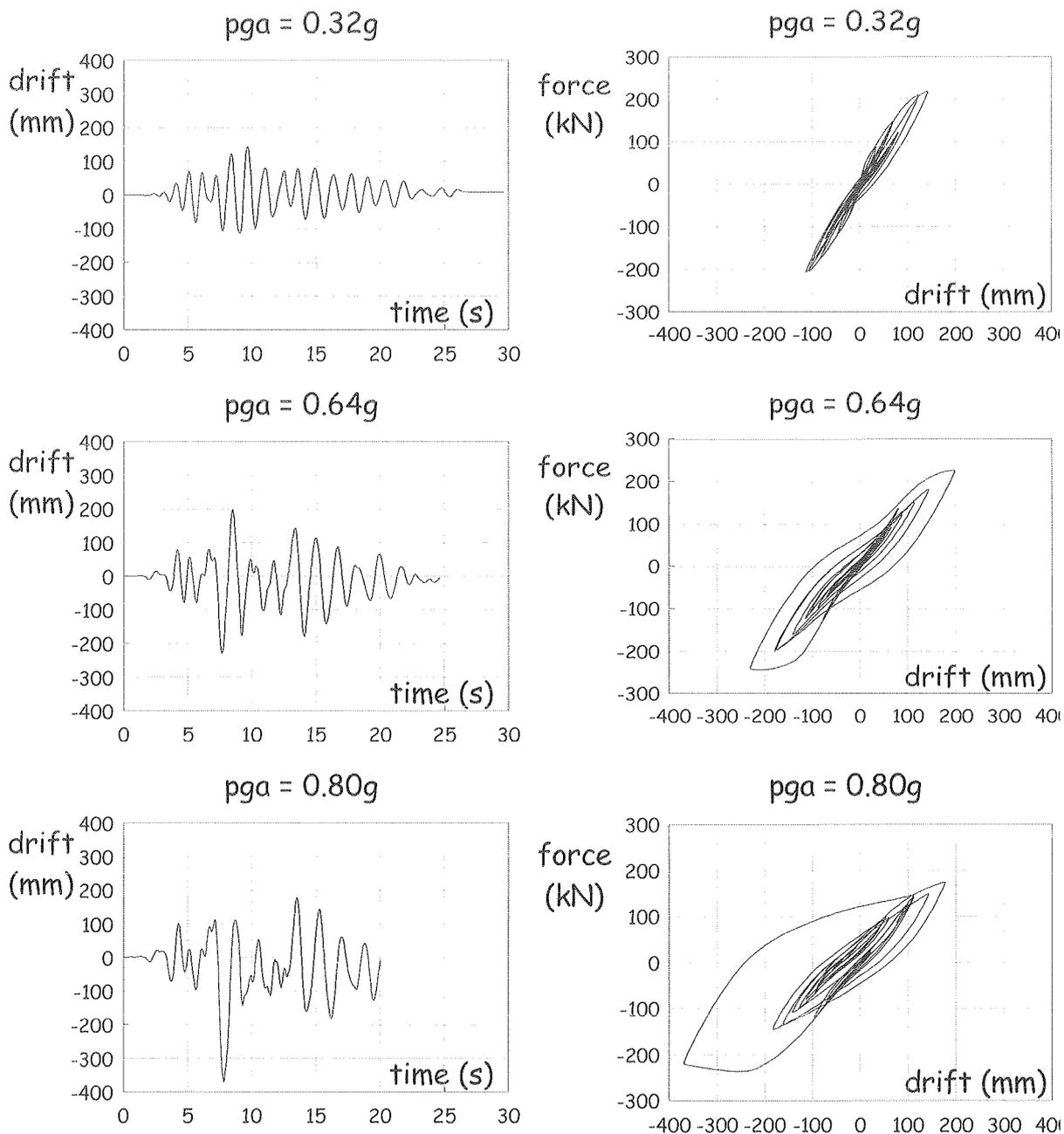


Figura 9: prove pseudodinamiche su prototipo gettato in opera - curve spostamento-tempo e forza-spostamento

Per quanto attiene al primo livello di prova ($\alpha_g = 0,36$ per il prototipo prefabbricato ed $\alpha_g = 0,32$ per quello gettato in opera) si è rilevato un comportamento vibratorio sostanzialmente elastico, con cicli forza-spostamento che rapidamente si stabilizzano sulla rigidità degradata della sezione fessurata e che altresì mostrano come, sotto la scossa di massima intensità, in entrambi i casi si raggiunga appena il limite di snervamento delle armature. Ciò è altresì confermato dai diagrammi momento curvatura relativi alla colonna centrale di entrambi i prototipi (Figure 10-11 per il prototipo prefabbricato ed il gettato in opera). E' utile sottolineare come il momento flettente per i differenti conci sia stato calcolato con riferimento al loro punto medio, ipotizzando che la forza

totale orizzontale misurata si divida in egual misura fra i sei pilastri, in sommità dei quali la si è considerata applicata. Il massimo valore di spostamento registrato è pari a circa 2,5 volte quello calcolato per lo stato limite di limitazione del danno per una zona sismica di I categoria, al cui livello di intensità sismica corrisponde il valore della accelerazione di picco del terreno in questa prima prova. Al termine della prova non si sono registrati significativi valori residui di spostamento della struttura né di curvatura nei pilastri, stante da un lato l'incipiente snervamento delle armature e, dall'altro, la formazione di alcune fessure, apertesi fino a qualche centinaio di micron sotto i massimi spostamenti e pressochè completamente richiusesi allo scarico.

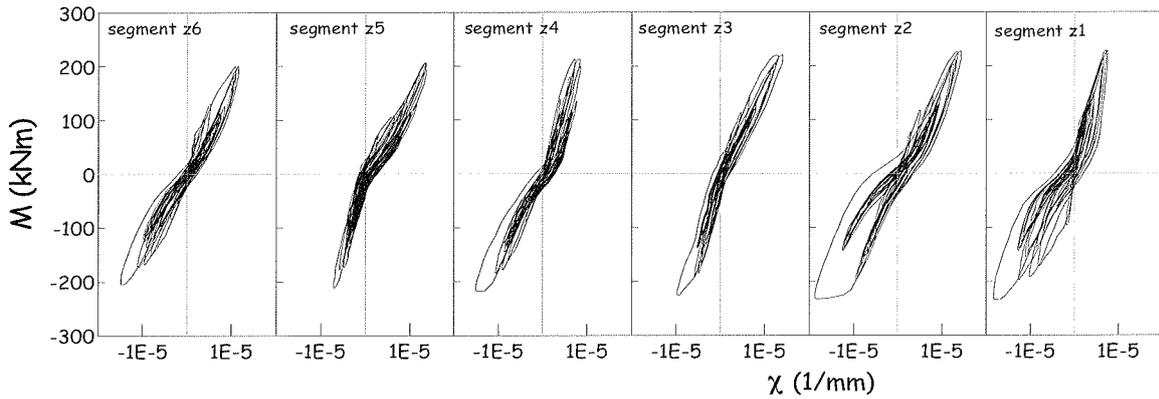


Figura 10: legami momento-curvatura per le diverse sezioni dei pilastri del prototipo prefabbricato ($\alpha_g = 0.36$)

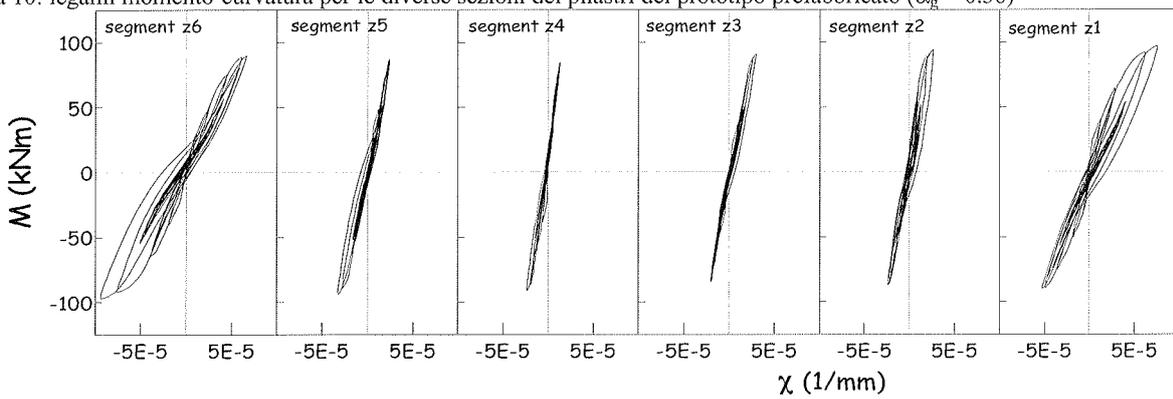


Figura 11: legami momento-curvatura per le diverse sezioni dei pilastri del prototipo gettato in opera ($\alpha_g = 0.32$)

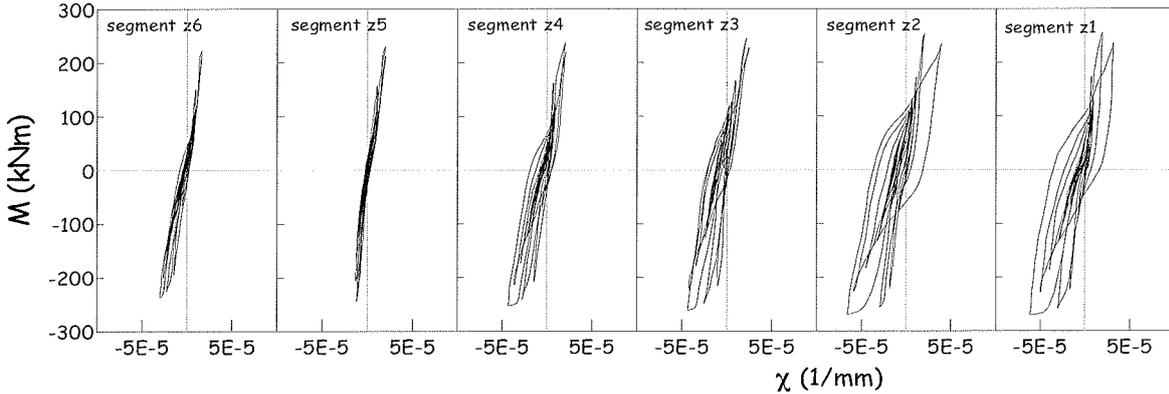


Figura 12: legami momento-curvatura per le diverse sezioni dei pilastri del prototipo prefabbricato ($\alpha_g = 0.72$)

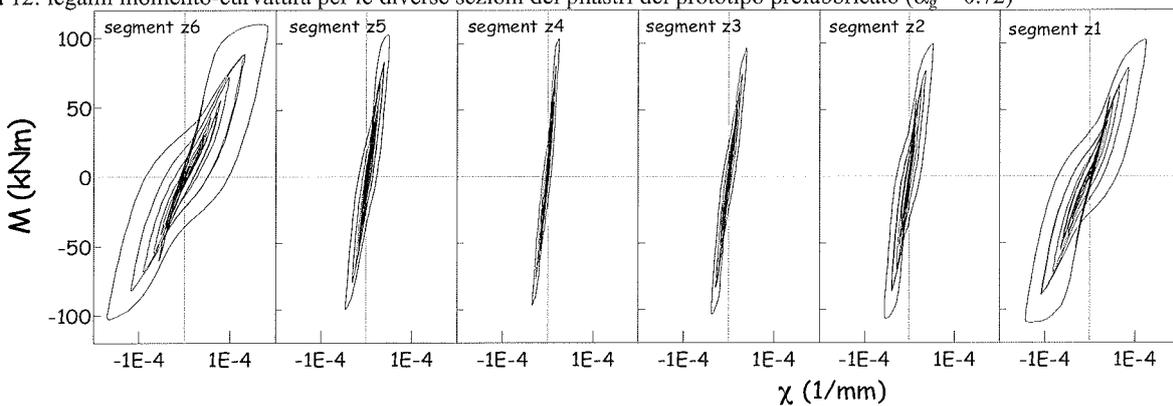


Figura 13: legami momento-curvatura per le diverse sezioni dei pilastri del prototipo gettato in opera ($\alpha_g = 0.64$)

I diagrammi forza-spostamento (Figure 8-9) e momento curvatura (Figure 12-13) relativi al secondo livello di prova ($\alpha_g = 0,72$ per il prototipo prefabbricato ed $\alpha_g = 0,64$ per quello gettato in opera) mostrano in entrambi i casi significativi cicli di isteresi, che denunciano il pieno snervamento delle armature e la apprezzabile capacità di entrambe le strutture di dissipare energia sfruttando le risorse non-lineari del comportamento dei materiali. Si sono osservati al termine della prova valori modesti di spostamento residuo ($\cong 20$ mm) a testimonianza degli effetti di un certo danneggiamento strutturale legato allo snervamento delle armature nonché al comportamento non-lineare, in trazione ed in compressione, del calcestruzzo. Il massimo valore di forza misurato è assolutamente confrontabile con quello teorico precedentemente calcolato per il prototipo gettato in opera, mentre risulta significativamente superiore (+ 20%) nel caso del prototipo prefabbricato. Le differenze nelle modalità di getto dei pilastri nonché il maggior controllo di qualità che caratterizza la realizzazione di una struttura prefabbricata rispetto ad una gettata in opera possono essere addotte quali motivazioni per giustificare questa differenza [19], certamente tali ipotesi necessitando di una ulteriore approfondita verifica.

Quanto detto a proposito del secondo livello di prova rimane vero anche per il terzo livello di intensità sismica, relativamente al solo prototipo gettato in opera, per il quale tale prova può ritenersi significativa. Le curve carico-spostamento mostrano, dopo il raggiungimento del picco, una significativa fase di degrado, probabilmente legata a fenomeni di espulsione del copriferro, rilevati proprio durante la terza prova a seguito delle scosse di massima intensità (Figura 14). Non si sono in ogni caso verificati fenomeni di instabilizzazione locale delle barre longitudinali d'armatura.



Figura 14: rottura del copriferro alla base dei pilastri del prototipo gettato in opera durante il terzo livello di prova.

E' verosimile ritenere che qualcosa di simile si sarebbe verificato nel caso del prototipo prefabbricato, se fosse stato possibile condurre a termine regolarmente la prova sotto la massima intensità sismica [18]. In ogni caso, pur sotto gli elevati valori di spostamento raggiunti, non si sono osservati significativi danni alla struttura, fatta eccezione per rotture localizzate dei copriferri alla sommità dei pilastri a causa dello "impuntamento" delle travi conseguente alle elevate rotazioni relative trave-pilastro (Figura 15).

I due prototipi, nelle fasi di massimo spostamento raggiunte durante la terza prova pseudodinamica, sono mostrati nelle Figure 16 e 17.

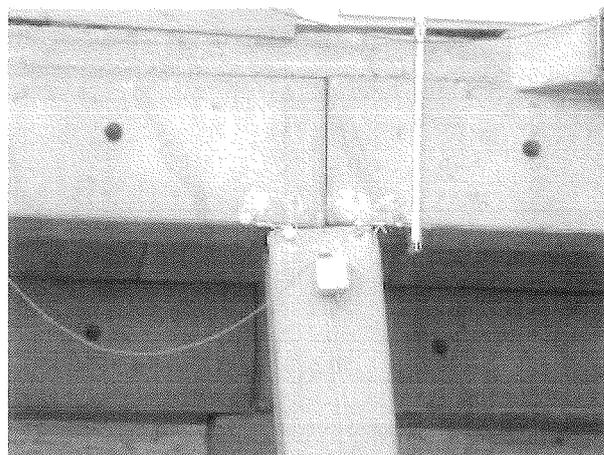


Figura 15: rotazione trave-colonna nel prototipo prefabbricato al termine del terzo livello di prova

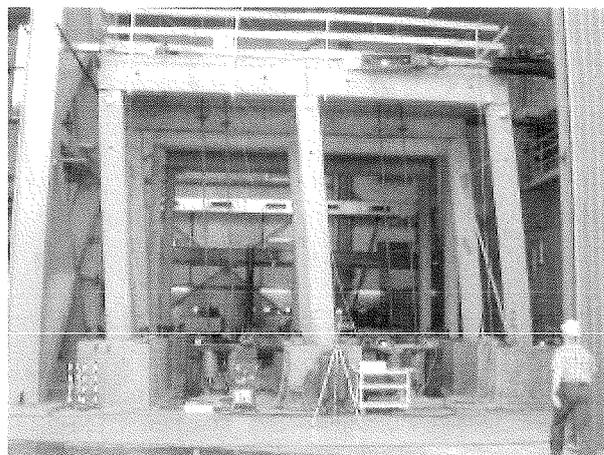


Figura 16: prototipo prefabbricato al termine del terzo livello di prova



Figura 17: prototipo gettato in opera sotto i massimi spostamenti raggiunti durante il terzo livello di prova

L'analisi dei diagrammi momento curvatura consente altresì di stimare, seppur in maniera abbastanza semplicistica, la estensione delle regioni in cui significativamente si concentrano i fenomeni di dissipazione energetica che caratterizzano la risposta delle due strutture sottoposte al sisma. Si osserva infatti come, nel caso della struttura

prefabbricata, la zona di significativo comportamento non-lineare si estende, a partire dalla base del pilastro, per circa 1,5 volte l'altezza della sezione (1,5 x 450 mm); nel caso del prototipo gettato in opera invece i fenomeni non-lineari appaiono marcatamente concentrate in zone, in testa ed al piede dei pilastri, la cui estensione rimane all'incirca pari all'altezza della sezione (300 mm). Ciò sta chiaramente a significare come i fenomeni di dissipazione energetica, grazie ai quali la struttura è in grado di far fronte all'evento sismico, coinvolgono, nel caso della struttura prefabbricata, un volume di materiale che è all'incirca analogo a quello interessato da analoghi fenomeni in una struttura gettata in opera, dove risulta però distribuito su un maggiore numero di "sezioni" critiche. Ci si aspetta che la validità di questa ipotesi, che sostanzia la equivalenza del comportamento sismico fra strutture prefabbricate e strutture gettate in opera, venga suffragata da una campagna di indagini numeriche "dedicate" attualmente in corso di esecuzione.

5. CONCLUSIONI

Al fine di valutare in maniera comparata il comportamento di strutture a telaio monopiano in calcestruzzo armato prefabbricate e gettate in opera, sono stati realizzati sottoposti a prova pseudodinamica due prototipi, progettati secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 8 in maniera tale da resistere alla stessa forza statica equivalente al sisma, sulla base di un egual valore del coefficiente di struttura $q = 4.95$. I risultati delle prove hanno sostanzialmente confermato che le strutture prefabbricate in calcestruzzo armato, quando ben progettate e realizzate, sono in grado di resistere all'azione sismica con eguale, se non maggiore, grado di affidabilità rispetto a strutture gettate in opera ad esse analoghe, nel senso sopra detto. A motivo del loro comportamento a mensola, i pilastri dei telai prefabbricati fanno affidamento, per resistere a forze orizzontali, unicamente sulla resistenza flessionale della sezione di base, laddove per i pilastri di edifici gettati in opera si può contare sia sulla sezione al piede sia su quella in sommità. Tuttavia, proprio per quanto sopra esposto, la dissipazione energetica, su cui la resistenza alle azioni sismiche si basa, nei pilastri degli edifici prefabbricati avviene in un volume, concentrato unicamente al piede dei pilastri stesi, che è pressochè uguale a quello, distribuito fra le sezioni di base e sommità, in cui avviene la dissipazione energetica nelle colonne di edifici gettati in opera. Il diverso funzionamento statico fa sì che queste ultime, a fronte di un eguale carico orizzontale ed a parità di resistenza, abbiano infatti una dimensione minore rispetto alle prime. Al fine di garantire quanto sopra detto a conclusione di questa prima parziale analisi dei risultati della sperimentazione, è di fondamentale importanza l'efficacia dell'azione diaframma che i sistemi di orizzontamento e di copertura riescono a garantire. Una ulteriore e significativa conferma di quanto qui esposto sarà fornita dalle indagini numeriche attualmente in fase di esecuzione.

6. RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare i sigg. Georges Magonette e Javier Molina che hanno predisposto e condotto le prove, garantendone con la loro alta professionalità il perfetto svolgimento. Un ringraziamento all'ing. Carlo Bonfanti, che ha seguito la progettazione e l'esecuzione dei prototipi, per il prezioso contributo della sua grande esperienza. La ricerca è stata diretta congiuntamente al prof. Matej Fischinger ed ai suoi collaboratori dell'Università di Lubiana.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] FIP – 2004 - “Seismic design of precast concrete building structures – State of art report”, FIP Bulletin n° 27, January 2004, 262 pages.
- [2] R. ENGLEKIRK – 1982 – “ Overview of ATC Seminar on Design of Prefabricated Buildings for Earthquake Loads, PCI Journal, January/February 1982, 80-97.
- [3] ATC – 1981 - Proceedings of a workshop on “Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads”, Berkeley, California.
- [4] W.E. KUNZA, J.A. SBAROUNIS, J.E. AMRHEIN – 1965 – “Behavior of prestressed concrete structures during the Alaskan earthquake”, PCI Journal, April 1965, 80-91.
- [5] L. TZENOV, L. SOTIROV, P. BONCHEVA - “Study of some damaged industrial buildings due to Vrancea earthquake”, Proceedings 6th ECEE, 59-65.
- [6] P. FAJFAR, J. BANOVEC, F. SAJE - “Behaviour of a prefabricated industrial building in Breginj during the Friuli earthquake”, Proceedings 6th ECEE, 493-500.
- [7] J. K. IVERSON, N.M. HAWKINS – 1994: “Performance of precast/prestressed concrete building structures during Northridge earthquake”, PCI Journal March/April 1994, 38-55.
- [8] M. FINTEL – 1986 – “Performance of precast and prestressed concrete in Mexico earthquake” – PCI Journal, January/February 1986, 18-42.
- [9] M.N. FARDIS – 1995 – M. N. Fardis, 1995. SOA lecture: Lessons learnt in past earthquakes. Proceedings of the 10th European Conference on Earthquake Engineering, 779-788, Vienna, Balkema, Rotterdam.
- [10] prEN 1998-1 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic action and rules for buildings. PrDraft n° 3, May 2001.
- [11] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 marzo 2003 – G.U. 08/05/2003.
- [12] J.K. IVERSON – 1989 – “First impressions of earthquake damage in San Francisco area”, PCI Journal, November/December 1989, 108-124.
- [13] Reconaissance Report, Kocaeli, Turkey, Earthquake of August 17, 1999, Earthquake Spectra, 16
- [14] S.K. GHOSH – 2001 – “Observations from the Bhuj earthquake of January 26, 2001 – PCI Journal, March/April 2001, 34-42
- [15] A. SAISI, G. TONIOLO – 1998 – “Precast r.c. columns under cyclic loading: an experimental program oriented to EC8.” Studi e Ricerche 19, School for the Design of R/C Structures, Politecnico di Milano, 373-414.
- [16] L. FERRARA, 2003a. – “Seismic behaviour of reinforced concrete industrial buildings. Report of the test 5th and 6th September 2002 on the precast prototype”. Tech. Report, Politecnico di Milano, 104 pp.
- [17] L. FERRARA, 2003b. – “Seismic behaviour of reinforced concrete industrial buildings. Report of the test 4th July 2003 on the cast-in-situ prototype. Tech. Report, Politecnico di Milano, September 2003, 112 pp.
- [18] F. BIONDINI, G. TONIOLO – 2004 – “Probabilistic verification of the seismic design rules of concrete frames”, Proc. ANIDIS 2004
- [19] S. DIMOVA, P. NEGRO – 2004 – “Influence of the quality of construction on the seismic vulnerability of structures”, Technical Report, JRC, 127 pp.

ATTIVITÀ D'INDAGINE SU EDIFICI PUBBLICI IN CALCESTRUZZO ARMATO IN ZONA SISMICA - VULNERABILITÀ E DIAGNOSTICA

Maurizio Ferrini¹, Nicola Signorini¹, Federica Papini¹,
Francesco Barni², Gabriella De Pasquale², Alessandro Scelfo², Vanessa Prestifilippo²,
Andrea Tonelli², Laura Tovazzi²

¹ Settore Servizio Sismico Regione Toscana.

² Borsisti presso il Servizio Sismico Regione Toscana.

SOMMARIO

Questo articolo descrive l'attività promossa dal Servizio Sismico Regionale con particolare riferimento alle indagini sulla qualità del calcestruzzo su edifici strategici e rilevanti in c.a. nei 67 Comuni a maggior rischio sismico della Toscana. Sono illustrate, per le prove impiegate di tipo distruttivo e non, la metodologia d'indagine seguita, i criteri generali per l'individuazione degli elementi strutturali da indagare e le operazioni preliminari per lo svolgimento delle indagini e l'elaborazione dei dati.

SUMMARY

This article describes the activity of Regional Seismic Service in Tuscany. Particular attention is given to material quality analysis on strategic and significant concrete buildings in 67 Municipalities of the most seismic areas of the Region. For the destructive and not-destructive tests, they are described: the surveying methodology adopted, the general criteria for determining the structural elements to survey, the preliminary operations for surveying development and data processing.

1. PREMESSA

1.1 Introduzione

In seguito agli eventi sismici del 1995 nei comuni della Lunigiana e Garfagnana la Regione Toscana ha avviato una campagna d'indagini diagnostiche nell'ambito della progettazione degli interventi di riparazione dei danni e di adeguamento e/o miglioramento sismico degli edifici pubblici ai sensi dell'art. 8 della L. 74/96 di cui alle delibere di G. R. T. n° 1209 e 1210 del 23.09.96 del Piano Operativo Regionale e successive rimodulazioni. Tali attività sono state poi estese a tutti gli edifici pubblici strategici e rilevanti dei 67 Comuni a maggior rischio sismico del territorio regionale.

Scopo principale delle indagini compiute dalla Regione Toscana sul proprio territorio è lo sviluppo delle conoscenze di base sulla qualità dei materiali e loro comportamento d'insieme e l'acquisizione di dati relativi alla vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio degli Enti Locali e delle ASL.

Visto il carattere ancora sperimentale dell'interpretazione dei dati acquisiti con tale tipologia d'indagini e l'assenza di una normativa specifica di riferimento per operare nel campo dell'esistente, le valutazioni sono state condotte sulla base di uno specifico indirizzo metodologico, di seguito illustrato, elaborato dal competente ufficio regionale della Direzione Generale Politiche Territoriali e Ambientali sulla base dei riferimenti scientifici esistenti. Tale metodologia è stata quindi codificata in una normativa tecnica regionale - *"Istruzioni Tecniche per lo svolgimento di indagini finalizzate alla valutazione della resistenza del calcestruzzo gettato in opera in edifici esistenti in cemento armato"* - approvata con delibera di G.R.T. n. 796 del 04.08.03, quale aggiornamento della versione approvata con delibera di G.R.T. n. 1632 del 28.12.98 e contenuta nella L.R. n. 56 del 30.07.97: *"Interventi sperimentali di riduzione del rischio sismo"*.

Al fine di assicurare che le informazioni sugli edifici indagati siano raccolte in maniera univoca su tutto il territorio regionale, indipendentemente dalle tipologie edilizie e dalle scelte del tecnico rilevatore, così da consentire un successivo confronto dei dati e delle capacità strutturali delle tipologie

costruttive impiegate nelle varie aree geografiche della Toscana, il Servizio Sismico Regionale ha predisposto un'apposita *"Scheda Prove Qualità Calcestruzzo"*, da compilarsi in situ a cura dei tecnici del Laboratorio Ufficiale Prove Qualità Materiali in occasione dello svolgimento delle prove per ogni elemento strutturale indagato. I Laboratori incaricati dell'esecuzione delle prove devono necessariamente essere in possesso della concessione del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, come previsto dall'art. 20 della legge 1086/61.

Tale documento è composto da una prima parte per la notazione di informazioni sia di carattere generale (dimensioni dell'elemento strutturale indagato, quantità e disposizione delle barre d'armatura e delle staffe, passo delle staffe ai nodi e chiusura delle stesse, spessore copriferro e posizione dell'elemento nell'organismo strutturale) sia relative alla qualità del calcestruzzo da esame visivo; segue una seconda scheda per il rilevamento dei dati di prova ed infine le istruzioni per la compilazione della scheda stessa. Si rileva come l'attività d'indagine qui presentata sia finalizzata al raggiungimento di un elevato grado di conoscenza della struttura esaminata, in modo particolare all'analisi di uno dei principali parametri determinanti la vulnerabilità di un edificio in cemento armato, ossia la qualità dei materiali impiegati e dell'esecuzione in opera, elemento questo basilare ai fini della valutazione della stabilità di una struttura per carichi verticali ancor prima della definizione della sua vulnerabilità a forze orizzontali (azione sismica). Risulta evidente, pertanto, come le indagini in oggetto possano essere condotte solamente sulla base di precise informazioni tecniche, ricavabili dagli elaborati di progetto e loro verifica in situ mediante saggi oppure, in mancanza di documentazione cartacea, da un rilievo speditivo dello stato di fatto delle strutture.

Tali operazioni risultano infatti propedeutiche per la fase successiva, costituita da una verifica per gli elementi strutturali verticali del tasso di lavoro, espresso in percentuale rispetto alla tensione ammissibile, al fine di determinare livello di sollecitazione dei pilastri sui quali effettuare il prelievo di campioni mediante carotaggio.

siano stati reperiti o, in caso contrario, esecuzione di un rilievo speditivo ex novo dell'organismo strutturale (verifica delle geometrie e dei dettagli costruttivi, ovvero verifica delle dimensioni degli elementi strutturali, verifica mediante pacometro e/o rimozione del copriferro della quantità e disposizione delle armature principali e delle staffe, della chiusura delle stesse e loro raffittimento ai nodi);

b) esecuzione di saggi in situ per la caratterizzazione tipologica dei solai e dei tamponamenti, finalizzata alla determinazione dei pesi propri da computare nell'analisi dei carichi;

c) analisi dello stato di degrado delle strutture: qualità del calcestruzzo da esame visivo, espulsione del copriferro da parte di armature ossidate;

d) accertamento di eventuali quadri fessurativi;

e) rilevamento di danneggiamenti provocati da installazioni impiantistiche;

f) individuazione preliminare degli elementi strutturali indagabili, in considerazione di vari fattori quali: l'accessibilità degli elementi (travi emergenti, pilastri con lati opposti liberi), il confinamento garantito da pareti di tamponamento e la disposizione di barre longitudinali e staffe per i pilastri da sottoporre a carotaggio.

3. Verifica ai tassi di lavoro per carichi verticali e per aree d'influenza dei pilastri da sottoporre a prelievo di campioni di calcestruzzo: viene effettuata attraverso un foglio di calcolo excell che ha come input l'analisi dei carichi, i dati dimensionali degli elementi strutturali ed il valore di R_{ck} presunto per il calcestruzzo (che in via preliminare viene assunto pari al valore minimo previsto per il calcestruzzo strutturale dalla normativa vigente all'epoca di costruzione) e come output il tasso di lavoro espresso in percentuale rispetto alla tensione ammissibile. Vengono esclusi dalle operazioni di carotaggio gli elementi che presentano un valore del tasso di lavoro $> 60+70\%$ della tensione ammissibile.

4. Stesura del *Programma delle Indagini*: è costituita da una descrizione storico e strutturale dell'edificio, un allegato contenente un estratto delle *Istruzioni Tecniche*, in particolare la parte riguardante i ruoli e competenze delle varie figure coinvolte, le modalità di esecuzione delle prove ed i dati che devono essere contenuti nel certificato emesso dal laboratorio incaricato dell'esecuzione delle prove. Completano il documento tabelle e piante con l'indicazione degli elementi oggetto d'indagine ed una relazione tecnica con i tassi di lavoro per le varie combinazioni di carico esaminate.

3. CRITERI GENERALI PER L'INDIVIDUAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI DA INDAGARE

Nell'individuazione degli elementi strutturali da indagare si deve considerare innanzitutto che i meccanismi di rottura più favorevoli per le strutture in c.a sottoposti ad un'azione sismica sono quelli in cui sono evitate rotture fragili dei nodi e degli elementi strutturali per taglio e che coinvolgono il maggior numero possibile di cerniere plastiche, dunque meccanismi determinati dalla plasticizzazione delle travi a tutti i piani ed al piede dei pilastri del solo piano terra (travi deboli e colonne forti). La realizzazione di un tale meccanismo richiede però un'accurata progettazione basata sul principio di gerarchia delle resistenze o *Capacity Design*, in Italia introdotto a livello normativo con il D.M. 16/01/96 ed esplicitato con la circolare Min. LL.PP. 65/97, ma tuttavia rimasto disatteso in quanto non cogente. Solo con la recente

Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20/03/2003, anche in riferimento alle indicazioni dell'Eurocodice EC8, tale principio diventa prescrittivo per la progettazione, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.

Per un edificio esistente, realizzato senza progettazione antisismica o con criteri antisismici non appropriati, è quindi più probabile che si inneschi un meccanismo di collasso di piano, ossia un meccanismo che coinvolge prevalentemente i pilastri di un piano, salvo sporadiche plasticizzazioni in alcune travi ed in alcuni pilastri di altri piani, provocando la formazione di cerniere plastiche alle loro estremità (travi forti e colonne deboli). Nella scelta degli elementi strutturali da indagare la Regione Toscana ritiene pertanto opportuno privilegiare l'elemento pilastro rispetto all'elemento trave, sia nel numero delle indagini da seguire sia nella scelta del tipo di prova, effettuando sugli elementi strutturali verticali prove sia distruttive che non distruttive mentre sulle travi prove preferibilmente di tipo indiretto (anche a causa delle difficoltà operative connesse all'esecuzione di carotaggi su ponteggi o trabattelli).

L'individuazione degli elementi strutturali da indagare deve essere effettuata in maniera tale da ottenere un campione significativo di elementi in grado di rappresentare le caratteristiche medie dei getti di cls della struttura in termini di omogeneità, di qualità e di resistenza meccanica.

Il Programma in oggetto può essere svolto anche per fasi successive, prevedendo una prima fase d'indagine per la valutazione di un numero limitato di elementi strutturali ed una seconda fase d'estensione per ampliare i dati ottenuti, nel caso in cui questi fornissero valori incongruenti e dispersivi. In base a quanto affermato i criteri generali da seguire nell'individuazione degli elementi strutturali da indagare sono definiti come segue:

a) Privilegiare l'elemento pilastro rispetto all'elemento trave in considerazione del concetto di gerarchia delle resistenze nella formazione delle cerniere plastiche che conducono al meccanismo di collasso di una struttura intelaiata;

b) Individuare gli elementi strutturali per maglie di telaio e per piano dell'edificio, eseguendo almeno una prova diretta per ogni piano ed almeno una prova indiretta per ogni maglia di telaio.

c) Evitare il carotaggio degli elementi soggetti alle maggiori sollecitazioni sia per carichi verticali e, per quanto possibile, per azioni sismiche (pilastri dei piani terra ed interrati, di bordo o d'angolo e quelli costituenti piani soffici, la cui presenza provoca un aumento di criticità dal punto di vista della vulnerabilità sismica), sui quali è consigliabile eseguire preferibilmente prove di tipo indiretto;

d) Evitare il carotaggio di elementi verticali che presentano tassi di lavoro eccessivi, ovvero superiori al $60+70\%$ della tensione ammissibile (in considerazione della riduzione della sezione resistente in seguito al prelievo);

e) Limitare i margini d'incertezza dei dati di prova operando con metodi diversi tra loro confrontabili (prove distruttive e non), in particolare l'uso combinato delle velocità degli ultrasuoni e dell'indice di rimbalzo dello sclerometro - Metodo Sonreb - permette di ridurre l'influenza sulla resistenza del cls dell'umidità e del grado di maturazione.

f) Contenere i costi sia delle indagini, sia del ripristino;

g) Verificare che le dimensioni dell'elemento strutturale e la disposizione delle barre d'armatura consentano prelievi conformi alle norme UNI 6131;2002 e UNI EN 12504-

1:2002) circa il rapporto diametro carota/dimensione max inerte > 3, evitando di incorrere nel taglio di porzioni di armatura.

In particolare, per l'individuazione della zona dell'elemento strutturale da sottoporre a prova si interviene su aree soggette a modeste sollecitazioni flessionali e con una disposizione delle barre d'armatura che consenta le operazioni di prelievo.

Pertanto per l'elemento Pilastro: la zona oggetto di prove è una fascia intermedia rispetto all'altezza del pilastro, dove il momento è pressoché nullo, anche in considerazione del fatto che in prossimità della testa e del piede del pilastro il cls può avere subito una segregazione fra i componenti elevata e pertanto si possono ottenere valori falsati; mentre l'elemento Trave: trattandosi generalmente di travi ricalate la zona oggetto di prove è un'area in corrispondenza dell'asse neutro, posta a circa 1/5 della luce della trave, dove il momento è pressoché nullo. In questo caso si evita di incontrare con la prova fenomeni di segregazione dei componenti del calcestruzzo.

In alcuni casi può avvenire la variazione nel corso delle indagini del programma a causa di fatti imprevedibili che possono impedire o interrompere l'esecuzione di una o più prove (come la presenza di pluviali inclusi nei pilastri, armature non rilevabili dallo strumento, canalizzazioni di impianti negli elementi strutturali). Per questo è necessario individuare nel programma preliminare un numero di elementi strutturali da sottoporre a prova più ampio rispetto a quello effettivo, ed i tecnici regionali o i borsisti che seguono direttamente le operazioni di cantiere del laboratorio intervengono per individuare i nuovi elementi da indagare.

4. DESCRIZIONE DELLE INDAGINI

4.1 Operazioni preliminari allo svolgimento delle indagini

Le indagini prevedono una fase preliminare per l'esecuzione di operazioni di preparazione degli elementi strutturali da indagare, previa segnatura a cura dei tecnici regionali sugli elementi stessi delle zone in cui effettuare le prove, secondo una simbologia codificata nello stesso Programma d'indagine.

La preparazione degli elementi, da effettuare prima della data prevista per le prove, è a carico dell'Ente proprietario dell'immobile e prevede le seguenti operazioni:

- Rimozione dell'intonaco o altro materiale posto a ricoprimento dell'elemento strutturale, mediante scalpello e martello, fino allo strato superficiale di calcestruzzo, avendo cura di lasciare il più indisturbato possibile lo strato superficiale di lattime cementizio.

Tale operazione deve essere estesa per l'intera larghezza dell'elemento per un'altezza totale di 60 cm (almeno 80 cm nei pilastri da carotare), per le due facce opposte dell'elemento strutturale;

- Pulitura manuale della superficie di cls fino a riportarla in condizioni di lisciatura omogenea per la zona descritta al precedente punto 2., mediante mola a grana media per calcestruzzi, escludendo tassativamente l'impiego di mezzi meccanici che potrebbero intaccare in maniera invasiva lo strato superficiale del calcestruzzo.

Se la zona di indagine non è ben preparata questa viene sostituita con un'altra per evitare che i risultati siano alterati.

- Esecuzione di un foro di circa 10 cm di diametro a lato dell'elemento in corrispondenza della zona stonacata, nel caso in cui questo presenti lateralmente dei tramezzi o dei tamponamenti, al fine di permettere il passaggio dei cavi dello strumento ad ultrasuoni del Laboratorio.

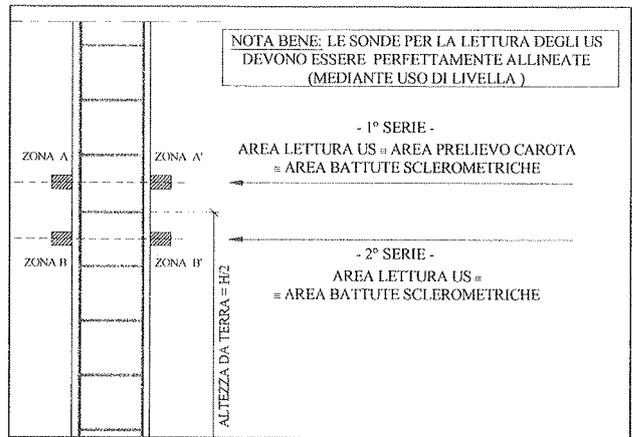


Figura 3: Allineamento delle zone d'indagine.

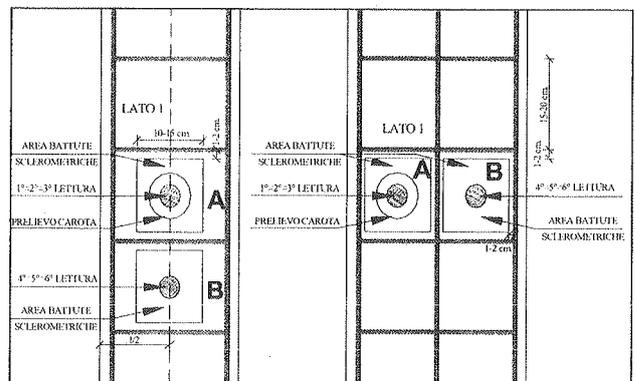


Figura 4: Zone di indagine.

4.2 Prove non distruttive

La Regione Toscana, nell'ambito delle attività diagnostiche ed in seguito a sperimentazione, ha adottato le metodologie di indagine ritenute maggiormente affidabili per la determinazione della qualità del calcestruzzo. Sussistono tuttavia dei limiti imposti sia dai costi, più elevati in relazione al livello di affidabilità dei risultati, sia dai margini di incertezza dei risultati.

Per questi motivi nel programma si prevede l'esecuzione di prove distruttive solo su un numero limitato di elementi scelto a campione come sopra descritto, mentre un numero più consistente di elementi viene sottoposto a prove non distruttive.

Si evidenzia che laddove vengano eseguite entrambe le metodologie di prove queste devono necessariamente essere effettuate nella stessa zona d'indagine, al fine di consentire il confronto e la conseguente correlazione dei risultati ottenuti.

Al fine di garantire il controllo delle operazioni di prova la R.T. prescrive l'esecuzione di prove ultrasoniche in laboratorio anche sulle carote estratte. Questo consente di verificare, infatti, la coerenza tra le letture US in situ e quelle sulla carota prelevata.

L'assenza di tale correlazione può essere indicativa dei seguenti fattori:

- alterazione del percorso compiuto dall'onda ultrasonica in situ a causa di fattori perturbativi quali la presenza di vuoti d'aria o lesioni,
- alterazione del campione prelevato durante le operazioni di estrazione e trasporto in laboratorio.

L'esecuzione delle prove avviene previa segnatura a cura dei tecnici del Laboratorio incaricato sull'elemento stonacato delle barre di armatura.

Il principio comune sul quale si basano le prove non distruttive è quello di non arrecare alcun danno alla struttura analizzandola dall'esterno con metodi di misurazione che ricavano in modo indiretto la qualità dei calcestruzzi indagati.

Si ricorda che tra le più comuni tipologie di prove di tipo indiretto da eseguire su strutture in c.a. al fine di ottenerne il relativo valore di resistenza vi sono: prove di estrazione pull-out con inserti pre-inseriti o post-inseriti; prove di estrazione con espansione e secondo il metodo Chabowski; prova di penetrazione Windsor Probe Test; pull-off e break-off.

Tali metodologie, tuttavia, non vengono utilizzate dalla Regione Toscana in quanto forniscono una misura della resistenza attraverso il valore della durezza superficiale, che risente pertanto dell'influenza della carbonatazione e dell'umidità superficiale, elemento caratteristico degli edifici risalenti a prima degli anni '70.

La scarsa affidabilità delle prove non distruttive se usate come unico metodo d'indagine e le considerazioni circa la compensazione degli effetti dei fattori d'influenza per talune prove, hanno quindi suggerito la sperimentazione e la definizione di metodi d'indagine combinati.

La Regione Toscana prescrive l'utilizzo del solo *Metodo Sonreb*, che prevede l'uso combinato di due metodi di indagine indiretti, ovvero dei valori di lettura di *Prove Sclerometriche* con quelli derivanti da *Prove ad Ultrasuoni*.

I margini di incertezza derivanti dai fattori perturbativi intrinseci agli stessi metodi indiretti vengono in tal modo compensati, fornendo così risultati finali dotati di maggiore affidabilità.

Lo sclerometro misura la durezza superficiale dell'elemento strutturale, che è strettamente collegata alla resistenza e durabilità dei materiali esaminati. Si ricorda, tuttavia, che l'uso del solo metodo sclerometrico comporta delle percentuali di incertezza rispetto ai valori reali di resistenza del cls pari circa al $\pm 30\%$, poiché i dati forniti risultano fortemente influenzati dallo stato di carbonatazione superficiale del cls, dalla presenza di lesioni, dal grado di

invecchiamento della struttura, dalla presenza di inerti affioranti.

L'esecuzione delle battute sclerometriche va effettuata secondo le seguenti fasi:

1. Rilevazione della disposizione dei ferri d'armatura dell'elemento strutturale indagato mediante pacometro e/o saggi in situ e loro segnatura sull'elemento stesso sui due lati opposti dell'elemento, al fine di evitare l'intercettamento di barre d'armatura durante l'esecuzione delle battute sclerometriche, delle letture ultrasoniche ed, inoltre, il taglio di porzioni di armature durante l'eventuale operazione di carotaggio;

2. Individuazione di 2 aree d'indagine (vd. Fig.4): la prima area d'indagine deve essere individuata al centro del quadrante compreso tra due staffe consecutive e posto ad un'altezza da terra pari ad $h/2$; la seconda deve risultare all'interno del quadrante immediatamente superiore od inferiore al primo ed in asse con la precedente, in maniera tale da evitare successivamente il prelievo di carote eccentriche. Nel caso in cui le dimensioni dell'elemento strutturale e la disposizione delle barre d'armatura lo richiedessero, la seconda area d'indagine può essere individuata nello stesso passo di staffe della prima (vd. Fig.4).

3. Esecuzione delle battute sclerometriche, da eseguire nelle zone precedentemente individuate, avendo cura di mantenere una sufficiente distanza dalle armature presenti. Le operazioni comprendono n. 12 battute per ogni zona di misura individuata, su entrambe le facce dell'elemento strutturale, alla stessa quota.

La battuta viene eseguita sulla superficie precedentemente preparata, disponendo lo strumento con un angolo pari a 0° rispetto all'orizzontale. Possono usarsi altri angoli, ma 0° è il più semplice da mantenere per tutte le battute.

Ogni battuta sclerometrica viene annotata dai tecnici del Laboratorio sull'apposita scheda "*Prove qualità calcestruzzo*".

4. Documentazione fotografica dell'elemento strutturale durante la prova.

Nel caso in cui la dispersione dei valori ottenuti sia eccessiva, si richiede la ripetizione della prova relativamente ai valori non congruenti così da escludere la possibilità di errori nell'esecuzione o nella scelta dell'area indagata.

Il metodo ad ultrasuoni consiste nella misurazione indiretta della resistenza del cls attraverso la rilevazione del tempo di attraversamento di un impulso sonico ad alta frequenza emesso da un trasmettitore e ricevuto da una sonda ricevente dopo aver attraversato lo spessore noto di calcestruzzo. La misurazione della velocità di propagazione



Foto 1 - Estrazione della carota

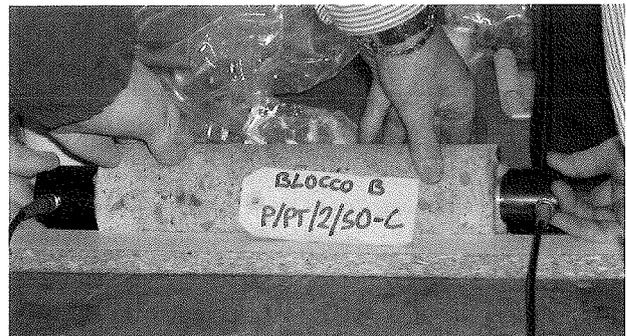


Foto 2 - Lettura US sulla carota in laboratorio

delle onde ultrasoniche può essere effettuata per trasmissione diretta (per trasparenza), semidiretta ed indiretta, tuttavia, considerato il percorso effettivamente compiuto dalle onde, il metodo diretto è indubbiamente il più affidabile e pertanto è l'unico accettato dalla Regione Toscana per tali indagini.

La velocità di propagazione del treno di onde dipende dalle proprietà elastiche e dalla densità del materiale, occorre pertanto evitare di applicare tale metodologia d'indagine a zone lesionate. La precisione nella misurazione del tempo di attraversamento delle onde ultrasoniche può dipendere da:

- buona aderenza fra la superficie del trasduttore e quella del calcestruzzo, resa ottimale dall'uso di un riempitivo grasso quale vaselina e dall'esercizio di un'adeguata pressione;
- buon allineamento fra le due sonde;
- esecuzione della prova ad adeguata distanza dalle barre d'armatura.

Il metodo di rilevamento delle letture degli ultrasuoni adottato dalla Regione Toscana (vd. Figg.3 e 4) prevede l'effettuazione di almeno 6 letture per ogni elemento strutturale indagato, suddivise in 2 distinte serie da 3 letture ciascuna, da effettuare esattamente nelle stesse aree precedentemente indagate con le battute sclerometriche al fine di poter correlare con precisione i risultati derivanti da entrambe le metodologie d'indagine.

In una delle due aree d'indagine viene effettuato, successivamente, il prelievo della carota ed il valore medio di velocità da assumere in fase d'interpretazione dei risultati sarà quello relativo alla sola media delle tre letture effettuate nella zona del prelievo.

Nel caso in cui l'elemento strutturale indagato fornisca tempi di propagazione delle onde ultrasoniche non congruenti, si richiede la conferma dei dati con la ripetizione della prova e la segnalazione del caso sulla scheda della R.T. tramite nota, riportando altresì le possibili cause o ipotesi di quanto ottenuto.

L'effettuazione di tale prova con il metodo suddetto, 3+3 letture in due zone contigue, consente di controllare in itinere la validità dei tempi rilevati. A causa dei limiti connessi con la metodologia medesima e del valore puntuale del dato da essa ottenuto, è infatti possibile rilevare zone particolarmente fessurate o deteriorate del calcestruzzo, non necessariamente rappresentative della qualità dello stesso. La seconda serie di letture permette di indagare una zona più ampia dell'elemento strutturale e quindi di confermare o smentire quanto emerso in prima analisi.

Nel caso in cui le due serie di letture risultino particolarmente dissimili, si richiede la scelta di un'ulteriore area d'indagine (con lo stesso criterio precedentemente illustrato) ed effettuare una terza serie di 3 letture. In questo modo sarà possibile stabilire con maggior chiarezza quale valore della velocità sia davvero indicativo dell'effettiva resistenza del calcestruzzo esaminato.

L'esecuzione delle indagini secondo modalità differenti da quelle prescritte dalla R. T., valutata da tecnici regionali appositamente incaricati, comporta la non accettazione dei risultati ed la mancata corresponsione dei finanziamenti regionali previsti.

4.3 Prove distruttive

Questo tipo di prova mira a stimare la resistenza effettiva del conglomerato attraverso misurazioni di tipo diretto.

La prova si basa sul prelievo, in zone di modeste sollecitazioni flessionali, di campioni cilindrici con carotatrice ad acqua a sola rotazione senza percussione, con un sistema di fissaggio del fusto della macchina direttamente sull'elemento strutturale, mediante un tassello di fissaggio ed una piastra d'appoggio dotata di viti di regolazione, al fine di ridurre lo stress del prelievo al minimo e limitare il più possibile le vibrazioni innescate.

I campioni prelevati vengono quindi trasferiti in laboratorio per essere sottoposti a prova di compressione fino a rottura. Il prelievo del campione viene effettuato rigorosamente in una delle due aree indagate precedentemente con il con metodo Sonreb, al fine di poter correlare i dati derivanti da entrambe le metodologie d'indagine. Il carotaggio deve essere passante in modo da consentire il prelievo di un provino indisturbato, salvo i casi impreveduti di interruzione delle operazioni di carotaggio nel caso di intercettazione di barre di armatura o altro (cavedi, pluviali inclusi, tracce di cavi elettrici etc.).

Questa tipologia di prove prevede:

1. Rilevazione della disposizione dei ferri d'armatura su entrambe le facce dell'elemento strutturale indagato mediante pacometro e loro segnatura sull'elemento stesso. La corretta esecuzione di tale fase operativa è legata all'esigenza di non incorrere nel taglio di porzioni di armature durante le operazioni di carotaggio. I carotaggi vengono definiti dai tecnici regionali in base ai sopralluoghi effettuali, ai risultati ottenuti dai saggi eseguiti sulla struttura e ai dati forniti dalle verifiche dello stato tensionale dei pilastri per carichi verticali.
2. Realizzazione di carotaggi con diametro di corona tale da garantire carote di diametro pari a circa 100 mm. (laddove le dimensioni geometriche della sezione lo consentano, anche in termini di disposizione dei ferri di armatura). L'uso di diametri minori dovrà essere concordato con l'Ufficio Regionale e comunque i campioni potranno avere un diametro netto di carota di poco inferiore, ma non meno di mm. 82+85, in dipendenza del rapporto diametro carota/diametro max inerte > 3 prescritto dalle Norme UNI.
3. Prelievo dei campioni di cls da parte dei Tecnici del Laboratorio secondo modalità predefinite, al fine di evitare che questi risultino disturbati e quindi non utilizzabili al fine della prova a rottura.
4. Ripristino del foro, a carico dell'Ente proprietario, mediante uso di malta antiritiro o leggermente espansiva.
5. Trasporto dei campioni da parte del Laboratorio.
6. Misurazione della velocità degli ultrasuoni sulle carote. In tal modo sarà possibile fare una correlazione tra la velocità effettuata in situ sul pilastro e quella effettuata sul provino prelevato nello stesso punto. Sarà, inoltre, un ulteriore strumento per valutare l'omogeneità dei dati raccolti con le differenti tipologie di prove.
7. Esecuzione delle prove di compressione fino a rottura secondo la norma UNI 6132 e rilascio delle relative certificazioni da parte del Laboratorio autorizzato.

La Regione Toscana non contempla l'esecuzione di prelievi di spezzoni di barre d'armatura, come invece attualmente previsto dalle Norme Tecniche allegata all'Ordinanza PCM N° 3274 del 20.03.03, a causa sia delle difficoltà operative connesse alle operazioni di prelievo e di ripristino, sia per l'eccessiva riduzione della capacità portante derivante dal prelievo stesso.

5. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

I risultati delle prove in situ e di laboratorio riportati sul Certificato Prove Materiali e sulle Schede Prove Qualità Calcestruzzo, vengono elaborati dai tecnici del Servizio Sismico Regionale in una relazione tecnica finale sulla qualità del calcestruzzo e sullo stato di salute dell'edificio per carichi verticali.

Tale operazione viene compiuta per ogni edificio costituente l'eventuale aggregato strutturale e per ogni piano dello stesso, confrontando i dati derivanti da entrambe le metodologie d'indagine, rilevando:

- L'esistenza o meno di omogeneità e coerenza tra i dati ottenuti dal metodo indiretto e quelli derivanti dal metodo diretto;
- Elevati valori di deviazione standard nelle letture ultrasoniche e sclerometriche;
- Gli elementi strutturali che presentano valori di $R_{ck} < 150 \text{ kg/cm}^2$;
- Rapporto diametro provino/diametro max inerte, peso specifico, snellezza dei provini.

L'interpretazione dei dati raccolti con le metodologie descritte precedentemente è un problema che non trova soluzione in nessuna normativa in quanto non esiste attualmente uno standard nazionale di riferimento per operare nel campo dell'esistente.

Solo nelle recenti Norme Tecniche allegate all'Ordinanza PCM n° 3274 del 20.03.03 si riconosce la necessità di eseguire valutazioni di sicurezza ed interventi di adeguamento sismico su edifici esistenti in seguito all'acquisizione di informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali attraverso l'esecuzione di verifiche in situ.

La normativa, tuttavia, non fornisce indicazioni su:

- modalità di esecuzione delle prove;
- formule da utilizzare per l'interpretazione dei dati di prova;
- modalità di correlazione tra i dati derivanti da indagini distruttive e non distruttive.

Vista la natura sperimentale dell'attività condotta dalla R.T. e le carenze legislative suddette, il S.S.R. ha elaborato un proprio standard di riferimento a livello regionale, basato sia sulle teorie e sulle formulazioni presenti in letteratura tecnica, sia sul confronto di dati rilevati sulle stesse aree d'indagine, ma con metodologie differenti.

L'interpretazione dei dati di prova si basa quindi sull'analisi degli elementi sottoposti a prove sia di tipo diretto che indiretto, per i quali si dispone dei seguenti valori:

- letture US in situ;
- letture US in laboratorio sul campione prelevato;
- valore di rottura a compressione del provino.

Dal confronto dei dati ricavati in situ ed in laboratorio si può quindi esprimere un giudizio circa l'attendibilità degli stessi e, in caso di incongruenze, formulare delle ipotesi sui fattori che possono aver inciso sull'alterazione dei dati di prova (mancato rispetto del rapporto \emptyset carota/dimensione massima dell'inerte >3 , I_m sclerometrico eccessivo per presenza di superfici d'indagine carbonatate o non adeguatamente predisposte).

In questo modo sarà possibile individuare una sorta di "coefficiente correttivo" sulla cui base tarare i dati derivanti dalle prove indirette laddove non vi sia confronto con quelli derivanti diretti.

5.1 Prove indirette – metodo Sonreb

L'applicazione di tale metodo consente di ricavare, per ogni singola zona di cui si vuole esaminare il valore di resistenza del calcestruzzo, il valore locale della velocità di propagazione di impulsi ultrasonici e dell'indice di rimbalzo dello sclerometro. Ogni singola area omogenea viene così individuata dalla coppia di valori: velocità di propagazione e indice di rimbalzo, assunti nella forma del valore medio per ovviare all'effetto delle fluttuazioni naturali.

La coppia di valori medi ottenuti permette di entrare in un grafico sperimentale di correlazione, costituito da famiglie di curve di isoresistenza in un piano con n (indice di rimbalzo) in ordinata e V_1 (velocità di propagazione) in ascissa.

Esistono in bibliografia tecnica almeno tre differenti formulazioni corrispondenti alle curve di isoresistenza, dalle quali dati i valori di V (velocità media di propagazione degli ultrasuoni) e S (indice medio di rimbalzo) si ottiene il valore di resistenza R_c del calcestruzzo:

▪ ARTICOLO J. GASPARIRIK, "Prove non distruttive in edilizia", Quaderno didattico A.I.P.N.D., Brescia 1992

$$R_{c1} = 0.0286 * S^{1,246} * V^{1,85} \quad (R_c \text{ in N/mm}^2 \text{ e } V \text{ in km/sec})$$

▪ ARTICOLO A. DI LEO, G. PASCALE, "Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato", Convegno Sistemata Qualità e Prove non Distruttive per l'Affidabilità e la Sicurezza delle Strutture Civili, Bologna, Saie'94, 21/10/1994: $R_{c2} = 1.2 * 10^{-9} * S^{1,058} * V^{2,446}$ (Rc in N/mm² e V in m/sec)

▪ ARTICOLO R. GIACCHETTI, L. LACQUANITI, "Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato" Nota tecnica 04, 18980, Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni: $R_{c3} = 7.695 * 10^{-10} * S^{1,4} * V^{2,6}$ (Rc in kg/cm², V in m/sec)

Si evidenzia, del resto, che la formula di correlazione del metodo Sonreb, che stima la resistenza del cls nel punto di misura, sia applicabile per valori della velocità di attraversamento superiori a 3100+3200 m/sec, mentre per valori inferiori non risulta attendibile poiché esterna al dominio delle curve Sonreb ricavate sperimentalmente e sulla cui base si applica la formula suddetta.

Si ricorda, tuttavia, che nel caso di valori bassi della velocità ($v \approx 2500+3000 \text{ m/sec}$), pur non essendo possibile stabilire con certezza l' R_{ck} del cls, si ottiene quasi sicuramente un valore di resistenza del conglomerato $< 150 \text{ Kg/cm}^2$, mentre per valori particolarmente bassi ($\approx 1000+2000 \text{ m/sec}$) il dato ottenuto perde praticamente di significato.

Per quanto riguarda i valori forniti dallo sclerometro, si ricorda che si ottengono buoni valori di resistenza a compressione per valori dell'indice di rimbalzo medio $I_m=30$, considerando come limite minimo accettabile $I_m=27+28$.

L'utilizzazione di tale metodo non è pertanto indicata per i calcestruzzi con strati superficiali degradati, nelle zone con elevata concentrazione di ferri d'armatura e nelle zone con difetti apparenti del calcestruzzo.

Sono accettabili differenze percentuali al massimo del 20% tra Resistenza stimata con il metodo Sonreb e Resistenza cubica convenzionale, stimata con il carotaggio.

Si evidenzia che le formule suddette forniscono valori di resistenza con differenze dell'ordine anche del 30-40 %. Ne consegue una notevole difficoltà tecnica nella scelta del valore di R_{ck} da attribuire al calcestruzzo dell'edificio esaminato, anche in considerazione del fatto che spesso si rilevano notevoli differenze di resistenza sia da piano a piano dello

stesso edificio, sia tra gli elementi strutturali di uno stesso livello sia, talvolta, tra le due zone dello stesso elemento strutturale indagate con il Metodo Sonreb.

Le I.T. della Regione Toscana prevedono una valutazione del valore di resistenza in situ del singolo elemento che possa considerare anche la media delle tre formulazioni suddette.

5.2 Prove dirette – carotaggio

Il dato che si ottiene dalla rottura a compressione del provino (R di carota) non è rappresentativo dell'effettiva qualità del conglomerato in opera, a causa di molti fattori perturbativi intrinseci alla metodologia stessa e da cui il dato di Laboratorio deve essere depurato per ottenere un valore finale di resistenza cubica caratteristica.

La valutazione dell'entità dell'influenza con cui tali fattori condizionano il valore di resistenza è incerta. Le formulazioni presenti in letteratura per l'interpretazione dei risultati tengono conto dei suddetti fattori attraverso dei coefficienti correttivi che, applicati al valore di $R_{c,lab}$, consentono di ottenere sia il valore di resistenza di calcestruzzo in situ, sia la resistenza cubica convenzionale. E precisamente:

▪ *BS 1881 Part. 120*: $R_{situ} = R_{car} * C * 1.25$ con fattore di correzione $0.90 < C < 1$ per $1 < \lambda < 2$

▪ *Concrete Society*: $R_{situ} = K * (R_{car} / C) * 1.25$ con fattore di correzione $C = 1.5 + 1/\lambda$, con $K=2$ per perforazioni orizzontali e $K=1.84$ per perforazioni verticali
 $R_{cub.conv.} = R_{situ} * 1.3$

▪ *Cestelli Guidi*: $R_{situ} = K * (R_{car} / C) * 1.20$ con fattore di correzione $C = 1.5 + 1/\lambda$, con $K=2$ per perforazioni orizzontali e $K=1.84$ per perforazioni verticali,
 $R_{cub.conv.} = R_{situ} * 1.5$

Per quanto riguarda la correlazione tra Resistenza cubica convenzionale e Resistenza in situ, va osservato che le operazioni di getto nelle casseforme, se non eseguite con perizia, possono essere causa di fenomeni di segregazione degli inerti sia per l'attrito esercitato dalle pareti delle casseforme, sia per l'azione di griglia provocata dalla disposizione particolare delle armature, sia per la consistenza e fluidità del getto. Differenze tra i due valori di Resistenza cubica convenzionale e Resistenza in situ, sono dovute anche alla variazione delle condizioni termoisometriche nelle quali avviene la stagionatura in opera, non sempre compensate da provvedimenti di protezione delle superfici esposte, alla presenza di inerti non adeguati (ciottoli di fiume non lavati) con conseguente mancata aderenza di questi con la matrice cementizia, errato assortimento granulometrico degli stessi.

L'effetto delle modalità di preparazione e di stagionatura determina, a parità di altre condizioni, resistenze in situ generalmente minori di quelle convenzionali.

Si ricorda che la normativa tecnica italiana non richiede espressamente l'utilizzo di formule presenti in letteratura, né specifica se utilizzare la Resistenza cubica in situ o la Resistenza cubica convenzionale (ovvero resistenza misurata in condizioni standard su provini normalizzati). Le I.T. della Regione Toscana prevedono una valutazione del valore di resistenza in situ del singolo elemento che possa considerare anche la media delle tre formulazioni suddette.

6. CONCLUSIONI

Le indagini di valutazione della qualità del calcestruzzo condotte dalla Regione Toscana sugli edifici strategici e rilevanti, in particolare scuole, delle zone a maggior rischio

sismico, hanno fornito un quadro dello stato di salute, in relazione all'età, del patrimonio edilizio regionale ed informazioni utili ad una successiva valutazione in termini di vulnerabilità sismica.

I risultati di tali indagini hanno evidenziato per molti edifici realizzati principalmente nel ventennio 1950-1970, la presenza di conglomerati con caratteristiche strutturali inferiori sia, ovviamente, a quelle richieste dalla normativa attualmente in vigore sia, dato sicuramente più preoccupante, a quelle richieste dalla normativa in vigore all'epoca di costruzione del fabbricato (ad es. R.D. 2229/39).

La presenza di queste condizioni ha reso poco affidabili in termini di sicurezza e di esposizione al rischio sismico parte delle strutture esistenti in cemento armato presenti sul territorio regionale, rendendo improrogabile lo sviluppo di attività finalizzate all'approfondimento delle conoscenze sulle caratteristiche prestazionali di tale materiale, al fine di determinare in maniera univoca la resistenza effettiva delle strutture esistenti, valida anche per un'eventuale progettazione degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico.

BIBLIOGRAFIA

- [1] REGIONE TOSCANA – 1998, *D.2.4 - Istruzioni Tecniche la redazione degli elaborati di indagine, documentazione e progetto degli interventi di riparazione e di miglioramento antisismico, p.to 3.4.5 – Legge Regionale n° 56/97, Edizioni R. T., 42.*
- [2] M. CESTELLI GUIDI, G. MORELLI – 1981, *Valutazione della resistenza dei calcestruzzi sulle strutture finite*, L'industria Italiana del cemento 3, Pubblicamento, 195.
- [3] CONCRETE SOCIETY - 1976, *Concrete core testing for strength*, Concrete Society Technical Report n.11, Londra.
- [4] BS 1881: PT. 4 – *Methods of testing concrete for strength*, British Standard Institution, Londra.
- [5] F. BRAGA, M. DOLCE, A. MASI, D. NIGRO – 1992, *Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive*, L'industria Italiana del cemento 3, Pubblicamento, 201.
- [6] P. BOCCA, F. CIANFRONE - 1983, *Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata*, L'industria Italiana del cemento 3, Pubblicamento, 429.
- [7] J. GASPARIRIK – 1992, *Prove non distruttive in edilizia*, Quaderno didattico A.I.P.N.D., Brescia.
- [8] A. DI LEO, G. PASCALE – 1994, *Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato*, Convegno Sistema Qualità e Prove non Distruttive per l'Affidabilità e la Sicurezza delle Strutture Civili, Saie '94, Bologna.
- [9] R. GIACCHETTI, L. LACQUANITI – 1980, *Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato*, Nota tecnica 04, Università degli Studi di Ancona, Facoltà di Ingegneria, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni.

STRATEGIE PER IL MIGLIORAMENTO DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DI EDIFICI ESISTENTI. UN CASO ESEMPLARE DI APPLICAZIONE

Francesco Fiorito, Fabrizio Palmisano, Amedeo Vitone, Claudia Vitone

Politecnico di Bari
Studio Vitone & Associati, Bari.

SOMMARIO

Il procedimento adottato per l'*assessment* di alcuni edifici esistenti, di cui si riferisce nella presente memoria, viene proposto come contributo per dibattere sulla regolamentazione tecnica della attività per costituire la cosiddetta "cartella del fabbricato". L'obiettivo ultimo di assicurare prestabiliti livelli di sicurezza e di durabilità appare realisticamente non perseguibile se non attraverso la integrazione di articolate iniziative, che non possono risolversi nei soli interventi strutturali.

SUMMARY

The procedure used to structural assessment of some public buildings is presented in this paper as a contribution to the discussion on the technical regulations of the so-called "building dossier". Only by integration of articulated initiatives, not only structural interventions, it's realistically possible to achieve the last aim to insure prearranged safety and durability levels.

1. PREMESSA

Le iniziative legislative mirate all'adeguamento della normativa tecnica alle effettive condizioni di esposizione al rischio sismico, e di pericolosità, proprie di ciascuna zona del territorio del nostro Paese, rientrano nell'ambito più generale degli interventi per la tutela della sicurezza e del patrimonio edilizio ed infrastrutturale, pubblico e privato, di nuova costruzione. Riguardano anche gli edifici esistenti ([1], cap.11), tuttavia limitatamente a quelli di cui si convenga la importanza, sia in funzione strategica, per le finalità della protezione civile, sia per gli effetti conseguenti ad un eventuale collasso. E riguardano anche tutti gli edifici esistenti sui quali si intenda effettuare significative modifiche (sopraelevazioni o ampliamenti; rilevanti variazioni di destinazione; modifiche dell'organismo edilizio, che implicano interventi strutturali; lavorazioni che comportino alterazioni del comportamento globale dell'edificio).

Dalle conclusioni delle analisi effettuate su edifici che hanno subito collassi ([9], [10]) e dalle numerose indagini su opere talvolta neanche soggette ad apparenti patologie strutturali, emerge tuttavia che è ragionevole ritenere sia vasta [7] la schiera di edifici fra i quali permane una inaccettabile sperequazione delle condizioni di sicurezza. Si deve nel contempo convenire che un numero assai elevato di questi non rientri - né rientrerà mai - nella 'categoria' delle opere sulle quali, secondo l'Ordinanza 3274 [1] 'è fatto obbligo di eseguire valutazioni di sicurezza sismica e di effettuare interventi di adeguamento'. Intanto l'opinione pubblica sembra scossa solo dalla cronaca di crolli disastrosi. Spesso si

tratta appunto di edifici che non sarebbero comunque stati soggetti alle suddette normative, ed il cui collasso è non di rado da attribuirsi principalmente alla loro vulnerabilità intrinseca [9], piuttosto che alla straordinarietà delle azioni esterne, come ad esempio quelle sismiche. Già il solo decorrere del tempo, oltre al progredire dei fenomeni di degrado degli immensi insediamenti edilizi seguiti alla fine della seconda guerra mondiale, accresce il rischio, ed impone dunque un maggiore contributo, da parte della comunità tecnico scientifica, alla formazione di una adeguata coscienza civile. Più precisamente alla diffusione di una sensibilità nei confronti del concetto di 'rischio' che non sia minore di quella verso gli eventi fisicamente ed emotivamente coinvolgenti. E' dunque indispensabile che le molteplici iniziative in corso, di competenza regionale (come quelle per la istituzione del cosiddetto 'fascicolo del fabbricato') prendano le mosse da una programmata campagna di valutazione dell'affidabilità delle condizioni in cui versano attualmente gli organismi strutturali. E' di conseguenza prioritario che si convenga, in ambito nazionale, sui criteri da adottare, sulle regole da rispettare.

2. LA STRATEGIA DELL'ASSESSMENT

Ai fini dell'*assessment* di alcuni edifici esistenti con struttura in calcestruzzo armato si è adottata una strategia (si veda la successiva figura 2a), ispirata a modelli proposti dal fib [2]. L'obiettivo della committenza era quello di intraprendere iniziative per una duratura tutela della sicurezza e del valore patrimoniale del proprio bene. In questa

prospettiva la valutazione della affidabilità strutturale alla attualità si pone quindi come propedeutica alle fasi successive, di progettazione degli eventuali interventi *funzionali* e *strutturali*, e di programmazione delle future attività di *prevenzione*.

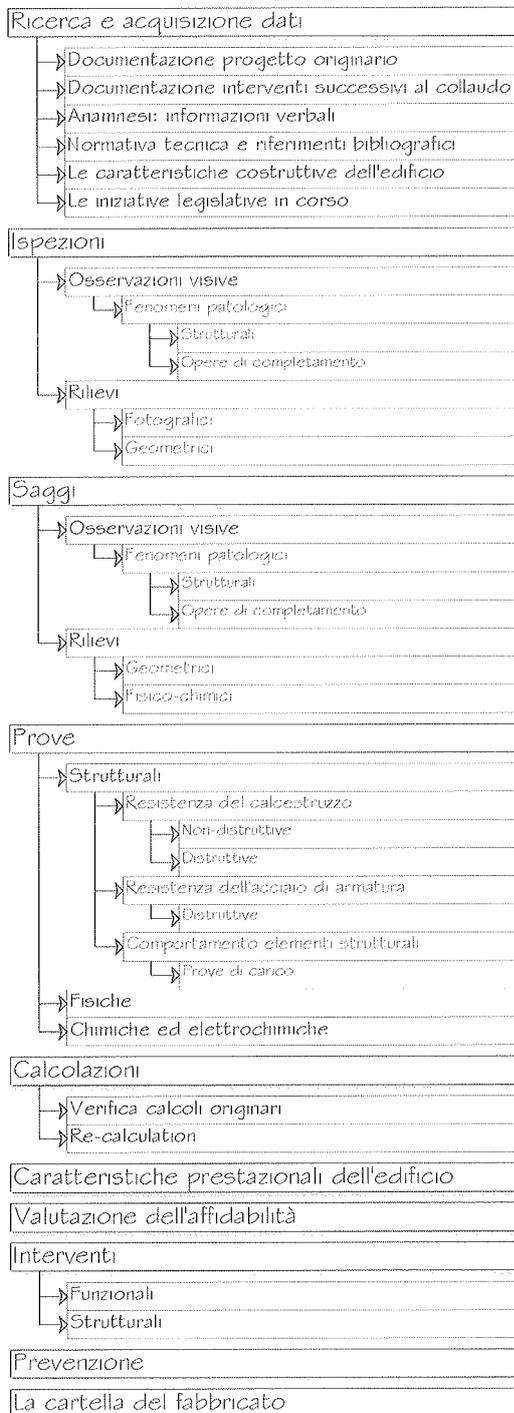


Figura 2 – diagramma strategico dell'assessment

Lo strumento di garanzia del protrarsi nel tempo della efficacia della iniziativa è rappresentato dalla cosiddetta

'*cartella del fabbricato*' (ultimo atto del programma operativo di figura), che contiene un *archivio dinamico* di dati e di prescrizioni inerenti le modalità d'uso dell'edificio ed i criteri di monitoraggio periodico sistematico.

La valutazione della affidabilità strutturale, dalla quale – come si è detto – si prendono le mosse, viene eseguita tenendo conto sia della vulnerabilità intrinseca dell'edificio (conseguente alle sue originarie caratteristiche progettuali ed esecutive), sia della vulnerabilità attuale, analizzando la influenza che su questa hanno potuto avere fenomeni naturali di degrado dei materiali, oppure fenomeni di origine antropica.

Il diagramma di figura 2 si compone complessivamente di 10 'blocchi', riconducibili a 3 fasi fondamentali.

La prima fase consiste nella istruzione di un '*dossier*' sulle caratteristiche originarie della struttura, e sulle attuali condizioni generali dell'edificio (*ricerca ed acquisizione dati; ispezioni; saggi; prove*).

La seconda fase consiste in una articolata elaborazione di valutazioni, sulla scorta dei dati acquisiti (*calcolazioni; caratteristiche prestazionali dell'edificio; valutazione di affidabilità*).

La terza fase consiste nella indicazione di tutte le iniziative (*interventi e prevenzione*) mirate ad adeguare l'edificio ad un prestabilito livello di affidabilità strutturale, la cui durata nel tempo sia garantita dalla istituzione della *cartella del fabbricato*.

A conclusione della 1^a fase si è acquisito un *livello di conoscenza* ([1], par. 11.2.3.3) che è generalmente assai variabile da edificio ad edificio, e che spesso è molto ridotto a causa della irreperibilità dei disegni costruttivi, e delle relazioni di calcolo, specie quando si tratta di opere realizzate prima della entrata in vigore della Legge 1086 [12].

Le molte esperienze in tal senso negative, peraltro, impongono di valutare non senza diffidenza i documenti dell'epoca, anche se disponibili, con particolare riferimento al certificato di collaudo statico ed alle prove sui calcestruzzi strutturali.

Nel contempo si deve convenire che la verifica in sito della *quantità e della disposizione delle armature*, per ogni tipo di elemento primario (*trave, pilastro,...*), estesa al 35% di ciascun elemento, se si volesse rientrare nel livello medio di conoscenza previsto (LC2, [1], tab. 11.3a), non è mai agevole, ed è anzi spesso improponibile.

Un presupposto dovrebbe dunque essere quello di prendere atto che al termine della prima fase si dispone sovente di informazioni *limitate*, nel senso attribuito al termine dalla citata Ordinanza: se non addirittura al di sotto del livello minimo consentito. Questa circostanza, tuttavia, non deve naturalmente impedire di operare nei casi in cui la Norma non prescrive un adeguamento, e la committenza intende ugualmente assumere iniziative mirate alla tutela della sicurezza e del valore patrimoniale dell'opera. Si tratta, come per l'edificio sul quale si riferisce nella presente memoria, di iniziative che la stessa Ordinanza definisce di *miglioramento* ([1], par. 11.1), e che in quanto tali non rientrano fra quelle disciplinate perché abbiano la valenza di un *adeguamento* alle prescrizioni antisismiche impartite dalla medesima normativa. Questa condizione – che apparentemente restituisce all'operatore libertà di valutazione e di giudizio – è in verità causa di disorientamento [8] e di conseguenti valutazioni soggettive e spesso controverse sulle effettive condizioni di affidabilità degli edifici soggetti ad *assessment*.

La calcolazioni della 2^a fase portano spesso a risultati che dovrebbero giudicarsi inammissibili – se confrontati con le prescrizioni delle norme - anche quelle che disciplinano il progetto e la esecuzione di strutture non sismiche - sia dell'epoca, che attuali. In condizioni caratterizzate da un *livello limitato di conoscenza*, peraltro, secondo quanto previsto dalla citata Ordinanza, si dovrebbero assumere coefficienti parziali di sicurezza maggiorati.

Si ha ragione dunque di ritenere che un approccio rigidamente impostato sul principio di recuperare negli edifici esistenti un grado di sicurezza strutturale 'omogeneo' con quello degli edifici di nuova costruzione potrebbe risultare impraticabile per evidenti ragioni socio-economiche. Oltre che tecnicamente quasi impossibile, se si pensa – ad esempio – alle ben note carenze dei particolari costruttivi (con particolare riguardo al disegno delle armature), proprie degli edifici costruiti prima dell'ultimo ventennio del novecento.

In edifici oggetto di *interventi di miglioramento*, il recupero di condizioni di sicurezza non troppo ridotti rispetto agli attuali *standards*, deve perseguirsi attraverso una strategia articolata, che non può limitarsi ai soli interventi di rafforzamento strutturale.

In primo luogo la *valutazione dell'affidabilità* (il 7° blocco del diagramma di fig. 2) deve farsi, come si è detto in precedenza, con specifico riferimento alla vulnerabilità dell'edificio nei confronti del rischio di collasso progressivo. Sulla scorta di tali valutazioni si deve rispettare una *gerarchia delle resistenze*, modulando gli investimenti, ed in particolare privilegiando l'impegno verso il rafforzamento degli elementi strutturali fondamentali, come i pilastri.

Agli *interventi* (18° blocco del protocollo di fig. 2) propriamente *strutturali* è poi possibile associare non meno efficaci interventi cosiddetti *funzionali*. Essi devono consistere nel disciplinare adeguatamente le modalità d'uso dell'edificio: dalla entità dei carichi accidentali ammessi, alle prescrizioni da rispettare in tema di interventi funzionali di ristrutturazione, ampliamento, o, più in generale, di modifica delle condizioni attuali.

Concorre, infine, a migliorare la affidabilità strutturale dell'edificio anche una adeguata programmazione delle attività di *prevenzione* (il 9° blocco del protocollo di fig. 2), e la acquisizione agli atti di un dossier completo, di cui siano a loro volta programmati i criteri di aggiornamento nel tempo (la *cartella del fabbricato*: il 10° blocco).

3. UN CASO DI STUDIO: L'EDIFICIO SEDE DEGLI UFFICI DELLA CORTE DEI CONTI A BARI.

3.1 Ricerca ed acquisizione dati.

L'edificio (foto 1), sede regionale della Corte dei Conti, a Bari, è ubicato a meno di cento metri dal mare. Costruito nel 1959, è composto da nove livelli praticabili, di cui uno di copertura ed uno seminterrato. E' stato sempre di proprietà demaniale e destinato ad uffici prima del Ministero del Tesoro e poi della Corte dei Conti. Ha subito nel tempo un'unica, rilevante trasformazione: un ampliamento (1987) costituito dagli ultimi due livelli di un corpo parziale dell'edificio, che all'epoca dell'originaria costruzione, pur previsti in progetto, non erano stati tuttavia realizzati.

Si è acquisita una documentazione tecnica completa di tutti gli elaborati strutturali.



Foto 1 – Edificio sede della Corte dei Conti a Bari

3.2. Ispezioni.

3.3. Saggi.

Anche le semplici ispezioni - mediante osservazioni visive e rilievi – mostravano la presenza di sintomi di danni strutturali. Tuttavia solo mediante saggi è stato possibile riscontrare la loro natura e rilevanza, e ricondurli tutti alle due differenti categorie rispettivamente di origine naturale ed antropica.

Sulla facciata prospiciente il mare, l'esposizione all'aerosol ha causato, specialmente ai piani superiori non schermati da un antistante edificio di minore altezza, la corrosione delle armature di pilastri e travi (foto 2 e 3).

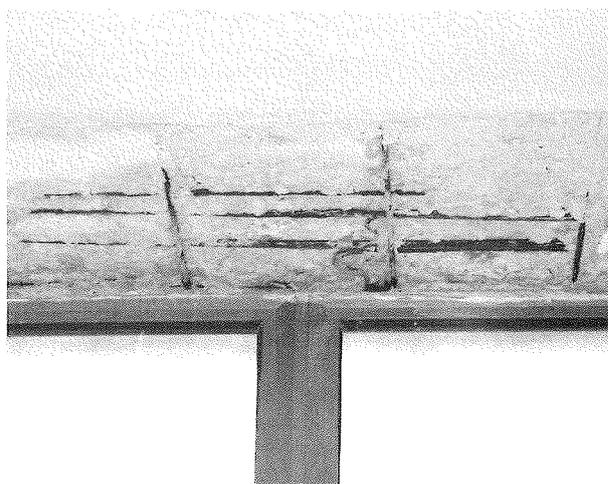


Foto 2 – Corrosione delle armature di una trave



Foto 3 – Corrosione delle armature di un pilastro

Nel contempo sono stati riscontrati danni talvolta rilevanti arrecati da interventi dell'uomo a carico in special modo di pilastri: tracce (anche profonde) per il passaggio di tubazioni impiantistiche, e parziali demolizioni per l'alloggiamento delle staffe di fissaggio dei serramenti esterni.

In alcuni casi (foto 4 e 5) – alla luce di un saggio - il danno è apparso assai più rilevante di quanto non si potesse prevedere dalle semplici ispezioni. Si noti, ad esempio la foto 4. Il pilastro è stato addirittura scelto come sede di una cassetta di derivazione elettrica: per praticare il conseguente scasso, non solo è stata rimossa una quantità notevole di calcestruzzo, ma è stata anche tagliata una staffa, lasciando così la barra verticale libera per una lunghezza notevole.

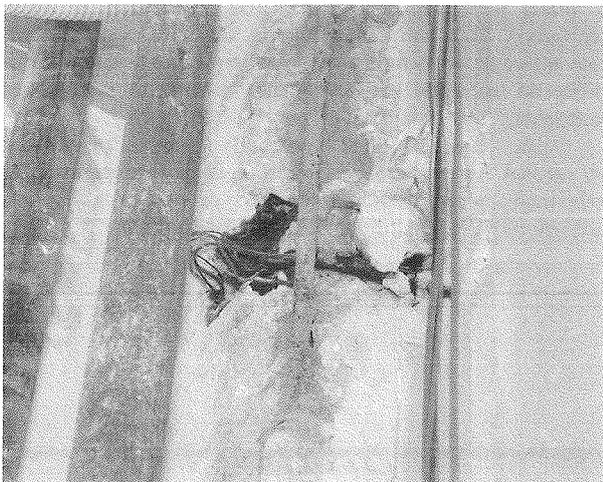


Foto 4 – Danneggiamento di un pilastro per il passaggio di tubazioni impiantistiche

Un tipo di 'violenza' purtroppo alquanto diffuso, come risulta da varie indagini in corso in altri edifici.

In alcuni casi - oltre a quello immediato conseguente alla riduzione significativa della sezione resistente - è stato anche prodotto l'ulteriore effetto negativo di esporre le armature, scoperte dalla rottura del calcestruzzo di ricoprimento, alla aggressione per corrosione. Si veda la foto 2 dove è evidente l'avanzato stato di tali fenomeni in una trave: all'origine del

danno la parziale rimozione del peraltro esiguo copriferro, per fissare i serramenti esterni.

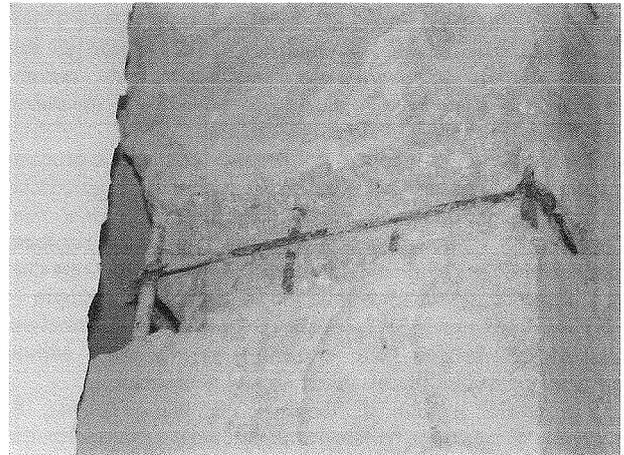


Foto 5 – Danneggiamento di un pilastro per il passaggio di tubazioni impiantistiche

Nell'ambito delle attività definite 'ispezioni' e 'saggi' rientrano (come mostra il protocollo di *assessment* riportato in fig. 2) anche i rilievi finalizzati al riscontro in sito, a campioni, delle caratteristiche geometriche e fisiche dei materiali utilizzati: sia quelli propriamente strutturali, sia quelli di completamento edile. Si sono così acquisiti dati – taluni in contrasto con quelli previsti nel progetto originario – utili ai fini della 'ricalcolazione' della struttura (punto 5).

Alcuni di questi saggi sono anche serviti per accertare in sito difetti di compatibilità fra le effettive caratteristiche costruttive ed il corrispondente modello di analisi utilizzato dal progettista originario. Ci si riferisce in particolare alla struttura a confine con il contiguo edificio sede della RAI locale. In figura 3a è riportato uno stralcio di carpenteria.

La ipotesi di progetto di muratura di confine autoportante, autonoma rispetto all'ossatura in calcestruzzo armato, si è così rivelata irrealistica, e la deformabilità delle travi a sbalzo ha provocato danni per effetti secondari sulle murature.

E' un caso – non raro in edifici dell'epoca – di inadeguatezza del modello di analisi e nel contempo di insufficiente attenzione agli effetti del coinvolgimento delle murature in un significativo comportamento deformativo dell'organismo strutturale.

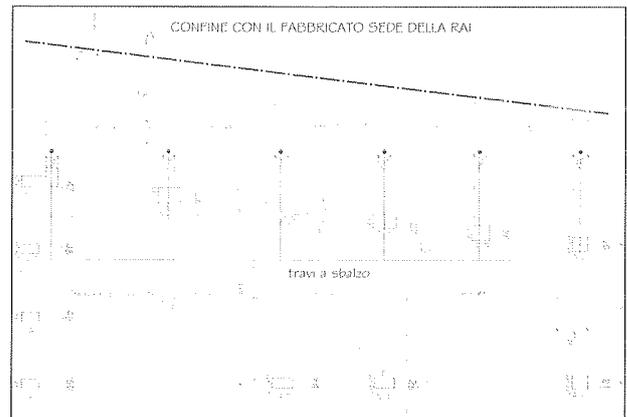


Figura 3a – Stralcio di carpenteria del piano tipo

3.4. Prove.

Sono state eseguite prove strutturali di resistenza del calcestruzzo (distruttive e non distruttive) e prove sul comportamento di un solaio (prova di carico); prove fisiche e prove chimiche ed elettrochimiche.

Le prove strutturali di resistenza distruttive sul calcestruzzo sono state programmate – per numero e localizzazione delle carote - in modo da poter disporre di un campione statistico significativo. In totale sono stati eseguiti 25 carotaggi (di diametro pari ad 80 mm), dai quali sono stati ricavati e portati a rottura per compressione semplice 28 provini cilindrici.

I risultati sono confrontati con una serie di prove eseguite negli ultimi anni su strutture di edifici simili (si veda la tabella). A titolo di esempio, nella figura 3b si riportano le relative curve sovrapposte di distribuzione normale delle resistenze dei provini cilindrici, corrette secondo le formule proposte dalle norme BS [4].

Si precisa che in tutti i casi esaminati gli edifici non presentavano segni visibili di danni o patologie gravi: neanche quelli poi crollati, come risulta dalle indagini effettuate.

cod.	Destinazione edificio	ubicazione	anno di costr.
204	Civile abitazione ⁽¹⁾ –	Foggia,	1971
234	Civile abitazione ⁽²⁾	Trani (BA)	1977
247	Civile abitazione ⁽¹⁾ –	Napoli	1954
249	Civile abitazione ⁽³⁾	Bari	1961
287	Civile abitazione ⁽³⁾	Corato (BA)	1959
313	Uffici ⁽³⁾ –	Bari	1959
320	Civile abitazione ⁽³⁾	Bari	1956
340	Istituto scolastico ⁽²⁾	Terlizzi (BA)	1971

- (1) edifici crollati.
 (2) edifici sgomberati.
 (3) edifici tuttora in esercizio.

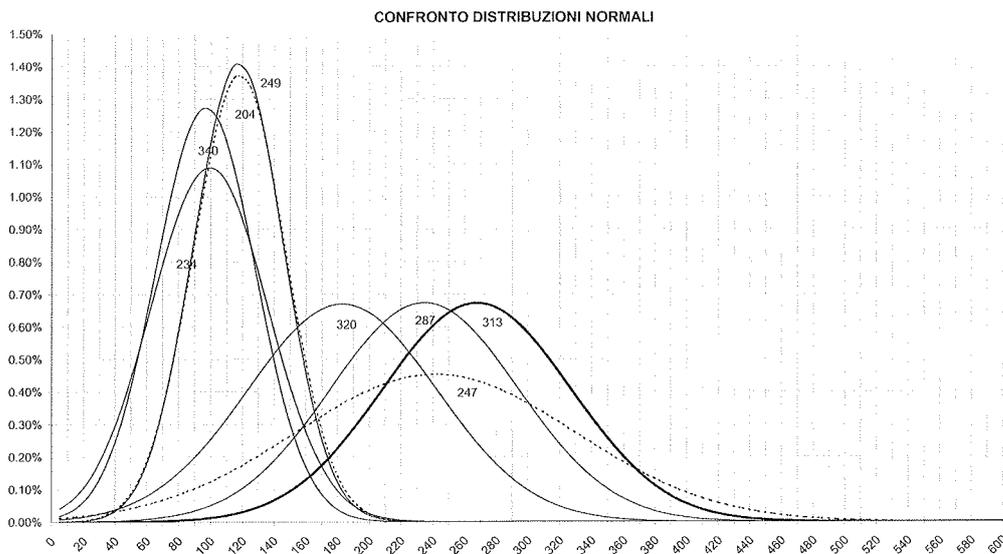


Figura 3b – Confronto delle distribuzioni normali delle resistenze di prelievo corrette

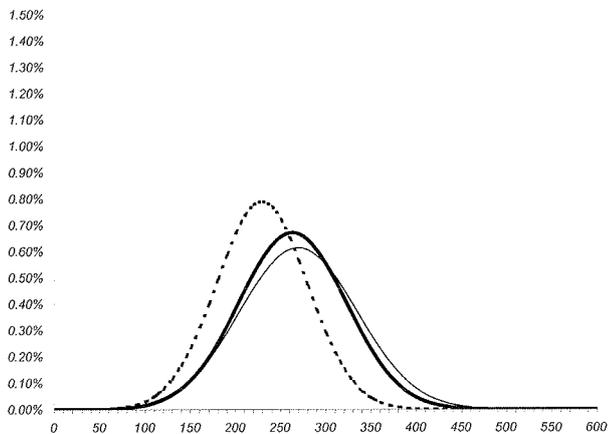


Figura 3c – Confronto distribuzioni normali delle resistenze di prelievo corrette (linea continua marcata), delle resistenze equivalenti SON-REB misurate su carote (linea continua sottile) e delle resistenze SON-REB misurate in sito su pilastri (linea tratteggiata).

Le prove fisiche eseguite (prove ultrasoniche e sclerometriche) hanno consentito di ricavare informazioni utili sulla omogeneità dei getti dei differenti elementi strutturali. Inoltre è stato possibile, mediante il metodo combinato SON-REB effettuare un confronto tra le resistenze di prelievo e le resistenze equivalenti calcolate con metodi non distruttivi.

Infine le prove chimiche ed elettrochimiche hanno permesso di valutare i parametri dai quali dipende la corrosione delle armature, mediante la verifica della profondità di penetrazione della carbonatazione e dei cloruri; la misurazione della resistività elettrica del calcestruzzo in sito (paragonata con quella ricavata in laboratorio su campioni umidi); del potenziale di corrosione delle armature.

3.5. Calcolazioni.

La fase di *calcolo* è propedeutica alla definizione di giudizi sulla affidabilità degli elementi strutturali.

Oggetto primario delle verifiche sono stati i pilastri. In edifici di vecchia costruzione, come quello in esame, i fenomeni di *creep* del calcestruzzo portano normalmente ad un progressivo coinvolgimento delle murature esterne e delle pareti interne divisorie nel comportamento globale

dell'organismo strutturale propriamente detto. Pertanto la valutazione dello sforzo normale agente sui pilastri è stata anche eseguita su modelli semplificati (a campi di competenza), ma resi cautelativi attraverso l'impiego di coefficienti correttivi mirati a definire un intervallo di valori entro cui collocare con elevate probabilità quello esatto.

Sono stati così individuati i pilastri nei quali non risultano soddisfatte le verifiche, nel duplice scenario della normativa d'epoca e di quella attuale.

Le verifiche degli elementi inflessi (solai e travi) hanno dato generalmente esito positivo, con la esclusione di verifiche a taglio in sezioni prive di apposta armatura (solai).

La *ricalcolazione* (*re-calculation* : [5]) si è resa poi necessaria per valutare le condizioni di affidabilità strutturale conseguenti agli interventi strutturali e funzionali proposti (punto 6 successivo).

3.6 Caratteristiche funzionali dell'edificio.

3.7 Valutazione della affidabilità.

La valutazione della affidabilità attuale dell'edificio è stata eseguita tenendo conto delle sue specifiche caratteristiche funzionali; di tutte le informazioni acquisite; dei risultati delle prove e delle calcolazioni; della congenita mancanza di *robustness*, propria di edifici aventi caratteristiche costruttive ed anagrafe analoghi a quello in esame.

Dalla suddetta valutazione è conseguita la decisione di operare alcuni miglioramenti con appropriati interventi (par. 3.8), e di integrare il loro contributo alla tutela della sicurezza e del valore patrimoniale dell'edificio attraverso una programmata attività di prevenzione (par. 3.9 e 3.10).

3.8 Gli interventi.

Sono stati proposti interventi riconducibili alle seguenti due 'categorie' [5].

- a) interventi funzionali, finalizzati a ridurre la misura e la variabilità delle sollecitazioni agenti.
- b) interventi strutturali, a loro volta classificabili in
 - b1 Riparazione (*repair*). E' un intervento mirato a mantenere ad un accettabile livello la funzionalità dell'elemento strutturale che risulta danneggiato, anche rinunciando al recupero di quello originario, o al miglioramento di quello attuale.
 - b2 Ricostruzione (*reconstruction*). E' un intervento di ripristino di tutta o parte della funzionalità di una struttura o dei suoi componenti, che si trova in uno stato diverso da quello originario, difettato o deteriorato. In genere si riferisce a specifici requisiti oggettivi, quali la resistenza e la durabilità. La *reconstruction*, diversamente dal *repair* assicura di riportare la struttura al livello originario o ad uno stato migliore di funzionalità.
 - b3 Miglioramento. E' un intervento di miglioramento del comportamento strutturale (*strengthening*) finalizzato ad incrementare la resistenza della struttura o dei suoi componenti con l'intento di migliorare la stabilità strutturale e la rigidità globale della costruzione.

Gli *interventi funzionali* proposti consistono nella riduzione della entità dei carichi utili. Sono state a tal fine stabilite regole inerenti le modalità d'uso dei locali dell'edificio (localizzazione degli archivi; limitazione della apertura al pubblico di taluni uffici; ecc.). Per ridurre il rischio

di variazioni del comportamento strutturale anche locale, sono state stabilite regole inerenti la disciplina degli eventuali futuri interventi di ristrutturazione, anche di quelli riguardanti demolizioni di murature o pareti divisorie, adeguamenti impiantistici, ecc.

I suddetti *interventi funzionali* sono sufficienti a fronte dei vizi riscontrati nelle verifiche a taglio di talune sezioni di solai (par. 3.5 precedente). Eventuali modifiche dello *statu quo* (tramezzature divisorie, pavimenti ecc.) sono tuttavia consentite solo a condizione che si effettuino preliminarmente interventi strutturali di rafforzamento. Gli interventi funzionali risultano anche sufficienti a far rientrare in limiti di affidabilità le verifiche di numerosi pilastri, e concorrono, insieme agli *interventi strutturali* e di *prevenzione*, a recuperare condizioni di sicurezza in tutti gli altri.

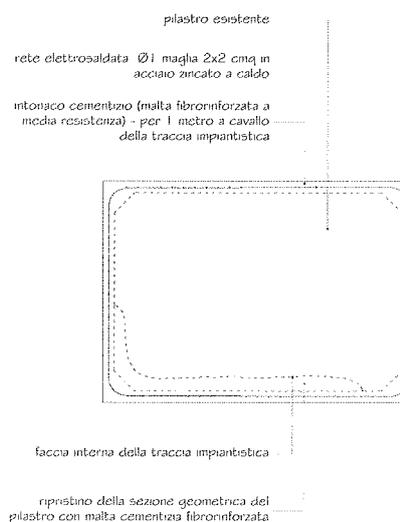


Figure 3d, 3e – Intervento di *repair* di un pilastro interno.

Gli *interventi strutturali* sono limitati alla semplice *riparazione* quando riguardano elementi che, nonostante il

danno, versano in condizioni di sufficiente affidabilità: pilastri che pur avendo subito scassi ad opera di impiantisti e/o di montatori dei serramenti esterni (figg 3d, 3c), oppure aggressioni per corrosione delle armature, conservano tuttavia sezioni resistenti adeguate.

Gli interventi di incamiciatura dei pilastri rientrano fra gli *interventi strutturali* definibili come *ricostruzione e miglioramento* (figg. 3f, 3g, 3h). Infatti essi, oltre che ricostruire in qualche caso la originaria capacità portante, la migliorano con riguardo al comportamento a sforzo normale del singolo pilastro ([1], allegato 2, paragrafo 11.3.4.1) anche in presenza di concomitanti sollecitazioni di taglio conseguenti ad azioni sismiche [11].

E' infine previsto un intervento di *miglioramento del comportamento* locale della struttura, che consiste nel realizzare montanti in acciaio alla estremità delle travi a sbalzo a confine con l'edificio contiguo, sede della RAI.

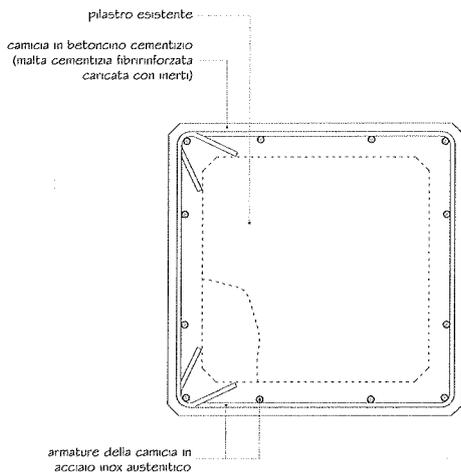


Figura 3f – intervento di ricostruzione di un pilastro esterno

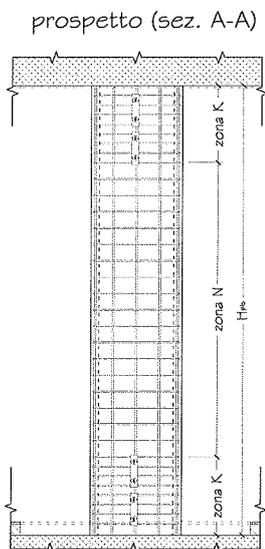


Figura 3g – prospetto di un intervento di *strengthening*

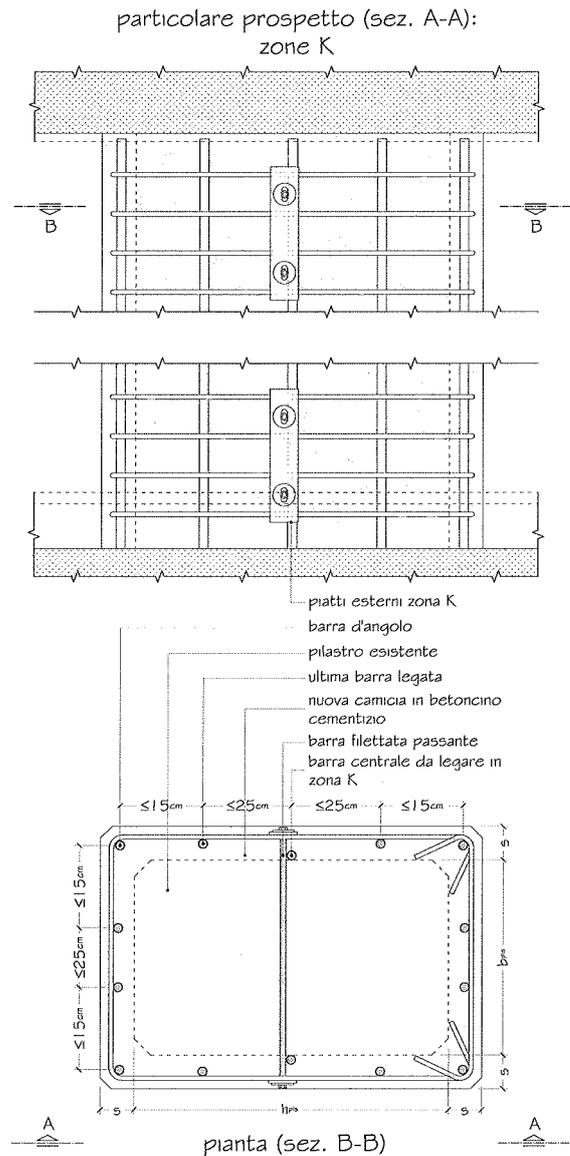


Figura 3h – particolare di un intervento di *strengthening*

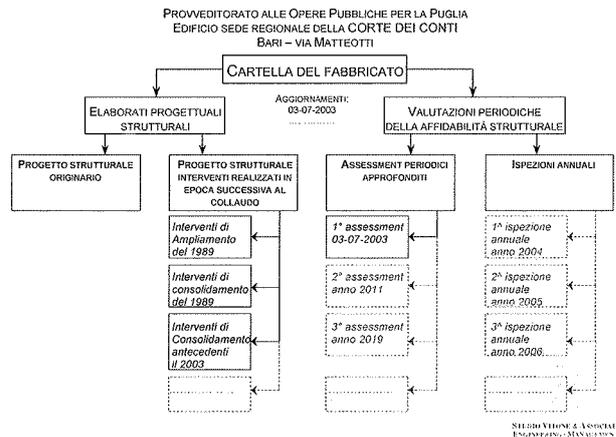


Figura 3i – La cartella del fabbricato.

3.9. La prevenzione.

3.10. La "cartella del fabbricato".

Si è detto che alla *prevenzione* è affidato il compito di integrare gli interventi funzionali e strutturali per il conseguimento di un prefissato obiettivo di tutela della sicurezza e del valore patrimoniale dell'edificio, e che lo strumento di garanzia del protrarsi nel tempo della efficacia della iniziativa è rappresentato dalla cosiddetta '*cartella del fabbricato*'. Essa contiene un *archivio dinamico* di dati e di prescrizioni inerenti le modalità d'uso dell'edificio ed i criteri di monitoraggio periodico sistematico. Nel caso in esame è fra l'altro previsto un monitoraggio articolato in visite periodiche con cadenza annuale, e nell'aggiornamento dell'*assessment* completo, con cadenza ogni 8 anni. Le visite annuali, effettuate da tecnico esperto, consistono in ispezioni con osservazioni solo visive, anche mirate, in base alle indicazioni ed alle esigenze deducibili dalla lettura della documentazione agli atti, raccolta nella *cartella*, e da eventuali circostanze nuove nel frattempo verificatesi.

4. BIBLIOGRAFIA

- [1] PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI – 2003, Ordinanza del 20/03/2003 n.3273 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Supplemento Ordinario della G.U. del 08-05-2003, n. 105.
- [2] FIB – CEB/FIP – 1999, Structural Concrete – Textbook on Behaviour, Design and Performance – Update knowledge of the CEB/FIP M.C. 1990 – vol. 3, Sprint-Druck, Stuttgart.
- [3] L. BERTOLINI – 2003, Ispezione sullo stato di corrosione delle armature nelle strutture in calcestruzzo armato dell'edificio sede della Corte dei Conti in Bari, Rapporto di prova del Dipartimento di Chimica, Materiali e Ingegneria Chimica "G. Natta" del Politecnico di Milano.
- [4] BS 1881 part 120 – 1983, Testing Concrete Method for determination of the compressive strength of concrete cores.
- [5] FIB – CEB/FIP – 2002, Management, maintenance, and strengthening of concrete structures – FIB bulletin 17, Sprint-Druck, Stuttgart.
- [6] FIB – CEB-FIP – 2003, Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings; State-of-art report prepared by Task Group 7.1; bulletin 24; maggio 2003
- [7] A. VITONE – 2001, Orientamenti per individuare e censire gli edifici in cemento armato a rischio statico, Atti del Convegno Nazionale "Sicurezza nei sistemi complessi", Bari, 18-19 ottobre 2001.
- [8] N. AUGENTI, F. BONADUCE, F. PALMISANO, A. VITONE – 2002, Un caso di valutazione della affidabilità di un edificio a struttura in c.a. . L'intreccio di aspetti etici, sociali, di diritto e tecnici, Convegno Nazionale Tecnica e Diritto l'ingegneria forense, i compiti e le responsabilità nel processo edilizio, Istituto Universitario di Architettura di Venezia 5-6 dicembre 2002.
- [9] F. PALMISANO, A. VITONE, C. VITONE, V. VITONE – 2001, Il caso del crollo dell'edificio di viale Giotto a Foggia, Atti del Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili", Venezia, 6-7 dicembre 2001.
- [10] G. C. MARANO, F. PALMISANO, A. VITONE, C. VITONE – 2001, Dall'analisi dei crolli insegnamenti per adeguare i criteri di progettazione delle nuove strutture in c.a. , Atti del Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili", Venezia, 6-7 dicembre 2001.
- [11] F. FIORITO, F. PALMISANO, A. VITONE, C. VITONE – 2004, Interventi di miglioramento della affidabilità di pilastri in c.a. di edifici esistenti, memoria inviata al convegno "Giornate AICAP 2004".
- [12] Legge 5 novembre 1971 n.1086, Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica, G.U. del 21-12-1997 n.321.

INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO DELLA AFFIDABILITÀ DI PILASTRI IN C.A. DI EDIFICI ESISTENTI

Francesco Fiorito, Fabrizio Palmisano, Amedeo Vitone, Claudia Vitone

Politecnico di Bari
Studio Vitone & Associati, Bari.

SOMMARIO

Interventi di miglioramento della affidabilità di pilastri, attualmente in corso in un edificio esistente, vengono proposti anche per valutare la possibilità di perseguire - a costi accettabili - l'obiettivo di migliorarne significativamente la capacità portante a sforzo normale di compressione, pur in presenza di non trascurabili concomitanti sollecitazioni di taglio. Il lavoro si inserisce in una più generale strategia rivolta alla tutela della sicurezza e del valore patrimoniale dell'opera, che rientra in quella vasta [2] schiera di edifici in c.a. esistenti, fra i quali persistono inaccettabili condizioni di sperequazione del rischio strutturale, e che tuttavia non sono soggetti all'obbligo di *valutazione della sicurezza*, come prevista dall'Ordinanza 3274 (e succ. mod.) della P.C.M [1].

SUMMARY

Interventions to improve columns reliability, at the moment in progress on an existing building, are presented to value the possibility to achieve, with acceptable costs, the aim to significantly improve the axial load strength, even though in presence of concomitant and not negligible shear actions. This work is a part of a more general strategy directed to safety protection and to property value protection of one of many [2] existing r.c. buildings, in which unacceptable conditions of inequality of structural risk persist but that are not obliged to the *safety evaluation* indicated in the O.P.C.M. 3274.

1. PREMESSA

La perdita della capacità portante 'verticale' di un pilastro, assai più di qualsiasi altro tipo di rottura locale in un edificio in calcestruzzo armato, espone al rischio che da un danno, pur localizzato, derivino effetti disastrosi, sproporzionati rispetto alla causa che li ha prodotti. All'origine di questi comportamenti vi è spesso la congenita inadeguatezza di *robustness* [12], soprattutto delle opere esistenti costruite dopo la seconda guerra mondiale. Essa risulta particolarmente accentuata in organismi che siano stati concepiti non prevedendo fra le azioni di progetto anche quelle prodotte dal sisma. I casi reali di collassi a catena di edifici ([4], [5]) rappresentano una conferma talvolta tragica di questa condizione di 'fragilità', e destano pertanto fra i tecnici un allarme certo non occasionale e di breve durata, come quello della politica e della comune pubblica opinione. Infatti non di rado è ragionevole sospettare, quando non sia stato addirittura possibile riscontrarne indizi [4], che a scatenare il crollo sia talvolta la rottura locale della sezione di un pilastro, il cui innesco sia stato a sua volta provocato dalla instabilità per 'carico di punta' delle barre verticali di armatura. Il fenomeno risulta a sua volta favorito dal crescere del carico verticale sulle barre, lentamente 'ceduto' nel tempo dal calcestruzzo (in conseguenza di rilevanti deformazioni da *fluage*) e dalla snellezza delle barre. Quest'ultima, spesso eccessiva sin dall'origine, in talune condizioni cresce nel tempo, in conseguenza di eventuali fenomeni di corrosione: con effetto

graduale, se essi interessano le armature verticali, o addirittura brusco, se riguardano le staffe sino a portarle a rottura. Dalle ispezioni di numerosi edifici esistenti emerge che sono molto diffusi i casi di avanzato stato di corrosione delle armature di pilastri che permangono in ambienti umidi, come ad esempio i piani interrati. Si tratta di condizioni che, alla luce di valutazioni basate non solo sull'esperienza, impongono una speciale attenzione al momento della esecuzione dei pur necessari interventi di riparazione [3]. Tanto più quando - caso non raro - questi interventi devono anche costituire un rafforzamento, in presenza di calcestruzzi che si rivelino di resistenza del tutto inadeguata in relazione all'effettivo stato di sollecitazione per semplice sforzo normale, se non addirittura inadeguata in assoluto.

Stabilito che una delle cause scatenanti i collassi progressivi di edifici in c.a. su pilastri, dopo il verificarsi di un danno locale grave, è rappresentata dallo svilupparsi al loro interno di rilevanti forze orizzontali [4], irresistibili da parte di organismi strutturali che siano peraltro concepiti per far fronte solo ad azioni verticali, si deve convenire che interventi di rafforzamento mirati al miglioramento del loro comportamento antisismico sono sicuramente nel contempo efficaci anche ai fini del miglioramento della *robustness* dell'edificio.

Così come si deve prendere atto che - con qualche particolare accorgimento - talune ormai sperimentate e diffuse tecniche costruttive di recupero della capacità portante

verticale di pilastri in c.a. [7] possono offrire, come prestazione ‘collaterale’ non meno incisiva, anche il miglioramento del comportamento dell’edificio alle azioni orizzontali.

2. IL MIGLIORAMENTO DEL COMPORTAMENTO GLOBALE ALLE AZIONI ORIZZONTALI ATTRAVERSO LA INCAMICIATURA IN C.A. DEI PILASTRI.

In edifici in calcestruzzo armato gli interventi di rafforzamento di pilastri mediante incamiciatura in c.a. sono gli unici – fra quelli previsti dalla Ordinanza ([1], par. 11.3.4.1) – indicati come efficaci per conseguire l’obiettivo anche di un aumento della capacità portante verticale, oltre che della resistenza a flessione e taglio, della capacità deformativa e della efficienza delle giunzioni per sovrapposizione. E’ noto, tuttavia, che in presenza di *sforzo normale non dominante* ([6], par. 6.3.3.4.3) è necessario che i nodi trave-pilastro siano a loro volta in grado di trasmettere anche gli sforzi di trazione interni alle coppie che li attraversano. Se – come spesso accade in edifici esistenti – l’organismo strutturale è in tal senso congenitamente carente, risultano laboriosi e di non sicura riuscita gli specifici interventi locali di rafforzamento dei nodi [7].

Al contrario, nel campo dello *sforzo normale dominante* la resistenza del nodo, pur se nel pilastro sono presenti sollecitazioni di taglio e flessione, è assicurata anche indipendentemente dalla entità delle armature verticali che lo attraversano, che restano però funzionali alla richiesta dotazione di duttilità.

Va inoltre considerato che la frontiera fra le due suddette condizioni rappresenta una soglia convenzionale [6], di brusca e significativa perdita di prestazioni da parte del pilastro. In particolare cresce rapidamente la *vulnerabilità a compressione nei confronti di un’azione anomala di taglio*, definibile [5] attraverso il coefficiente:

$$v(\alpha) = (S/R)_V / (S/R)_0$$

in cui si è indicato con $(S/R)_V$ e $(S/R)_0$ il rapporto fra la sollecitazione di compressione agente ed il corrispondente valore resistente, rispettivamente in presenza ed in assenza di taglio.

Nel contempo, oltre quella soglia, il pilastro si espone al rischio di rottura fragile per trazione delle armature trasversali (staffe), tenuto conto che la loro entità e distribuzione – se conformi solo alle prescrizioni proprie dei pilastri – potrebbero risultare inadeguate rispetto ai minimi necessari nelle travi per assicurare una sufficiente duttilità locale a taglio.

Tutte le precedenti considerazioni inducono a ritenere che sussistano rilevanti ragioni perché – al momento della progettazione di interventi migliorativi del comportamento antisismico di edifici esistenti, a telai in c.a. – si facciano preliminarmente le seguenti valutazioni.

In primo luogo va considerata la possibilità di assicurare – quanto meno al maggior numero possibile di pilastri – il permanere del loro comportamento entro il campo dello sforzo normale dominante.

In questa prospettiva, si deve analizzare la possibilità di ‘portare’ la totalità del carico verticale impegnando solo parti delle regioni periferiche del pilastro.

Anche a tale scopo va nel contempo rivolta speciale attenzione ai dettagli costruttivi, soprattutto a quelli mirati ad

evitare la instabilità per carico di punta delle barre verticali di armatura.

Può spesso accadere che le precedenti valutazioni inducano a preferire un rafforzamento strutturale mediante incamiciatura in calcestruzzo armato.

In molti casi pratici è infatti così possibile far rientrare nel campo dello sforzo normale dominante un elevato numero di pilastri. Innanzi tutto introducendo nell’organismo edilizio da migliorare anche setti e/o nuclei di rigidità adeguata alla necessità di contenere la entità delle azioni orizzontali sui telai entro la frontiera del comportamento a sforzo normale dominante dei pilastri rinforzati dalle camicie.

In secondo luogo ampliando tale frontiera, mediante un significativo incremento della eccentricità ‘limite’, entro la quale lo sforzo normale resti dominante rispetto alla concomitante sollecitazione di taglio. Particolarmente efficace risulta a tal fine il rivestimento perimetrale, soprattutto tenendo conto che la resistenza a compressione del calcestruzzo impiegato può oggi essere portata a livelli di gran lunga maggiori di quelli dei pilastri esistenti. Può così risultare relativamente ridotto (fig. 3b) e, quindi, compatibile con esigenze funzionali, lo spessore del rivestimento sufficiente ad assicurare la possibilità di portare la totalità del carico – anche lungo itinerari obliqui (figg. 2c e 2d) - attivando anche solo parti della regione perimetrale del pilastro rinforzato (fig. 2b).

Giova considerare, in proposito, che - secondo recenti esperienze - pilastri soggetti a notevoli spostamenti orizzontali, per effetto sismico, pur avendo subito danni significativi nel nucleo di calcestruzzo, possono conservare una sufficiente capacità di portare i carichi verticali [7]. Si deve tuttavia convenire che una tale prestazione deve essere un deliberato obiettivo progettuale, tenendo conto che essa non può conseguirsi se non attraverso specifiche prescrizioni. Infatti se un adeguato livello di duttilità delle regioni critiche dei pilastri può concorrere ad assicurare un comportamento duttile dell’intero organismo, nei confronti delle azioni orizzontali, ed il conseguente sfruttamento delle risorse di resistenza offerte dagli elementi strutturali più rigidi, esso tuttavia non è da solo sufficiente ad evitare un collasso generale con caratteristiche di fragilità, se nel contempo risulta gravemente danneggiata la capacità portante verticale in una sia pur limitata regione di un solo pilastro.

Con l’ausilio del *LPM (Load Path Method)*, [9] è possibile rendere immediatamente percepibile - non solo sotto il profilo puramente qualitativo - il comportamento di un pilastro incamiciato, in calcestruzzo armato, al limite della soglia caratteristica della condizione di sforzo normale dominante (figure 2a e 2c). La efficacia dell’intervento di rinforzo è assicurata se la misura del rapporto

$$\cot\theta_0 = V/N$$

non è irrilevante, né in assoluto (tenuto conto dei comuni valori del rapporto taglio/sforzo normale in pilastri di edifici in c.a., tanto più se dotati di setti e/o nuclei di adeguata rigidità), né in relazione alla corrispondente condizione limite propria del pilastro esistente, com’era prima dell’intervento di rinforzo. Il massimo possibile valore del rapporto

$$\cot\theta_0 = z/l,$$

che presuppone la attivazione della sola camicia, non appare in effetti irrilevante, persino alla sola osservazione del disegno. Ad esso, tuttavia, corrisponderebbe la utilizzazione, da parte del carico verticale, alle due estremità, delle sole

regioni di angolo della camicia: una circostanza che imporrebbe, evidentemente, la adozione di spessori di rivestimento notevoli e spesso praticamente improponibili. Diversamente, se il progetto dell'armatura della camicia è organizzato in modo da tracciare compatibili percorsi alternativi del carico, come quelli rappresentati in fig. 2d - sempre nella ipotesi limite di trascurare il contributo del pilastro esistente - , è possibile evitare la concentrazione del medesimo carico nelle sole regioni d'angolo, ed assicurarne la distribuzione sull'intera area di base della parte di camicia (I-IV), disposta ortogonalmente alle due facce (I-II e IV-III) lungo le quali 'scende' diagonalmente il carico, dividendosi in parti uguali (fig. 2b). Le figure 2e, 2f e 2g illustrano gli itinerari del carico entro la faccia I-IV, nel dettaglio relativo alla sola zona di estremità inferiore. Valutazioni orientative della misura delle azioni in gioco, ed in particolare delle spinte orizzontali conseguenti alle deviazioni del percorso di $N/2$, sono possibili anche solo attraverso la osservazioni delle proporzioni geometriche espresse dal disegno del *Load Path* [9]. E' così anche possibile convenire che la disposizione di staffe ravvicinate nelle regioni 'critiche', alle due estremità del pilastro, in conformità alle prescrizioni della normativa [1] per pilastri di edifici di nuova costruzione, in zona sismica, possono risultare sufficienti in molti casi ad attivare un comportamento riconducibile a quello descritto. La ipotesi - che è a base dei modelli rappresentati nelle citate figure - è quella estrema di totale trasferimento (lungo itinerari obliqui, e, quindi, in presenza di momento e taglio) del carico verticale dal pilastro esistente alla camicia. In questa ipotesi è necessario che ciascuna delle 4 sezioni rettangolari parziali, che formano l'intera sezione orizzontale della camicia, sia in grado di portare la totalità del carico verticale, con margini che vanno di volta in volta fissati anche in funzione della probabilità che un simile scenario possa effettivamente verificarsi. Si può convenire che, accettando di ridurre al minimo tali margini, ed adottando calcestruzzi di elevata resistenza è possibile in molti casi conseguire l'obiettivo con spessori di rivestimento accettabili.

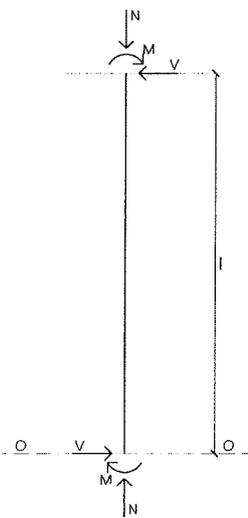


Figura 2a

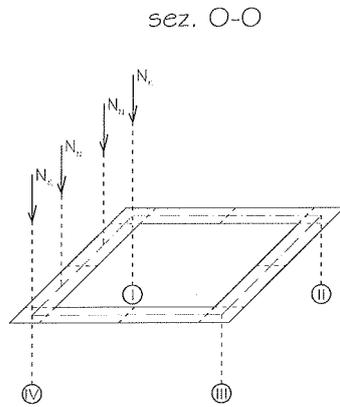


Figura 2b

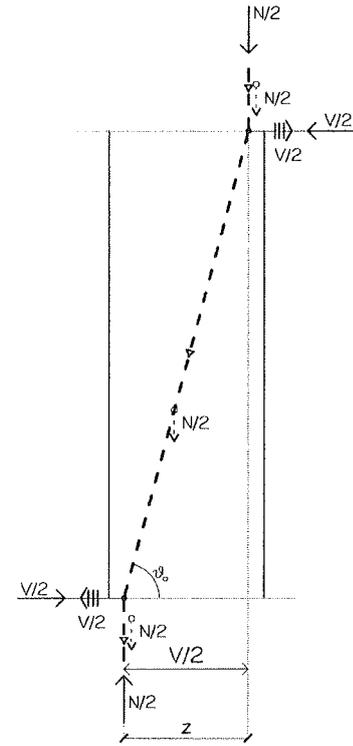


Figura 2c

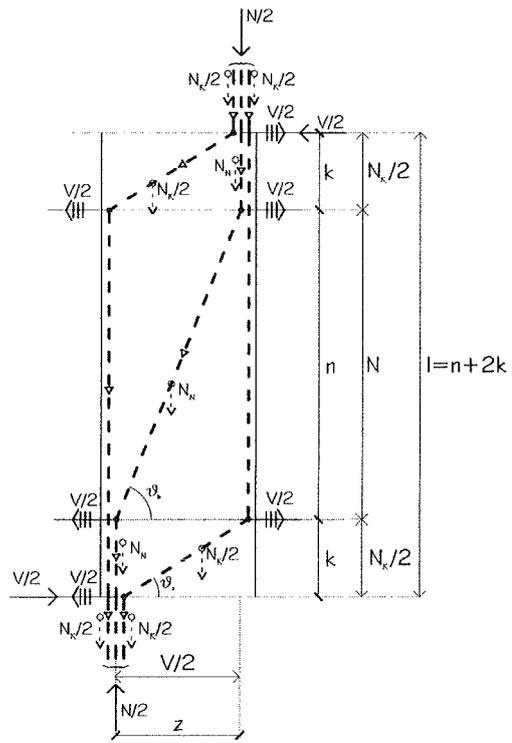


Figura 2d

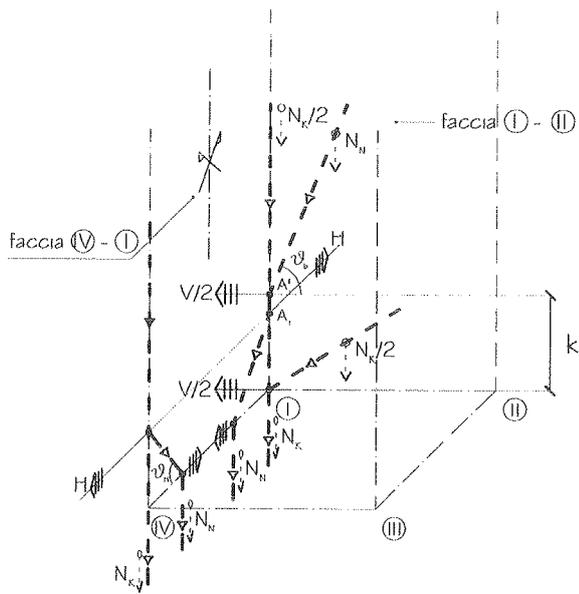


Figura 2c

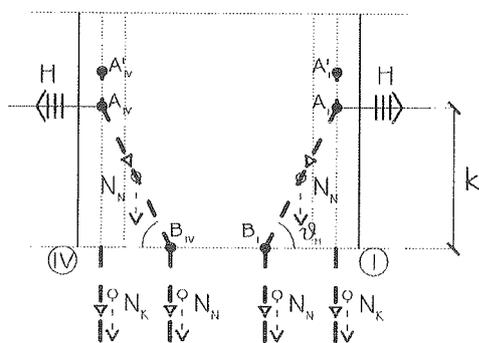


Figura 2f

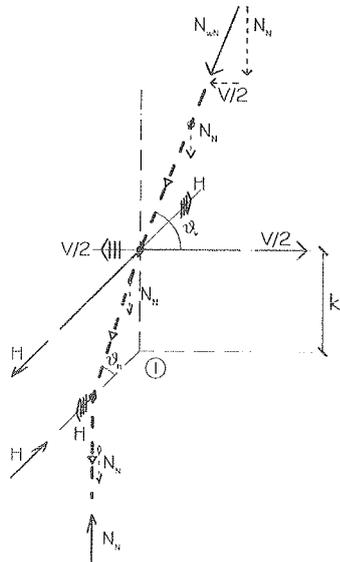


Figura 2g

3. UN CASO DI APPLICAZIONE: LA RILEVANZA DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI.

L'edificio sede della Corte dei Conti, in Bari è stato costruito nel 1959, ed è dotato di struttura in calcestruzzo armato di tipo tradizionale: solai a nervature parallele, laterocementizi; travi; pilastri. Le fondazioni sono state realizzate con blocchi su pali, che – dopo avere attraversato uno strato inconsistente di 5-6 m, quasi del tutto sotto falda, si attestano nel sottostante substrato calcareo. Il mare dista circa 30 m dalla facciata più esposta.

Gli interventi strutturali di incamiciatura dei pilastri, di cui qui si mostrano alcuni dettagli (figg. 3b, 3c, 3d, 3e, 3f), possono definirsi di *ricostruzione* (nel caso di pilastri danneggiati dalla corrosione delle armature o da lavori impiantistici parzialmente demolitivi) e di *miglioramento* del comportamento strutturale originario. Essi rientrano in un articolato programma operativo di *assessment* - del quale si riporta lo schema in fig. 3a – concordato con la committenza e mirato alla tutela della sicurezza e del valore patrimoniale dell'opera. Lo strumento di garanzia del protrarsi nel tempo della efficacia della iniziativa è rappresentata dalla cosiddetta *'cartella del fabbricato'* (ultimo atto del suddetto programma operativo), che contiene un *archivio dinamico* di dati e di prescrizioni inerenti le modalità d'uso dell'edificio ed i criteri di monitoraggio periodico sistematico.



Foto 1 – Prospetto dell'edificio della Corte dei Conti a Bari

Il progetto della camicia (spessore; tipo e resistenza caratteristica del calcestruzzo; tipo di acciaio dell'armatura percentuale di armatura; dettagli costruttivi) è stato eseguito assumendo come obiettivi le seguenti quattro prestazioni fondamentali:

- (1) costituire un presidio strutturale autonomo, di pronta attivazione in caso di necessità, e capace di sostituirsi al pilastro con riguardo ai carichi verticali;
- (2) migliorare, per confinamento, la capacità portante del pilastro esistente, sempre con riguardo ai carichi verticali;
- (3) riparare alcuni dei danni provocati da maldestre lavorazioni (canalizzazioni impianti, fissaggio serramenti, ecc.) ed impedire il peggioramento di quelli prodotti dall'ambiente (la corrosione delle armature, particolarmente esposte all'azione del cloro di origine marina);
- (4) migliorare significativamente il comportamento del pilastro alla azione concomitante di sforzo normale di compressione e di taglio anche di origine sismica

Lo spessore s della camicia, riportato come dato parametrico nelle figure, è stato calcolato sulla base delle esigenze specifiche di ciascuno dei tipi di pilastri esaminati (si veda anche la figura 3b). Effetto collaterale non secondario di una adeguata misura dello spessore s è il contributo all'impedimento dei fenomeni di sbandamento delle barre verticali, per 'carico di punta' (si veda più avanti).

In molti casi risulta sufficiente anche uno spessore ridotto, di soli 6 cm, tenendo conto che è previsto l'impiego di calcestruzzo a ritiro compensato e ad elevata resistenza a compressione.

Il dimensionamento dello spessore s deve farsi anche in funzione della misura in cui si intende affidare alla camicia l'ulteriore compito di migliorare il comportamento a taglio e sforzo normale, come delineato nel precedente paragrafo 2.

Tutte le barre di armatura sono in acciaio inox austenitico, resistente agli attacchi chimici dei cloruri. È stato così possibile adottare copriferri minimi sulle staffe, conciliando le esigenze di durabilità con l'interesse ad una disposizione periferica dei loro bracci. Si ottiene così un rilevante aumento della efficacia dell'effetto sia di confinamento del calcestruzzo (non solo sul pilastro esistente, ma anche sull'esiguo spessore della camicia), sia di contrasto allo sbandamento per carico di punta delle barre verticali disposte all'interno. Si notino (figg. 3b e 3d) le posizioni – in aderenza al pilastro esistente – delle barre di faccia lontane dagli angoli più di 15 cm ([8], [10]).

In merito va ricordato che secondo il MC sismico [8] un copriferro maggiore di 75 mm può sostituirsi a bracci di staffa estensionalmente antagonisti dello sbandamento per carico di punta.

Si richiama quanto detto in precedenza (par. 1) a proposito del rischio di innesco della rottura di un pilastro per sbandamento delle barre verticali, e della conseguente grave sproporzione fra un fenomeno di così limitate proporzioni e gli effetti disastrosi che ad esso talvolta conseguono.

Con riguardo alle percentuali di armatura ed ai dettagli costruttivi si sono rispettate le prescrizioni normative e le raccomandazioni vigenti nel nostro Paese per strutture in zona sismica ([1], [10], [11]). La disposizione di staffe trasversali ('spilli') è stata prevista solo nelle zone critiche (figg. 3c e 3d), con l'ausilio di piatti inox, in modo da evitare la perforazione del pilastro esistente in corrispondenza di ciascuna staffa esterna, con un passo così ridotto, come quello prescritto per tali zone. Sempre al fine di evitare di provocare danni sui pilastri esistenti, che potrebbero disporre di margini di resistenza esigui, tutte le perforazioni sono effettuate dopo la avvenuta maturazione del calcestruzzo della camicia.

Nelle zone indicate come "T" dei pilastri esterni di facciata, in corrispondenza dei solai, non potendo disporre 'spilli' passanti, si sono adottati piatti esterni vincolati alle estremità (esterne al pilastro) con ancoraggi chimici.

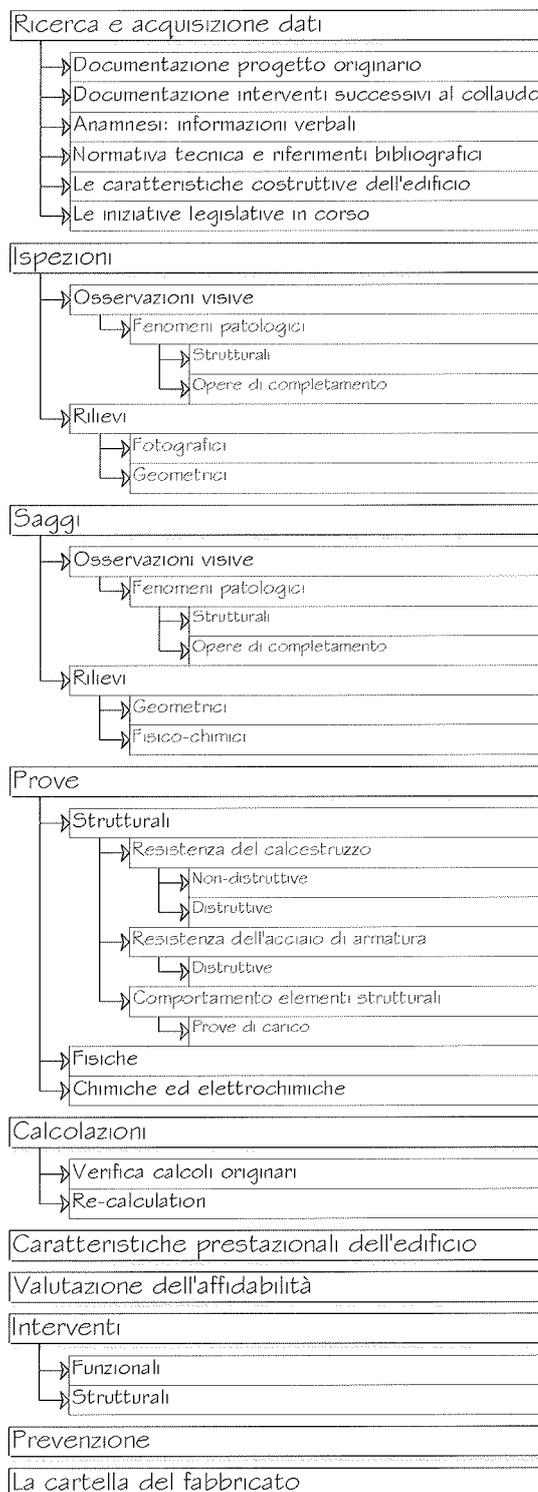


Figura 3a – diagramma strategico dell'assessment

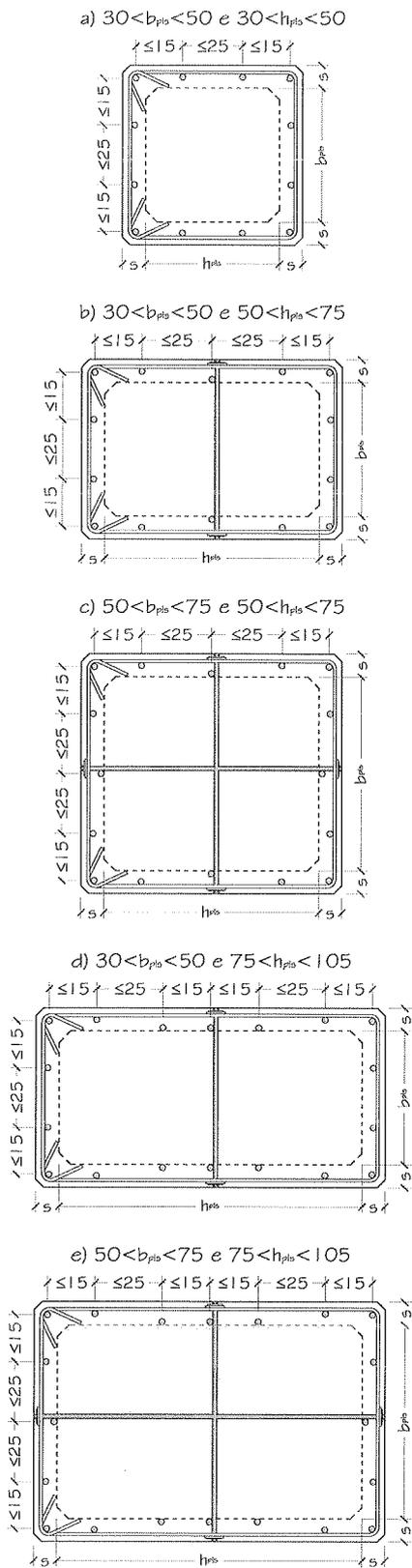


Figura 3b – Tipologie di pilastri incamiciati

prospetto (sez. A-A)

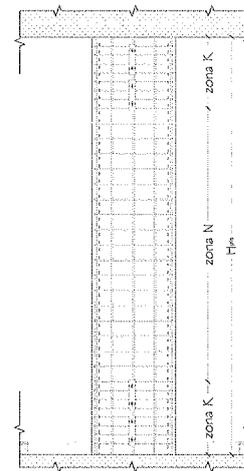


Figura 3c – Prospetto tipo di pilastro interno

particolare prospetto (sez. A-A):
zone K

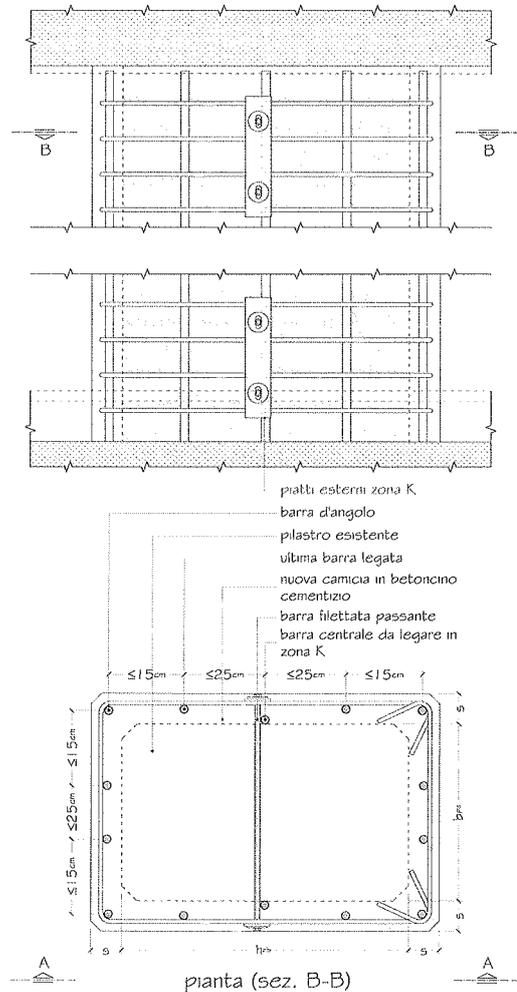


Figura 3d – Particolari costruttivi pilastro interno tipo

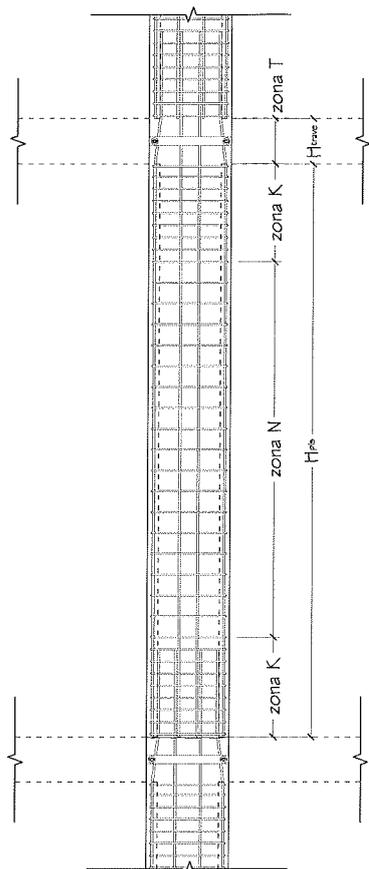


Figura 3e – Prospetto pilastro esterno di facciata tipo

4. CONCLUSIONI

Dalle conclusioni delle analisi effettuate su edifici che hanno subito collassi ([4], [5]) e dalle numerose indagini su opere talvolta neanche soggette ad apparenti patologie strutturali, emerge che è ragionevole ritenere sia vasta [2] la schiera di edifici fra i quali permane una inaccettabile sperequazione delle condizioni di sicurezza. Si deve nel contempo convenire che un numero assai elevato di questi non rientri – né rientrerà mai - nella 'categoria' delle opere sulle quali, secondo l'Ordinanza 3274 [1] 'è fatto obbligo di eseguire valutazioni di sicurezza sismica e di effettuare interventi di adeguamento'. Intanto gli edifici esistenti ad ossatura indipendente in calcestruzzo armato sono generalmente dotati di assai limitata *robustness*, per cui in essi è spesso elevato il rischio per *vulnerabilità nei confronti di collasso globale*, conseguente anche ad una rottura locale, di un solo pilastro.

Sarebbe pertanto auspicabile una disciplina dei criteri di rafforzamento da adottare per far fronte quanto meno a questo rischio.

Tanto più quando, come nella presente memoria si mostra, sono possibili interventi la cui realizzazione non è particolarmente impegnativa [7], e che tuttavia sono sicuramente efficaci per dotare il pilastro di una adeguata capacità portante dei carichi verticali, anche in presenza di non irrilevanti sollecitazioni di taglio, come ad esempio quelle di origine sismica.

particolare prospetto esterno (sez. C-C):
zona T

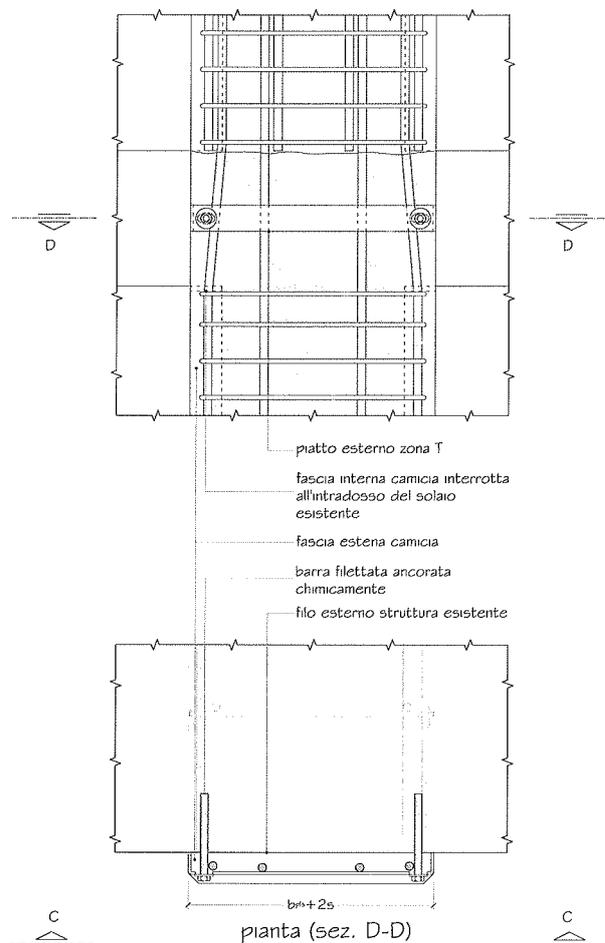


Figura 3f – Particolari costruttivi pilastro esterno di facciata tipo

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI – 2003, Ordinanza del 20/03/2003 n.3273 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, Supplemento Ordinario della G.U. del 08-05-2003, n. 105.
- [2] A. VITONE – 2001, Orientamenti per individuare e censire gli edifici in cemento armato a rischio statico, Atti del Convegno Nazionale "Sicurezza nei sistemi complessi", Bari, 18-19 ottobre 2001.
- [3] N. AUGENTI, F. BONADUCE, F. PALMISANO, A. VITONE – 2002, Un caso di valutazione della affidabilità di un edificio a struttura in c.a. . L'intreccio di aspetti etici, sociali, di diritto e tecnici, Convegno Nazionale Tecnica e Diritto l'ingegneria forense, i compiti e le responsabilità nel processo edilizio, Istituto Universitario di Architettura di Venezia 5-6 dicembre 2002.

- [4] F. PALMISANO, A. VITONE, C. VITONE, V. VITONE – 2001, Il caso del crollo dell'edificio di viale Giotto a Foggia, Atti del Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili", Venezia, 6-7 dicembre 2001.
- [5] G. C. MARANO, F. PALMISANO, A. VITONE, C. VITONE – 2001, Dall'analisi dei crolli insegnamenti per adeguare i criteri di progettazione delle nuove strutture in c.a. , Atti del Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili", Venezia, 6-7 dicembre 2001.
- [6] CEB-FIB – 1991, Model Code 1990 – final draft, CEB bulletin d'information n. 204.
- [7] FIB – CEB-FIP – 2003, Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings; State-of-art report prepared by Task Group 7.1; bulletin 24; maggio 2003
- [8] A.I.T.E.C. – 1986, Codice-Modello CEB per la progettazione antisismica delle strutture in cemento armato, supplemento al n.10 ottobre 1986 della rivista "L'industria italiana del Cemento".
- [9] F. PALMISANO, A. VITONE, C. VITONE – 2003, From load path method to classical models of structural analysis, atti dell' ISEC-02 - International Structural Engineering and Construction Conference, Roma, 23-26 Settembre 2003.
- [10] MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI – PRESIDENZA DEL CONSIGLIO SUPERIORE – SERVIZIO TECNICO CENTRALE – 1997, Circolare del 10 Aprile 1997 n.65/AA.GG., Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 Gennaio 1996 – Allegato 1. – Indicazioni costruttive per strutture in calcestruzzo armato, G.U. del 28-04-1997 n. 97 – supplemento.
- [11] MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI – 1996, Decreto 16 gennaio 1996, Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche, G.U. del 05-02-1996 n.29.
- [12] EN 1990: Eurocode. Basis of structural design.

PROGETTO OTTIMO DI ISOLATORI PER LA PROTEZIONE SISMICA DELLE PILE DEI PONTI

Giuseppe Carlo Marano¹, Rita Greco²

¹ Dipartimento IASS Politecnico di Bari, Viale Europa 4, 74100 Taranto, Italia, Tel. +39 080 5964219
Fax +39 080 5963820 - e-mail g.marano@poliba.it.

² Dipartimento ICAR Politecnico di Bari, Via Orabona 4, 70125 Bari, Italia.

SOMMARIO

In questa memoria si propone un metodo per il progetto ottimo dei dispositivi di isolamento utilizzati per la riduzione del rischio sismico dei ponti. Si tratta di un criterio di progetto basato sul rispetto di una serie di requisiti, concernenti le condizioni in servizio ed allo stato limite ultimo, ed inoltre la massimizzazione del livello prestazionale raggiunto dal sistema strutturale protetto sismicamente. Il problema è affrontato in ambito stocastico ed il terremoto è modellato tramite un processo gaussiano, a media nulla, filtrato e uniformemente modulato nel tempo.

SUMMARY

This paper concerns a probabilistic performance-reliability based optimum criteria for design of devices adopted for seismic protection of bridges. The meaning of "optimum design" is related to a structure designed for satisfying a set of requirements about the *performance*, the *safety* and the *serviceability*. In order to carry out this procedure, a stochastic approach is applied and a gaussian, zero mean, filtered, non stationary stochastic process is adopted to model the earthquake motion acting at bridge foundation.

1. INTRODUZIONE

L'isolamento rappresenta una moderna tecnica antisismica diretta alla riduzione degli effetti distruttivi indotti sulle strutture dai terremoti di elevate intensità. Nei ponti, in particolare, tale sistema ha la finalità di proteggere le masse relativamente leggere, quali quelle delle pile e delle fondazioni, dalle elevate forze di inerzia trasmesse dall'impalcato. Tale obiettivo è raggiunto disponendo i dispositivi di isolamento tra la sovrastruttura dell'impalcato e le pile, in modo tale da disaccoppiarne il moto; è così possibile ridurre le forze sismiche nelle pile in prossimità o al di sotto del limite elastico, riducendo le deformazioni inelastiche ed il livello di danneggiamento ad esse conseguenti.

Nel corso degli ultimi decenni la tecnologia dell'isolamento sismico è andata sempre più diffondendosi nei paesi ad elevato rischio sismico, quali USA, Giappone, Italia, ecc, per la mitigazione degli effetti distruttivi dei terremoti sulle strutture. Tra gli isolatori più diffusi utilizzati per la protezione sismica dei ponti ed in generale delle strutture sono annoverati gli isolatori in gomma armata - *RB* (*Rubber Bearing*), gli isolatori in gomma armata con nucleo in piombo - *LRB* (*Lead Rubber Bearing*), quelli in gomma armata ad alto smorzamento - *HDRB* (*High Damping Rubber Bearing*) ed i pendoli ad attrito - *FP* (*Friction Pendulum*). La caratteristica principale di tali apparecchi è quella di fornire in un singolo elemento la capacità di sopportare i carichi verticali, una adeguata flessibilità laterale, la necessaria forza di richiamo e la capacità di dissipare l'energia sismica incanalata dal

terremoto all'interno della struttura. Una dettagliata descrizione della tecnologia dell'isolamento sismico e delle più importanti applicazioni diffuse nel mondo la si può trovare in [1].

Sebbene esista una vastissima letteratura scientifica sull'argomento sono tuttavia pochi gli studi finalizzati alla definizione di criteri di progetto di tali dispositivi. Infatti, nel progetto delle strutture protette sismicamente è di fondamentale importanza conoscere quali debbano essere le caratteristiche meccaniche ottimali di tali apparecchi, in modo tale da garantire che la struttura protetta sismicamente soddisfi ai requisiti di sicurezza e prestazionali richiesti dalle attuali Norme Tecniche del settore.

In questa memoria si propone un criterio per il progetto ottimo delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi di isolamento utilizzati per la protezione sismica dei ponti. In particolare, si fa riferimento a quegli apparecchi il cui legame costitutivo può essere descritto attraverso il modello differenziale di Bouc-Wen [2], [3], [4], [5], come ad esempio gli isolatori *HDRB* e *Lad_RB*.

Per lo scopo che ci si prefigge occorre innanzi tutto definire le variabili di progetto. Queste sono: la rigidità elastica dell'isolatore, il suo smorzamento, lo spostamento limite elastico e la rigidità della fase post elastica.

La metodologia proposta, in accordo con le attuali tendenze delle Norme Tecniche del settore, viene applicata a due differenti livelli di eccitazione sismica. Il primo è un terremoto di elevata intensità che può interessare la struttura

una sola volta nell'arco della sua. In questa circostanza è necessario che si prevenga il collasso strutturale e naturalmente la perdita di vite umane, anche a costo di un elevato livello di danno negli elementi strutturali e non strutturali

Per i ponti, che rappresentano componenti strategiche durante la fase di emergenza che segue un evento sismico di elevata intensità, si richiede inoltre che sia garantito anche il servizio e, pertanto, anche in presenza di un terremoto di forte intensità occorre limitare il danneggiamento e, dunque, le escursioni della risposta della pila in campo inelastico. Al tempo stesso è necessario che l'uso dell'isolamento fornisca le prestazioni più elevate possibili. Per misurare tale livello prestazionale viene introdotto un fattore capace di rappresentare in maniera opportuna tale *performance*; questo è il fattore di riduzione della risposta della pila. Il modello dell'isolatore in questa fase sarà naturalmente non lineare, mentre per il ponte si adoperava un modello lineare.

Il secondo livello di progetto è un terremoto di moderata intensità che può interessare la struttura più di una volta nell'arco della vita; le richieste da soddisfare sono in tal caso di servizio. Nel caso specifico si richiede che sia l'isolatore che la pila permangano in campo elastico. Il modello costitutivo sarà in tal caso visco-elastico sia per il ponte che per l'isolatore

Gli obiettivi del criterio di progetto sono riassunti nei punti seguenti:

Terremoto di moderata intensità

Si richiede il soddisfacimento dei requisiti di servizio, vale a dire:

- Lo spostamento della sommità della pila deve permanere in campo elastico;
- L'isolatore deve permanere in campo elastico in modo tale da evitare spostamenti indesiderati della sovrastruttura rispetto alla pila, ed evitare al tempo stesso deformazioni inelastiche che potrebbero compromettere la funzionalità del dispositivo durante il terremoto di forte intensità

In questa fase vengono progettati i valori ottimali della frequenza elastica dell'isolatore, lo spostamento limite elastico del dispositivo e lo smorzamento, come sarà precisato in seguito.

Terremoto di forte intensità

Si richiede il soddisfacimento dei seguenti requisiti:

- Lo spostamento della sommità della pila deve permanere in campo elastico;
- Lo spostamento dell'isolatore deve essere inferiore del valore ultimo. Questo, per gli isolatori *HDRB* è quello spostamento al di sopra del quale il dispositivo esibisce un recupero di rigidità con il crescere delle deformazioni;
- Le prestazioni dell'isolatore, misurate attraverso il fattore di riduzione della risposta della pila, devono essere le più elevate possibili, e nel contempo è necessario minimizzare le deformazioni dello stesso.

In questa fase viene progettata la rigidità post elastica dell'isolatore che governa il comportamento dell'apparecchio sotto il sisma di forte intensità.

I due livelli di progetto che appaiono separati sono in realtà interagenti come verrà mostrato in seguito.

Per conseguire gli obiettivi indicati si utilizza un approccio stocastico, ed il terremoto è modellato attraverso un processo stocastico gaussiano, a media nulla, non stazionario, uniformemente modulato nel tempo attraverso una funzione modulatrice temporale. Il problema non lineare conseguente all'assunzione isteretica del comportamento costitutivo dell'isolatore in presenza di un terremoto di forte intensità, viene affrontato con la tecnica approssimata della linearizzazione stocastica. Determinata con tale metodo la risposta in covarianza del sistema, la reliability, indispensabile per esplicitare le richieste di sicurezza e di servizio, viene espressa attraverso il complemento della probabilità di superamento di una prefissata soglia critica, nell'ipotesi che gli attraversamenti di soglia siano indipendenti e distribuiti secondo Poisson.

2. IL MODELLO DINAMICO PONTE - ISOLATORE

L'analisi dinamica di un ponte rappresenta un problema abbastanza complesso e, pertanto, necessita di alcune ipotesi esemplificative in modo tale da rendere più semplice la formulazione di un modello strutturale in grado di descrivere in maniera adeguata il comportamento dinamico in presenza di azioni sismiche.

Nello studio condotto in tale memoria si assumono le seguenti ipotesi:

- la sovrastruttura si comporta rigidamente;
- per le pile si ammette un legame costitutivo lineare, in virtù della diminuzione delle forze sismiche conseguente all'uso degli apparecchi isolatori;
- la pila è rappresentata dal primo modo di vibrare.

In modello strutturale del ponte isolato conseguente all'assunzione di tali ipotesi è un sistema a due gradi di libertà. La sovrastruttura rigida è descritta attraverso una massa concentrata m_s posizionata sull'isolatore; la frequenza elastica ω_b ed il coefficiente di smorzamento ξ_b del dispositivo sono definiti, rispettivamente, da:

$$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{m_s}} \quad \xi_b = \frac{c_b}{2\omega_b m_s}$$

essendo k_b e c_b la rigidità elastica e lo smorzamento dell'isolatore.

La pila di massa m_p è descritta attraverso la frequenza fondamentale ω_p ed il coefficiente di smorzamento ξ_p .

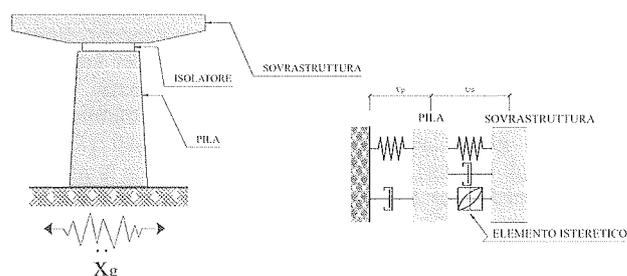


Figura I – Ponte isolato e modello meccanico.

Il modello dinamico così determinato è abbastanza semplice, ma in grado nel contempo di cogliere gli aspetti salienti della risposta dinamica.

Le equazioni del moto del ponte isolato soggetto ad un moto sismico modellato attraverso il processo di Kanai-Tajimi [6] uniformemente modulato nel tempo sono:

$$\begin{cases} m_p \ddot{u}_p + c_p \dot{u}_p - c_b \dot{u}_s + k_p u_p - \alpha_b k_b u_s - (1 - \alpha_b) k_b z_b = -m_p \ddot{x}_g \\ m_s \ddot{u}_s + m_s \ddot{u}_p + c_b \dot{u}_s + \alpha_b k_b u_s + (1 - \alpha_b) k_b z_b = -m_s \ddot{x}_g \\ \dot{z}_b = -\gamma_b |\dot{u}_s| |z_b|^{\eta_b - 1} z_b - \beta_b \dot{u}_s |z_b|^{\eta_b} + A_b \dot{u}_s \\ \ddot{x}_f + 2\xi_g \omega_g \dot{x}_f + x_f \omega_g^2 = -V(t)w \end{cases} \quad (1)$$

Nell'equazione (1) compaiono lo spostamento della sommità della pila rispetto al terreno u_p , e della sovrastruttura rispetto alla pila u_s .

La forza di richiamo dell'isolatore, che contiene la componente isteretica di Bouc-Wen (figura 2), è data da:

$$Q_b(u_s, \dot{u}_s, z_b) = c_b \dot{u}_s + \alpha_b k_b u_s + (1 - \alpha_b) k_b z_b$$

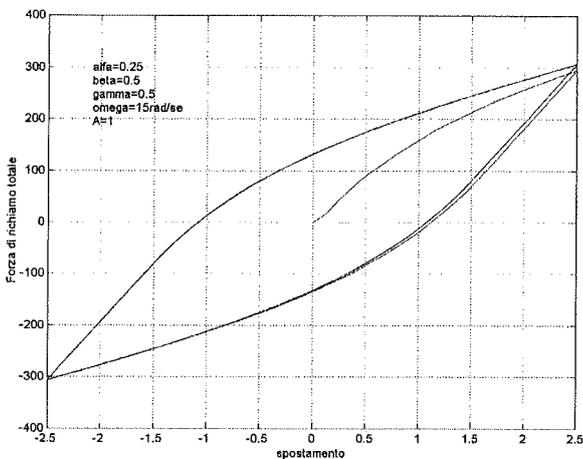


Figura 2 – Ciclo isteretico di Bouc-Wen.

La terza equazione rappresenta la legge che stabilisce l'evoluzione temporale della variabile interna z_b , la quale governa il comportamento isteretico del dispositivo, regolato dal valore dei parametri β_b , γ_b , η_b , α_b e A_b . In particolare, α_b rappresenta il rapporto tra la rigidità post elastica del dispositivo e quella elastica (tale risultato è valido per $A_b = 1$). Inoltre, il rapporto $1/(\beta_b + \gamma_b)$ corrisponde allo spostamento limite elastico Y dell'apparecchio. Nella (1) compare infine l'equazione del moto del filtro di Kanai-Tajimi, dove x_f è la risposta del filtro avente frequenza ω_g e coefficiente di smorzamento ξ_g , w è l'eccitazione "rumore bianco" al "bed rock" e $V(t)$ è la funzione modulatrice temporale del processo, assunta di tipo esponenziale: $V(t) = \alpha_v t e^{-\beta_v t}$.

Per la risoluzione del problema non lineare così formulato si è utilizzata la tecnica approssimata della "linearizzazione equivalente stocastica" [7]; in tal modo l'equazione della variabile interna z_b nell'equazione (1) è sostituita dalla

seguente equazione lineare, equivalente alla precedente in senso stocastico:

$$\dot{z}_b = -c_b^e \dot{u}_s - k_b^e z_b \quad (2)$$

dove i coefficienti c_b^e e k_b^e sono forniti da Atalik e Utku [8] nell'ipotesi in cui $A_b = 1$, $\eta_b = 1$, e variabili z_b e \dot{u}_s congiuntamente gaussiane:

$$\begin{cases} c_b^e = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left[\beta_b \sigma_{z_b} + \gamma_b \frac{E[\dot{u}_s z_b]}{\sigma_{\dot{u}_s}} \right] - A_b \\ k_b^e = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \left[\gamma_b \sigma_{\dot{u}_s} + \beta_b \frac{E[\dot{u}_s z_b]}{\sigma_{z_b}} \right] \end{cases} \quad (3)$$

essendo σ_{z_b} e $\sigma_{\dot{u}_s}$ rispettivamente la deviazione standard delle variabili z_b e \dot{u}_s la cui covarianza è $E[\dot{u}_s z_b]$.

L'equazione di stato linearizzata è fornita da:

$$\dot{\mathbf{Y}}(t) = \mathbf{A}^e \mathbf{Y}(t) + \mathbf{B}(t) \quad (4)$$

dove $\mathbf{Y} = \left[\bar{u} \quad x_f \quad z_b \quad \bar{u} \quad \dot{x}_f \right]^T$ è il vettore di stato, $\mathbf{B}(t)$ è il vettore di trasferimento dell'input, costituito da elementi tutti nulli ad eccezione di $B_7(t) = -wV(t)$, \mathbf{A}^e è una matrice quadrata di ordine 7, che rappresenta la matrice di stato linearizzata.

La soluzione in covarianza del problema si ottiene risolvendo l'equazione differenziale della matrice di covarianza $\mathbf{Q}_{\mathbf{Y}\mathbf{Y}}(t)$, i cui elementi, variabili nel tempo, sono le medie di secondo ordine $E[Y_i Y_j]$ relative agli elementi del vettore di stato \mathbf{Y} :

$$\dot{\mathbf{Q}}_{\mathbf{Y}\mathbf{Y}}(t) = \mathbf{A}^e \mathbf{Q}_{\mathbf{Y}\mathbf{Y}}(t) + \mathbf{Q}_{\mathbf{Y}\mathbf{Y}}(t) \mathbf{A}^{eT} + \mathbf{G}(t) \quad (5)$$

Nell'equazione (5) $\mathbf{G}(t)$ è una matrice di ordine 7 con elementi tutti nulli ad eccezione di $G_{77}(t) = 2\pi S_0 V(t)^2$, essendo S_0 l'intensità del rumore bianco.

3. PROGETTO OTTIMO DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL DISPOSITIVO DI ISOLAMENTO

Per "progetto ottimo" si intende una struttura concepita e realizzata per soddisfare una serie di requisiti riguardanti la sicurezza, il servizio ed il livello prestazionale. La sicurezza è legata alla combinazione più severa delle azioni, capace di provocare il collasso strutturale e la perdita di vite umane. Nel caso sismico tale situazione è rappresentata da un terremoto di forte intensità che interessa la struttura una sola volta nell'arco della sua vita. I requisiti di servizio sono invece relativi a carichi moderati, vale a dire nel caso sismico a terremoti che possono interessare la struttura più di una volta nell'arco della sua vita. In tal caso le esigenze da soddisfare sono l'assenza di danno negli elementi strutturali e non strutturali.

Il progetto ottimo delle caratteristiche meccaniche degli isolatori utilizzati per la protezione sismica dei ponti parte da questi presupposti, considerando due differenti livelli di verifica.

Il primo passo del metodo proposto è rappresentato dalla definizione delle richieste da soddisfare, differenti, secondo l'approccio utilizzato, per i due livelli di eccitazione sismica. Per ognuno di questi viene, infatti, definito uno stato limite, vale a dire una situazione raggiunta la quale il ponte protetto sismicamente non soddisfa più alle esigenze per le quali era stato concepito e realizzato.

Fatte queste premesse, il progetto ottimo viene così impostato:

Terremoto di moderata intensità

- La pila deve permanere in campo elastico;
- L'isolatore deve permanere in campo elastico.

Le variabili di progetto da definire in questa fase sono la rigidità elastica dell'isolatore, k_b , lo smorzamento c_b e lo spostamento limite elastico Y . In luogo della rigidità k_b si introduce il rapporto di frequenza $I = \omega_b / \omega_p$, mentre per quanto concerne il valore dello smorzamento del dispositivo, analisi condotte in un precedente studio [9] hanno evidenziato che per i valori usuali dello smorzamento fornito dagli isolatori in questione ($5\% \leq \xi_b \leq 15\%$) il valore ottimale ξ_{b-opt} , coincide sempre con l'estremo superiore dell'intervallo. Tale parametro, pertanto, non viene considerato come variabile da ottimizzare ma è assunto come un dato di progetto.

Per il terremoto di moderata intensità si considerano due differenti stati limite di servizio. Il primo si ha quando lo spostamento in testa alla pila raggiunge il valore limite elastico X_{p_e} ; il secondo quando lo spostamento dell'isolatore raggiunge lo spostamento limite elastico Y .

La sicurezza nei confronti del raggiungimento del generico stato limite viene espressa attraverso la reliability, vale a dire la probabilità che lo stato limite, rappresentato dal raggiungimento di una prefissata soglia - spostamento critica, non venga raggiunto. Per la pila in particolare si ha:

$$P_s(t, X_{p_e}) = P\left[X_p(t) \leq X_{p_e} \forall 0 \leq t \leq \tau\right] \geq \bar{P} \quad (6)$$

dove $P_s(t, X_{p_e})$ indica la probabilità che lo spostamento della pila X_p permanga al di sotto dello spostamento limite elastico X_{p_e} , τ è la durata del terremoto ed infine \bar{P} è il valore fissato per la probabilità di sopravvivenza della struttura nei confronti del raggiungimento di tale stato limite.

In questa memoria la reliability viene determinata nell'ipotesi in cui gli attraversamenti del dominio, definito dallo spostamento limite, da parte del processo risposta abbia una distribuzione di Poisson. Ciò equivale ad ipotizzare che gli attraversamenti del dominio rappresentino un processo di eventi rari tali da poter essere assunti indipendenti. In tali ipotesi si ha [10]:

$$P_S(t, \xi) = \exp\left\{-\int_0^t \alpha(t) dt\right\} = \exp\left\{-\int_0^t 2\nu_{\xi^+}(t) dt\right\}$$

dove

$$\nu_{\xi^+}(t) = \nu_{0^+}(t) \exp\left[-\frac{\xi^2}{2\sigma_x^2(t)}\right]$$

$$\nu_{0^+}(t) = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{x}}(t)}{\sigma_x(t)}$$

essendo ξ il generico livello di soglia.

Per poter implementare tale condizione ai fini del progetto del dispositivo, la relazione (6) è sostituita con la relazione inversa, esplicitando lo spostamento massimo della pila avente probabilità \bar{P} di non essere superato durante la durata del terremoto:

$$X_{p_max}(t, \bar{P}) \leq X_{p_e} \quad (7)$$

dove $X_{p_max}(t, \bar{P})$ è lo spostamento massimo in testa alla pila avente probabilità \bar{P} di non essere superato.

In maniera analoga la condizione sullo spostamento dell'isolatore, che deve risultare inferiore dello spostamento limite Y , è espressa da:

$$X_{b_max}(t, \bar{P}) \leq Y \quad (8)$$

essendo $X_{b_max}(t, \bar{P})$ lo spostamento massimo dell'isolatore avente probabilità \bar{P} di non essere superato.

Terremoto di forte intensità

- Lo spostamento in testa alla pila deve risultare inferiore dello spostamento limite elastico.

Tale richiesta, come ricordato, nel caso dei ponti deriva dalla circostanza che essi rappresentano componenti strategiche durante la fase di emergenza che segue un terremoto di forte intensità e, pertanto, è necessario che essi mantengano la completa funzionalità. Tale vincolo è espresso ancora attraverso una formulazione analoga alla (7) ma risulta diverso in tal caso il target fissato per la probabilità \bar{P} , trattandosi questa di una situazione di stato limite ultimo.

- Le prestazioni fornite dall'isolamento sismico devono essere le più elevate possibili, vale a dire occorre che la riduzione della risposta della pila, che viene in questo caso a rappresentare una misura prestazionale, sia la più alta possibile, ed al tempo stesso occorre contenere gli spostamenti dell'isolatore.
- L'ulteriore verifica riguarda lo spostamento massimo dell'isolatore che deve esser inferiore allo spostamento ultimo.

Tali condizione è espressa da:

$$X_{b_max}(t, \bar{P}) \leq X_{b_u} \quad (9)$$

dove $X_{b_max}(t, \bar{P})$ è lo spostamento massimo dell'isolatore avente probabilità \bar{P} di non essere superato e X_{b_u} è lo spostamento ultimo dell'isolatore.

La misura delle prestazioni dell'isolatore in presenza del terremoto più intenso atteso è definita, in termini probabilistici, dal rapporto $\max \sigma_{x_p} / \max \sigma_{x_{p_0}}$ tra il massimo della varianza dello spostamento della pila del ponte protetto $-\max \sigma_{x_p}$ e la medesima risposta del ponte convenzionale $-\max \sigma_{x_{p_0}}$.

Il parametro che definisce il comportamento dell'isolatore in presenza del terremoto di forte intensità, e che viene ottimizzato in tale fase, è rappresentato dalla rigidezza post elastica del dispositivo.

3.1 Implementazione del metodo di progetto

In questo paragrafo viene descritta l'implementazione del metodo proposto.

Per modellare il terremoto di moderata intensità attraverso il modello di Kanai Tajimi sono stati adoperati i seguenti valori: $\omega_g = 22 \text{ rad/sec}$, $\xi_g = 0.42$ e $S_0 = 0.0079 \text{ m}^2/\text{sec}^3$, cui corrisponde una accelerazione massima $\ddot{x}_{g_max} = 0.2g$, ricavata dalla relazione seguente [6]:

$$S_0 = \frac{0.141 \xi_g \ddot{x}_{g_max}}{\omega_g \sqrt{1 + 4 \xi_g^2}}$$

Inoltre, per la funzione di modulazione $V(t)$ si sono utilizzati i valori $\alpha_v = 0.33$ e $\beta_v = 0.125$, che corrisponde a $V_{max} = 1$ e $t_{max} = 8 \text{ sec}$, essendo t_{max} l'istante in cui la funzione modulatrice presenta il picco $V_{max} = 1$. Per quanto concerne la probabilità \bar{P} si è adottato il valore $1 \cdot 10^{-2}$.

Per il ponte isolato soggetto al terremoto di moderata intensità, in figura 3 sono rappresentati gli spostamenti $X_{b_max}(t, \bar{P})$ e $X_{p_max}(t, \bar{P})$, aventi probabilità \bar{P} di non essere superati, al variare del rapporto di frequenza I . Lo spostamento limite elastico della pila è fissato pari a 12cm. È possibile in questo modo individuare il punto A, in corrispondenza del quale tale spostamento è raggiunto con l'assegnata probabilità \bar{P} .

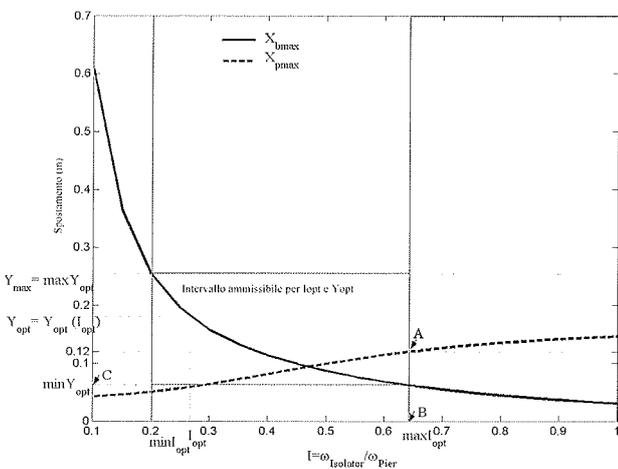


Figure 3 – Intervalllo ammissibile per la coppia I_{opt} , Y_{opt} .

Il relativo valore di I (punto B) identifica il rapporto di frequenza ottimo I_{opt} , ed il punto C il valore dello spostamento limite elastico di progetto dell'isolatore Y_{opt} .

In effetti, a questo punto il problema non è univocamente definito poiché tutti i valori inferiori rispetto a I_{opt} , definito a tal punto $\max I_{opt}$, ed il corrispondente valore di Y_{opt} , denominato $\min Y_{opt}$, sono ammissibili, e per ogni valore inferiore a $\max I_{opt}$ è possibile definire una coppia di valori ottimi I_{opt} e Y_{opt} . Occorre pertanto fissare un limite superiore per lo spostamento limite elastico dell'isolatore Y_{max} . In tal modo si viene a definire un valore $\min I_{opt}$ ed, in definitiva, un intervallo di valori ottimi (I_{opt}, Y_{opt}) , essendo $Y_{opt} = Y_{opt}(I_{opt})$, per i quali, in presenza del terremoto di servizio, risultano verificati i requisiti specificati. Tali coppie di valori sono utilizzati nella seconda fase del progetto come viene descritto in seguito.

La seconda fase del progetto coinvolge il terremoto di forte intensità: in questo caso si sono usati i seguenti valori: $\omega_g = 22 \text{ rad/sec}$, $\xi_g = 0.42$ e $S_0 = 0.0713 \text{ m}^2/\text{sec}^3$, cui corrisponde una accelerazione massima $\ddot{x}_{g_max} = 0.6g$.

Assegnato come input tale terremoto, per ogni coppia di valori (I_{opt}, Y_{opt}) si determina la risposta del ponte isolato. In figura 4 sono diagrammati al variare di α_b gli spostamenti $X_{b_max}(t, \bar{P})$ e $X_{p_max}(t, \bar{P})$ con probabilità $\bar{P} = 1 \cdot 10^{-6}$ di non essere superati. Si osserva che per il terremoto di forte intensità, che riguarda il raggiungimento di uno stato limite ultimo, è stato utilizzato un diverso valore della probabilità \bar{P} , maggiore rispetto a quello utilizzato per il terremoto di servizio.

La frequenza elastica dell'isolatore è definite da I_{opt} ; per quanto concerne i parametri del modello di Bouc-Wen, che descrivono il comportamento dell'isolatore sotto sismi di forte intensità, si sono utilizzati i valori γ_{opt} e β_{opt} corrispondenti a Y_{opt} , essendo $Y_{opt} = Y_{opt}(I_{opt})$. Nel caso specifico di figura 4 i valori utilizzati sono: $I_{opt} = 0.391$ e $Y_{opt} = 11.17 \text{ cm}$.

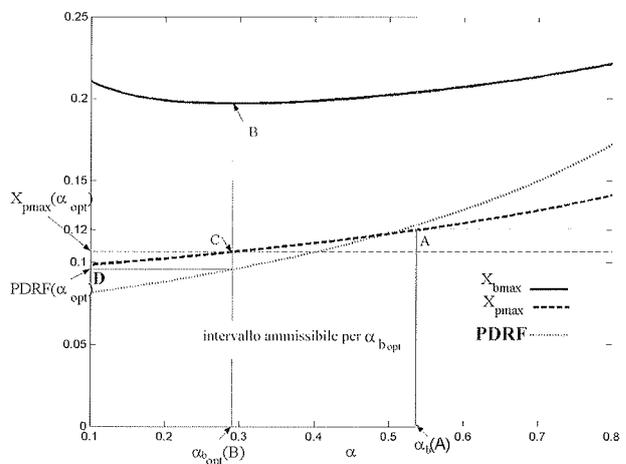


Figure 4 – Valutazione di α_{b_opt} per ogni coppia di valori I_{opt} , Y_{opt} .

A questo punto, fissando lo spostamento limite elastico della pila (che non deve essere superato per le ragioni sopra specificate anche in presenza del terremoto più severo atteso) si identifica il punto A ed il corrispondente valore $\alpha_{b(A)}$.

Il vincolo da rispettare sullo spostamento dell'isolatore viene introdotto in un momento successivo della procedura, in modo tale da poter generalizzare i risultati ottenuti.

Tutti i valori inferiori rispetto a $\alpha_{b(A)}$ sono ammissibili e quello ottimo è tale da minimizzare lo spostamento dell'isolatore (punto B). Infine è possibile identificare $\alpha_{b\ opt(B)}$ cui corrisponde lo spostamento della pila $X_{p_max}(\alpha_{b\ opt})$ (punto C).

In figura 4 è diagrammato anche il fattore di riduzione della risposta della pila - $\max\sigma_{x_p} / \max\sigma_{x_{p_0}}$ - (brevemente denominato PDRF- *Pier Displacement Reduction Factor*). Il punto D indica, pertanto, il valore di PDRF corrispondente ai valori ottimi di tali parametri.

Tale procedura riassunta nei grafici di figura 4 viene implementata per ogni coppia (I_{opt}, Y_{opt}) ottenuta nella fase elastica. I risultati sono mostrati in figura 5, dove sull'asse x è indicato il valore di I_{opt} e sull'asse y $\alpha_{b\ opt}$ (ovvero $\alpha_{b\ opt(B)}$) determinato seguendo il criterio precedente) ed i valori $X_{b_max}(\alpha_{b\ opt})$ e PDRF corrispondenti.

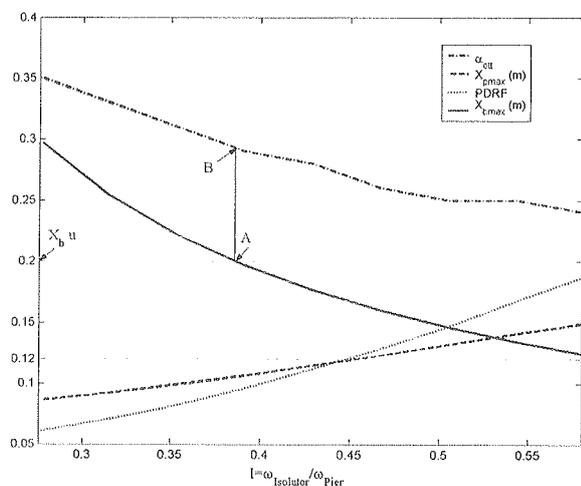


Figura 5 - Valori ottimi dei parametri meccanici dell'isolatore.

A questo punto è possibile fissare lo spostamento ultimo dell'isolatore X_{b_u} (in figura tale valore è assunto pari a 20 cm), ottenendo il valore finale I_{opt} (punto A) ed i corrispondenti Y_{opt} , $\alpha_{b\ opt}$ (punto B) e PDRF.

I risultati ottenuti possono essere generalizzati dal momento che fissando diversi valori di progetto X_{p_e} e Y_{max} si ha una variazione dell'intervallo ammissibile $\min I_{opt} - \max I_{opt}$; in questo modo i grafici ottenuti con l'analisi mostrata possono essere adoperati per il progetto del sistema di isolamento, risultando di valenza generale.

4. CONCLUSIONI

In questo studio è stata proposta una procedura per il progetto ottimo delle caratteristiche meccaniche degli isolatori

utilizzati per la protezione sismica dei ponti. Il metodo è basato sul criterio di soddisfare alcuni requisiti di sicurezza, di servizio e prestazionali, distinti per i due differenti livelli di eccitazione sismica (sisma di moderata intensità e sisma di forte intensità).

Lo studio, condotto in ambito stocastico per tenere in conto dell'aleatorietà dell'eccitazione sismica, fornisce i parametri meccanici ottimi degli isolatori, modellati attraverso un legame costitutivo non lineare, in maniera agevole e soprattutto generale, semplicemente assegnando il valore limite dello spostamento elastico della pila e lo spostamento ultimo dell'isolatore.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] M. SYMANS, J.M. KELLY, W. STEVEN - 1999, Hybrid seismic isolation of bridge structures, Proceedings of the 2th World Con. on Structural Control, John Wiley and Sons, Chichester, England; New York, Vol. 2, pp. 923-932.
- [2] R. BOUC - 1967, Forced vibration of mechanical systems with hysteresis, Proceedings of the 4th Conf. on Nonlinear Oscillation, Prague.
- [3] Y.K. WEN - 1976, Method for random vibration of hysteretic systems, Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE, Vol. 102, pp. 150-154.
- [4] A.M.F CUNHA - 1984, The role of the stochastic equivalent linearization method in the analysis of the non linear seismic response of building structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, pp. 837-857.
- [5] C.W. WONG, Q. Y. NI, J. M. KO - 1994, Steady-state oscillation of hysteretic differential model. I: response analysis, Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE, Vol. 120, pp. 2299-2325.
- [6] H. TAJIMI - 1960, A statistical method of determining the maximum response of a building during earthquake, Proceedings of 2nd World Conf. on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.
- [7] J.B. ROBERTS, P.D. SPANOS - 1990, Random Vibration and statistical linearization, John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, England.
- [8] ATALIK, S., UTKU - 1976, Stochastic linearization of multi degree of freedom non linear systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, pp. 411-420.
- [9] R. GRECO, G.C. MARANO, G. UVA - 2000, Stochastic optimization of High Damping Rubber Bearing, Procee. of Second European Conference on Structural Control", Paris, July.
- [10] C. NIGAM - 1983, Introduction to random vibrations, The Mit. Press, Cambridge, Mass.

INTERVENTI DI ADEGUAMENTO E MIGLIORAMENTO SISMICO L'ESEMPIO DEL PONTE DI ALBAREDO D'ADIGE IN PROVINCIA DI VERONA

Claudio Modena¹, Riccardo Castegini², Luigi De Zuccato³, Mirko Stoppa⁴

¹ Ordinario di Tecnica delle Costruzioni Università di Padova.

² Ingegnere, Responsabile del Procedimento, Amministrazione Provinciale di Verona.

³ Architetto, FIP Industriale, Padova.

⁴ Ingegnere, SM Ingegneria Srl, Caselle di Sommacampagna, Verona.

SOMMARIO

L'adeguamento sismico del ponte di Albaredo d'Adige in provincia di Verona rientra nell'ambito di un progetto generale di adeguamento statico e funzionale voluto dall'Amministrazione Provinciale di Verona per rispondere ad esigenze prestazionali derivanti da condizioni di esercizio e prescrizioni normative più gravose di quelle previste all'epoca della sua realizzazione, tenendo conto anche della particolare collocazione del manufatto, che, posto lungo una importante direttrice di traffico, collega due centri abitati posti sulle sponde opposte del fiume.

Il progetto esecutivo degli interventi è stato ultimato nel maggio del 2002 (prima quindi dell'emanazione dell'ordinanza del P.C.M. 20 marzo 2003), ed i lavori, iniziati in luglio dello stesso anno, sono stati ultimati, dopo un'interruzione dovuta a imprevedibili conseguenze indirette di un evento piena, nel maggio 2003.

ABSTRACT

The seismic upgrade of the Albaredo Bridge over the Adige river (Province of Verona) belongs to a project of general rehabilitation promoted by the Provincial Administration of Verona in order to follow present structural and functional codes which are more weighty than the old ones used when the bridge was built.

The particular location of the bridge, which connects by means a strategic road two towns located at the opposite banks of the Adige river, was strongly considered during the design work.

The final step of the project design was completed on May 2002 (so before the new code for seismic upgrade of structures, O.P.C.M. dated March 20th 2003, was printed); rehabilitation of the bridge began on July of the same year and was completed, after a stop due unforeseeable consequences for the river in flood, on May 2003.

1. PREMESSA

Il ponte sull'Adige lungo la Strada Provinciale n.19 "Ronchesana" fa parte delle grandi opere della costruzione post bellica. Collega gli abitati di Ronco all'Adige ed

Albaredo ed occupa un ruolo di grande importanza nel sistema viario lungo la direttrice Est-Ovest nella fascia meridionale delle province di Verona e Vicenza.

La decisione di intervenire è stata ampiamente giustificata da molteplici aspetti di limitata efficienza e

funzionalità del manufatto, rispetto agli standard attualmente richiesti dalle normative tecniche vigenti, che caratterizzano gran parte delle strutture analoghe costruite nell'immediato dopoguerra.

Le inadeguate prestazioni del ponte erano principalmente riconducibili:

- da un lato, alla debolezza intrinseca di alcuni elementi costruttivi, dimensionati per azioni sostanzialmente inferiori a quelle trasmesse dall'attuale traffico veicolare;
- dall'altro lato, al degrado dovuto agli effetti combinati di condizioni di esercizio troppo spinte (rispetto alle caratteristiche proprie del ponte) e degli agenti atmosferici e ambientali.

La debolezza intrinseca di alcuni elementi costruttivi è una conseguenza ovvia dei criteri di progetto originariamente adottati per quanto riguarda non solo i carichi di riferimento, ma anche le soluzioni tecnologiche disponibili all'epoca della costruzione, presumibilmente condizionate anche dalle limitate disponibilità finanziarie di quel periodo (basti considerare la povertà degli apparecchi di appoggio, la mancanza di giunti e di impermeabilizzazioni, ed anche di adeguate soluzioni nelle zone di transizione fra manufatti di c.a. ed i rilevati in terra).

Per quanto riguarda le mutate condizioni di esercizio, si tratta, come è ben noto, degli effetti combinati dell'aumento del peso dei singoli veicoli in transito, del loro numero e della loro velocità, ed anche, purtroppo, della mancanza di una adeguata manutenzione che fa mancare una corretta planarità della superficie stradale (per usura e rottura del manto, per cedimenti in corrispondenza dei giunti) cui consegue inevitabilmente un incremento degli effetti dinamici del transito veicolare.

Il degrado chimico-fisico, infine, è un insieme di fenomeni ben noti che accompagnano le opere di c.a., anche quando non sono esposte a condizioni ambientali particolarmente aggressive.

A tale situazione di fatto si sono aggiunte le richieste dell'Amministrazione Provinciale di apportare miglioramenti sia strutturali che funzionali, in particolare di:

- creare corsie nuove riservate al traffico ciclo-pedonale, del tutto indipendenti da quelle riservate al traffico veicolare;
- conferire al ponte un grado di protezione sismica richiesto dalle norme italiane vigenti per le zone caratterizzate da grado di sismicità $S=6$, pur non rientrandovi la zona in cui è collocato il ponte all'epoca della stesura del progetto esecutivo (anticipando, almeno parzialmente, l'ordinanza del P.C.M. del 20 marzo 2003 n. 3274 e s.m.i.).

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Le principali caratteristiche del ponte, realizzato interamente in c.a. gettato in opera - su sei campate - della lunghezza totale di circa 230 m, sono visibili nelle tre immagini seguenti.

Tre campate, in destra Adige, hanno luce pari a circa 23 m, e sono costituite da travate semplicemente appoggiate, mentre le tre rimanenti, di luce pari a circa 53 m, sono state realizzate ad arco con lo schema statico di trave "Nielsen".

La struttura delle tre campate a trave era costituita da due

travi, poste ad interasse di 4.75 m, con sezione di $35 \times 168 \text{ cm}^2$, collegate da una soletta dello spessore di 18 cm e da traversi ad interasse di 4.58 m con sezione di $20 \times 68 \text{ cm}^2$. La larghezza della carreggiata, affiancata da due marciapiedi di larghezza poco superiore al metro, era pari a 6.00 m.

Le travate appoggiano, oltre che sulla spalla in destra fiume e sulla prima pila delle campate ad arco, su due pile nella piana golenale costituite da una coppia di colonne del diametro di 120 cm circa.

Le pile delle campate ad arco sono del tipo a cassone cellulare con dimensioni fuori terra di circa $10.50 \times 2.2 \text{ m}$, sostenute da cassoni autoaffondanti.



Foto n° 1: vista intradosso campate a trave prima dei lavori

Gli archi delle altre tre campate, raggiungono in chiave l'altezza di 9,60 m a partire dall'impalcato stradale e sono stati realizzati con sezione a T, con larghezza dell'anima pari a 60 cm, larghezza dell'ala pari a circa 152 cm e altezza totale di 100 cm. Le coppie di archi sono collegate tra loro con traversi aventi sezione a 'T' di altezza variabile posti ad interasse pari a circa 6,60 m.

Gli archi sostengono per mezzo di tiranti inclinati, in calcestruzzo armato, le due travi di bordo dell'impalcato. Queste ultime hanno sezione pari a $60 \times 90 \text{ cm}$, e sono collegate tra loro ogni 6.45m da traversi di altezza variabile. La larghezza totale del ponte raggiunge, in questo tratto, i 9,00 m, con carreggiata larga 5.75 m e due e dei marciapiedi di larghezza massima pari a 1.1 m, che si riduceva a soli 90 cm in corrispondenza dell'imposta degli archi. Lo spessore della soletta dell'impalcato era pari a 25 cm.



Foto n° 2: vista estradosso campate ad arco prima dei lavori

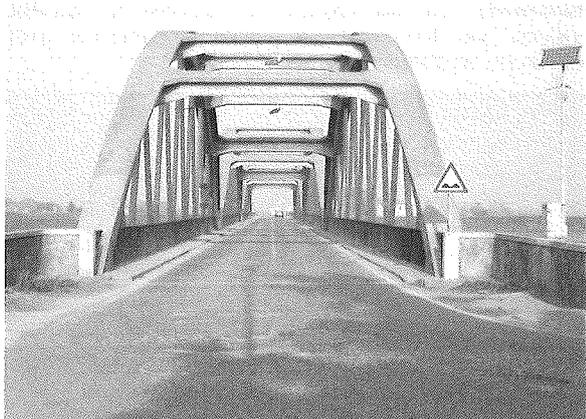


Foto n° 3: vista campate ad arco prima dei lavori

3. DESCRIZIONE DEL PROGETTO GENERALE

Le verifiche preliminari eseguite marzo 1999 non hanno evidenziato carenze per quanto riguarda sia la capacità portante che i fenomeni di scalzamento delle fondazioni di pile e spalle esistenti.

Considerato inoltre che le modifiche costruttive e le condizioni d'uso del ponte non comportano significative variazioni - rispetto alla situazione esistente - delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni, visto anche il ricorso a calcestruzzi strutturali alleggeriti e all'acciaio per le nuove strutture, gli interventi di consolidamento e adeguamento previsti in progetto hanno riguardato solo le strutture fuori terra, ed in particolare gli impalcati, e non il sistema terreno-fondazioni.

Sono state previste pertanto le seguenti tipologie principali di intervento:

- a. bonifica e ripristino dei materiali degradati;
- b. adeguamento statico e funzionale delle tre campate ad arco;
- c. rifacimento delle tre campate a travata;
- d. installazione dei dispositivi di appoggio;
- e. adeguamento sismico;
- f. rifacimento dei giunti e delle impermeabilizzazioni;
- g. sistemazione delle rampe di accesso e delle strutture accessorie;
- h. posa delle pavimentazioni;
- i. adeguamento della segnaletica e delle barriere di protezione;
- j. realizzazione di cavidotti per il passaggio dei sottoservizi;
- k. posa di un nuovo impianto di illuminazione e di nuovi parapetti.

In questo articolo verrà in particolare trattato il progetto di adeguamento statico e sismico essendo il primo propedeutico al secondo.

4. IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO STATICO

Prima di procedere all'adeguamento sismico del ponte si è dovuto intervenire sulle strutture sia per renderle adeguate a sopportare i carichi previsti dalle vigenti normative sui ponti stradali sia per realizzare gli allargamenti necessari per "ospitare" i nuovi marciapiedi e le piste ciclabili richieste

dall'Amministrazione Provinciale.

Gli elementi decisivi nelle scelte progettuali per quanto riguarda l'adeguamento statico delle campate ad arco sono stati:

- la sostanziale robustezza degli elementi strutturali principali, e cioè gli archi, le travi tirante;
- l'insufficiente resistenza e rigidità della soletta e dei relativi traversi.

Per quanto riguarda il primo aspetto, le indagini svolte e le verifiche effettuate hanno dimostrato la possibilità di fare affidamento sull'arco senza alcun intervento di rinforzo. Risultava adeguata anche l'armatura della trave tirante, a patto che venisse assicurata la effettiva capacità della soletta di assorbire una quota significativa dello sforzo di trazione inevitabilmente trasmessa dagli archi e, possibilmente, che fossero limitati gli effetti flessionali. I tiranti, infine, risultavano abbastanza sovrasollecitati ed inoltre non esistevano sufficienti garanzie circa la reale durabilità delle armature protette dal calcestruzzo in trazione del rivestimento, in particolare nelle riprese di getto a contatto con la trave-tirante.

La soletta presentava invece sostanziali carenze, dovute allo spessore troppo limitato ed alla eccessiva deformabilità dei traversi, che provocavano sollecitazioni flettenti in senso longitudinale decisamente più elevate di quelle corrispondenti alla schematizzazione adottata in fase di progetto per la quale i traversi fungevano da appoggi rigidi.

Tale situazione ha suggerito una scelta progettuale che tendeva anche, fra l'altro, a conservare, e quindi rispettare, il più possibile gli elementi costruttivi che più caratterizzavano la struttura esistente - e cioè il sistema archi e travi-tiranti.

I problemi descritti sono stati infatti risolti con:

- l'aggiunta, in parallelo alle strutture esistenti, di un nuovo sistema di traversi in acciaio e tiranti di sospensione, con un sostanziale rispetto della geometria della struttura esistente;
- un getto integrativo sulla soletta esistente e la relativa precompressione longitudinale;

I nuovi tiranti di sospensione sono stati posti in opera in verticale a passo costante, sfruttando la campitura imposta dai tiranti esistenti, ed applicando un adeguato strato di pretensione. Sono costituiti da gruppi di quattro tiranti di acciaio inossidabile, evitando così ogni interferenza con la struttura esistente: l'ancoraggio sull'arco è stato ottenuto con piastre esterne, collegate fra di loro da un tirante che consente di ottenere un sistema di trasmissione degli sforzi auto equilibrato, che non ha richiesto onerosi inghisaggi. Si sono ottenuti così i seguenti effetti:

- riduzione della trazione nei tiranti esistenti;
- riduzione della sollecitazione di flessione nelle travi-tiranti;
- un efficace appoggio per i nuovi traversi metallici, che hanno le stesse sagome ed ingombri di quelli esistenti di c.a.;
- adeguate condizioni di sicurezza dell'intero ponte, grazie al dimensionamento dei nuovi tiranti, in grado di resistere anche nel caso in cui cedesse uno dei tiranti esistenti.

I nuovi traversi, che avrebbero di per sé rigidità insufficiente, come quelli esistenti, per contrastare il comportamento prima denunciato, sono stati posti in opera imponendo una pre-flessione che ha consentito di ottenere l'effetto desiderato di riduzione della flessione nella soletta

esistente grazie al corrispondente stato di coazione introdotto.



Foto n° 4: vista intradosso campate ad arco a lavori eseguiti

L'intervento è stato completato da un getto integrativo sulla soletta, il cui spessore (pari a circa 30 cm) è stato inoltre condizionato dalla necessità di livellare l'estradosso, eliminando il dente dovuto al sopralzo dei traversi in corrispondenza dell'attuale marciapiede, per allargare il più possibile le carreggiate riservate al traffico veicolare.

Tale intervento è stato realizzato con calcestruzzo alleggerito, la cui composizione e proprietà saranno oggetto di un apposito paragrafo successivo, tranne brevi tratti terminali in cui è stato impiegato calcestruzzo ad alta resistenza per consentire l'ancoraggio dei cavi di precompressione longitudinale che sono stati semplicemente stesi (inguainati per consentire il successivo tiro) sull'estradosso della soletta esistente ed inglobati nel getto integrativo. In tal modo si sono ottenuti con facilità numerosi effetti favorevoli. Il getto integrativo, infatti, oltre a migliorare le prestazioni statiche della soletta rendendole adeguate anche senza onerose integrazioni dell'armatura all'intradosso, offre buone caratteristiche di isolamento termico contribuendo a diminuire il pericolo di formazione di ghiaccio sulla pavimentazione durante i mesi invernali.



Foto n° 5: nuova soletta in calcestruzzo alleggerito

La precompressione longitudinale è in grado di assicurare l'efficace trasmissione di una quota significativa dello sforzo di trazione trasmesso dagli archi rendendo così sicuramente adeguate, senza effettuare alcun intervento di rinforzo, le

travi-tirante. La sua applicazione secondo le modalità indicate non ha comportato peraltro significativi costi comunque inevitabili.



Foto n° 6: applicazione della precompressione longitudinale

Infine, i nuovi tiranti e traversi in acciaio hanno consentito una facile installazione, ed integrazione con la struttura esistente, delle strutture metalliche con cui si sono realizzate le nuove corsie riservate al traffico ciclo-pedonale.

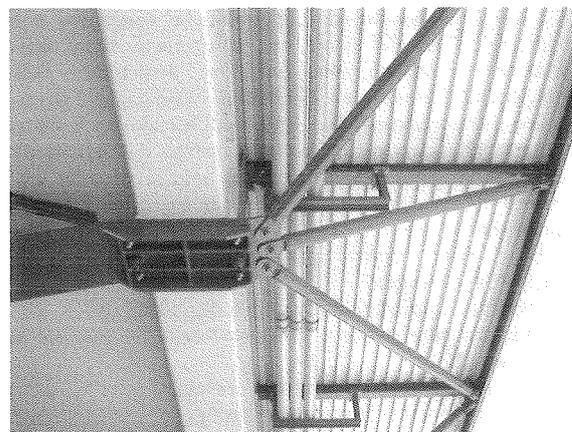


Foto n° 7: particolare attacco nuovo traverso –sbalzo



Foto n°8: vista estradosso particolare nuovo sbalzo

L'ampliamento del ponte infatti è stato progettato in modo da consentire la realizzazione di:

- due corsie riservate al traffico automobilistico di larghezza pari a 3.10 m, con un incremento di 10 cm rispetto alla situazione attuale;
- due piste ciclabili, della larghezza di 1.50 m, sopraelevate rispetto alle corsie stradali di circa 20 cm e separate da esse per mezzo di una barriera metallica di protezione;
- due marciapiedi della larghezza netta di 1.10 m, sopraelevati rispetto alle piste ciclabili di circa 6 cm.

Ne è derivato un impalcato della larghezza complessiva pari a 14.60 m, comprensivi degli ingombri dovuti agli archi esistenti in c.a., che è stato realizzato con allargamenti formati da strutture reticolari a sbalzo in acciaio che sostengono i piani costituiti da lamiere grecate e getto integrativo alleggerito in c.a..



Foto n° 9: vista estradosso ponte a lavori ultimati



Foto n° 10: vista intradosso ponte a lavori ultimati

Tutte le strutture aggiunte sono completamente esterne e ispezionabili, e quindi di facile manutenzione, inoltre gli elementi più critici per quanto riguarda i problemi di durabilità, e cioè i tiranti di sospensione a vista, sono stati realizzati con acciaio inossidabile.

Nella figura seguente è riportata a sezione trasversale di

progetto in corrispondenza delle campate ad arco.

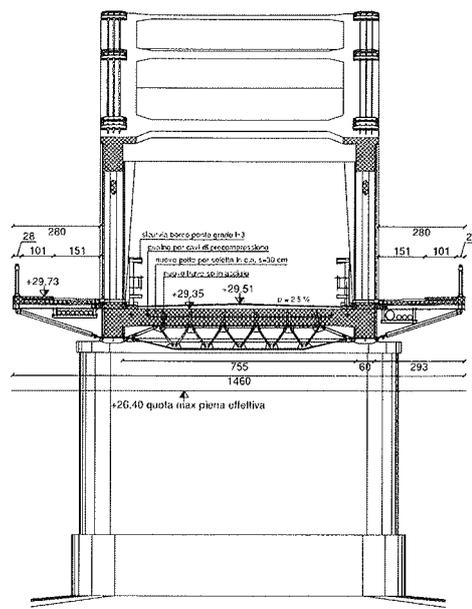


Figura 1: Stato di progetto – sez. trasversale campate arco

Per quanto riguarda le tre campate a trave l'insufficienza sia delle travi principali che del sistema soletta-traversi, richiedeva pesanti interventi di rinforzo, con costi superiori rispetto alla demolizione e successiva ricostruzione, si è pertanto optato per questa seconda soluzione.

E' stata infatti prevista in progetto la realizzazione di tre nuove travate formate da quattro travi in acciaio saldate di altezza pari a 85 cm – con traversi reticolari in profili angolari – e soletta superiore collaborante in calcestruzzo ad alta resistenza di altezza pari a 20+4 cm.

Infine, per ottenere l'adeguamento funzionale nei termini indicati per le campate ad arco, la realizzazione di una soletta a sbalzo, è stata eseguita con la stessa tipologia delle strutture metalliche impiegate per le campate ad arco.

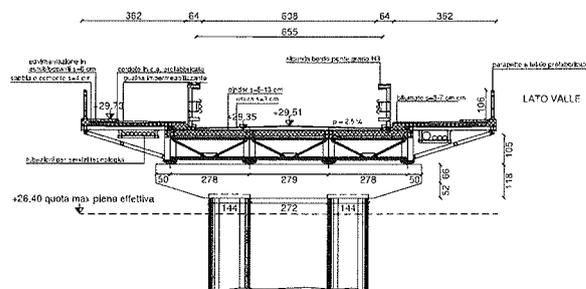


Figura 2: Stato di progetto – sez. trasversale campate a trave

5. IL PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO

Il principio di funzionamento del sistema di protezione sismica adottato per il ponte prevede che:

- una spalla, opportunamente rinforzata, assorba tutte le forze orizzontali che si creano durante il sisma in direzione longitudinale;
- i dispositivi di dissipazione a comportamento elasto-plastico, opportunamente dimensionati, limitino le forze orizzontali trasversali agenti in sommità alle pile.

- Gli interventi previsti sono consistiti nella realizzazione di:
- una palificata, a tergo della spalla in sinistra Adige in grado di assorbire tutte le forze orizzontali che possono svilupparsi longitudinalmente nel corso del sisma;
 - un sistema di collegamento degli impalcanti, realizzato solidarizzando fra le varie campate la soletta integrativa in calcestruzzo, (il sistema presenta così una rigidità elevata nel piano orizzontale e molta scarsa flessione, lasciando quindi inalterata la distribuzione dei momenti lungo le campate e le reazioni sulle pile);

e nell'installazione di:

- nuovi apparecchi d'appoggio multidirezionali sotto ogni campata posizionati in modo da permettere le naturali dilatazioni e contrazioni indotte dalle variazioni termiche sulla struttura. Per eseguire tale intervento si è reso necessario sollevare tutte e tre le campate ad arco. Gli appoggi sono in acciaio con superficie di scorrimento in teflon (PTFE). Per ogni campata ad arco si sono resi necessari quattro appoggi con portata utile pari a 4500 kN mentre per le nuove campate a trave otto appoggi da 1000 kN. Gli appoggi inseriti sono stati dimensionati per garantire scorrimenti longitudinali proporzionali alla loro distanza dalla spalla in sinistra (fissa) a cui è stato vincolato l'intero impalcato. Sono stati inoltre eseguiti interventi di rinforzo in corrispondenza dei loro piani di appoggio;

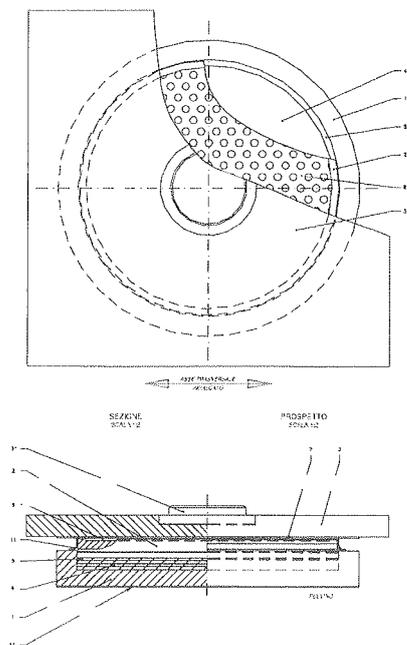


Figura 3: appoggio multidirezionale FIP VASOFLON

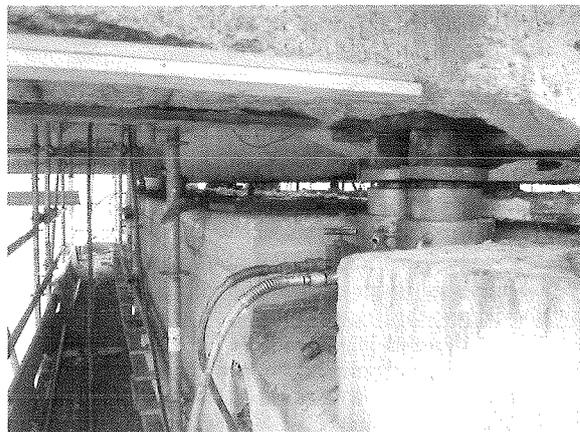


Foto n° 11: fase di sollevamento delle campate a arco

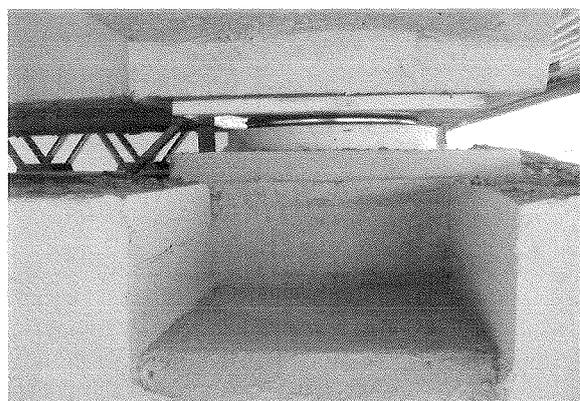


Foto n° 12: nuovo appoggio multidirezionale campate ad arco

- dissipatori elasto-plastici su tutte le pile e sulla spalla in destra Adige idonei a vincolare l'impalcato nei riguardi dell'azione trasversale del vento e nel contempo a limitare la forza massima trasversale – al valore di soglia plastica – che può investire le strutture verticali in caso di sisma;

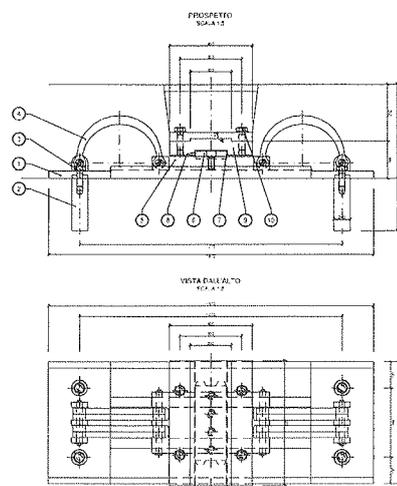


Figura 4: dissipatore antisismico trasversale FIP MEL

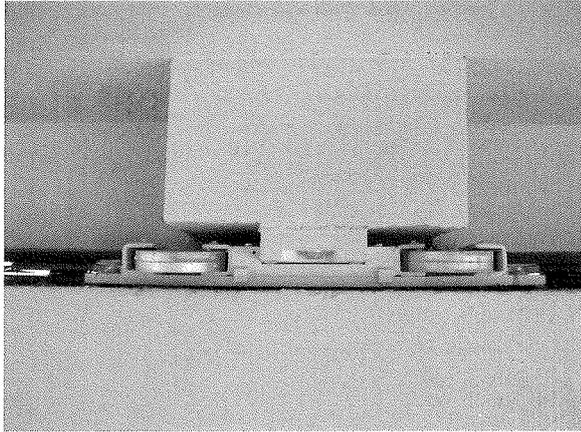


Foto n° 13: ritegno elastoplastico per campate ad arco



Foto n° 15: formazione micropali per rinforzo spalla destra

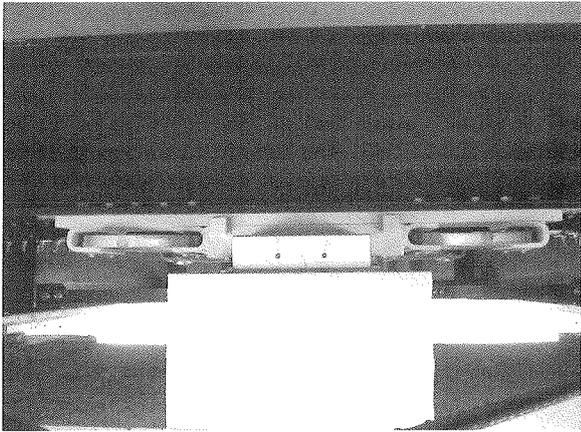


Foto n° 14: ritegno elastoplastico per nuove campate a trave



Foto n° 16: paratia di micropali spalla sinistra

E' stato inoltre eseguito l'adeguamento della spalla in destra Adige, mediante l'inserimento di micropali inclinati in grado di contenere le spinte orizzontali che si generano in caso di sisma per la presenza del rilevato.

La figura n°5 illustra la "catena cinematica" ottenuta a seguito degli interventi sopra descritti.

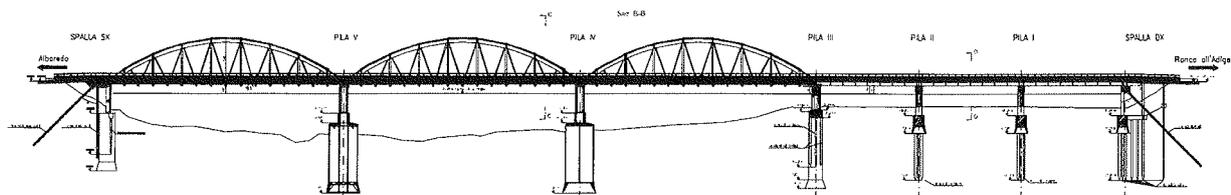


Figura 5: Meccanico a catena cinematica ottenuto solidarizzando la nuova soletta in calcestruzzo alleggerito collegata paratia di micropali realizzata nella spalla in sinistra Adige.

6. L'IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO ALLEGGERITO

La nuova soletta in calcestruzzo, continua su tutte e sei le campate, è stata realizzata con calcestruzzo strutturale alleggerito a ritiro compensato in particolare per:

- limitare l'incremento complessivo dei carichi sulle fondazioni, in modo da non rendere necessario alcun intervento di rinforzo delle stesse;
- ridurre le azioni orizzontali dovute al sisma sia in direzione longitudinale che trasversale.

È stato impiegato un calcestruzzo avente le seguenti caratteristiche principali:

- massa volumica a calcestruzzo indurito pari a circa 1900 kg/m³;
- resistenza cubica caratteristica a 28 gg. $R_{ck} \geq 30$ MPa;
- Classe di esposizione XF4;
- Consistenza S4;
- Espansione contrastata (UNI 8148) pari a 0.4/1000 a 7 giorni e non inferiore a questo valore a 28 giorni.
- Diametro max inerte 15 mm;
- Argilla espansa con granulometria 0-15 mm; densità 700 Kg/m³;
- resistenza allo schiacciamento dei granuli UNI 7549/7 ≥ 6.0 N/mm²;

Il mix design studiato per fornire tali proprietà prevedeva:

- Sabbia grossa 0-5 mm: 600 kg;
- Argilla espansa (tipo Leca strutturale): 360 kg;
- Ghiaia 0-15mm: 240 kg;
- Legante: cemento tipo Macflow 380 kg;
- Contenuto d'acqua totale dell'impasto 196 l;
- Additivo aerante;
- Additivo fluidificante;

Durante l'intera fase di realizzazione dell'opera sono state costantemente verificate le proprietà sopra riportate ed in particolare la resistenza cubica caratteristica a 28 gg. che è risultata, in ogni prova eseguita, maggiore a 35 MPa mentre la massa volumica è risultata mediamente pari a 1900 kg/m³ con variazioni contenute intorno al 2%.

ANALISI SPERIMENTALE DELL'EFFICACIA DI INTERVENTI DI RINFORZO DI PILASTRI IN C.A. CON ANGOLARI E CALASTRELLI

Rosario Montuori¹, Vincenzo Piluso¹, Gianvittorio Rizzano¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Università degli Studi di Salerno.

SOMMARIO

Nel presente lavoro vengono presentati i risultati di una campagna di prove sperimentali finalizzate alla valutazione della efficacia di interventi di rinforzo di colonne in c.a. mediante angolari e calastrelli. Le prove sono state effettuate a valle della messa a punto di un modello di calcolo che permette di valutare la capacità portante delle colonne sia prima che dopo l'intervento di rinforzo e che consente di portare in conto diversi parametri spesso trascurati nella corrente pratica progettuale. A valle delle prove il modello di calcolo è stato opportunamente affinato sulla base delle evidenze sperimentali. Infine, la resistenza delle colonne sottoposte a sperimentazione è stata analizzata anche secondo le indicazioni fornite dalla ordinanza PCM 3274, al fine di valutarne l'efficacia e l'affidabilità.

SUMMARY

In this paper, the results of an experimental program dealing with the evaluation of the behaviour of R/C columns confined by means of angles and battens are presented. The tests have been planned after the calibration of an analytical model for predicting the load carrying capacity of strengthened and non-strengthened columns which is able to account for many parameters often neglected in the current design practice. Starting from the experimental results, the proposed model has been improved. Finally, the load carrying capacity of tested specimens has been evaluated according to the provisions of the Italian code PCM 3274 in order to analyse its accuracy.

1. INTRODUZIONE

Il presente lavoro muove le basi da una problematica spesso affrontata nella pratica progettuale in maniera qualitativa piuttosto che quantitativa. Infatti, il rinforzo mediante angolari e calastrelli si trova descritto in moltissimi manuali di ingegneria ed architettura già a partire da alcuni decenni fa. Spesso le descrizioni di tali tipi di interventi sono corredati da immagini fotografiche che ne testimoniano l'impiego. Il problema sta nel fatto che nella maggior parte dei casi non è presente alcuna indicazione relativa alla valutazione della effettiva capacità portante che la colonna avrà una volta completato l'intervento. Quando tali indicazioni sono presenti sono da intendersi come "indicazioni di massima" che vanno poi opportunamente e attentamente valutate prima di essere utilizzate.

Viste le novità introdotte dalla ordinanza PCM 3274 relativamente alla riclassificazione sismica, in base alla quale molti comuni sono passati da zona non sismica a zona sismica di terza o seconda categoria, e considerato che molte strutture risultano staticamente insufficienti nei confronti delle esigenze statiche derivanti dalla riclassificazione o, indipendentemente da essa, a causa dei danni conseguenti ad eventi sismici o a causa della vetustà, è ovvio aspettarsi, nell'immediato futuro, una attenzione sempre crescente verso tutte le tecniche di intervento sull'esistente.

La stessa ordinanza, prevede al punto 11.3.4.2 un esplicito riferimento, seppur parzialmente incompleto, al calcolo della resistenza di colonne in c.a. rinforzate con incamiciature di acciaio.

Nell'ottica di una politica di adeguamento o miglioramento sismico, appare evidente che è necessario dotarsi di procedure di calcolo che permettano di progettare l'intervento di rinforzo che si va a realizzare portando in conto tutta una serie di fattori spesso completamente trascurati.

La metodologia utilizzata nel presente lavoro, già presentata dagli autori [1], [2], considera aspetti che in genere sono in parte o del tutto trascurati, quali: lo stato deformativo derivante dalle sollecitazioni preesistenti che impegnano la sezione non rinforzata, l'influenza del diverso comportamento del calcestruzzo efficacemente confinato rispetto a quello non confinato, la variazione di area di calcestruzzo efficacemente confinato a seguito dell'intervento di rinforzo, la variazione del legame σ - ϵ del calcestruzzo confinato a causa della maggiore quantità di area di armatura "confinante" (i calastrelli) e la possibilità che le barre longitudinali possano instabilizzarsi. Inoltre a seconda di come viene realizzato il dettaglio costruttivo in prossimità dei nodi, gli angolari possono essere considerati reagenti sia a trazione che a compressione, solo a compressione, oppure, nel caso in cui non si ponga nessuna attenzione alla realizzazione del collegamento fra angolare e impalcato, essi debbono essere considerati solo per la loro azione di confinamento.

I risultati derivanti dalla campagna di prove sperimentali condotte presso il laboratorio di strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Salerno sono stati utilizzati per validare la metodologia e per introdurre alcune correzioni al modello di calcolo come appreso illustrato. Infine, vista la presenza nella ordinanza PCM 3274, di un paragrafo dedicato esplicitamente al calcolo della resistenza di colonne con incamiciatura di acciaio, è stato eseguito un confronto tra tali indicazioni ed i risultati sperimentali.

2. LA METODOLOGIA DI CALCOLO UTILIZZATA

Nel presente studio vengono presentati i risultati di una sperimentazione, attualmente in corso presso l'Università di Salerno, mediante la quale si intende validare ed eventualmente affinare una procedura di calcolo già presentata [1], [2].

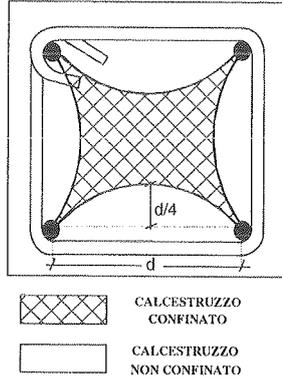


Figura 1: calcestruzzo efficacemente confinato

Il modello di calcolo fa riferimento ad un legame tensione-deformazione del calcestruzzo che si può definire di ultima generazione. Tale modello si particolarizza in maniera differente per differenti zone di una stessa sezione a seconda che esse possano essere ritenute efficacemente confinate o meno dalle armature presenti, siano esse preesistenti che aggiunte a seguito del rinforzo. Pertanto, all'interno di una stessa sezione si utilizzano due differenti legami costitutivi: uno per il calcestruzzo confinato e un altro per il calcestruzzo non confinato (Figura 1).

2.1 MODELLAZIONE DEL CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo viene modellato con un opportuno legame costitutivo, basato su recenti studi in materia [3], [4], che consente di effettuare la fondamentale distinzione fra calcestruzzo confinato e non confinato. Pertanto, è come se la sezione fosse costituita da due diversi materiali in quanto il comportamento del calcestruzzo confinato risulta essere notevolmente diverso da quello del calcestruzzo non confinato sia per quanto riguarda la resistenza che la duttilità.

Il modello proposto da Mander et al. (1988) si basa sulla seguente relazione:

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \chi^r}{r - 1 + \chi^r} \quad (1)$$

dove:

$$f_{cc} = f_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f_c}} - 2 \frac{f_l}{f_c} - 1.254 \right) \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (3)$$

$$\chi = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (6)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_c} \quad (MPa) \quad (7)$$

in cui f_c è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo non confinato ed ε_c la corrispondente deformazione; f_{cc} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo confinato ed ε_{cc} la corrispondente deformazione; E_{sec} e E_c

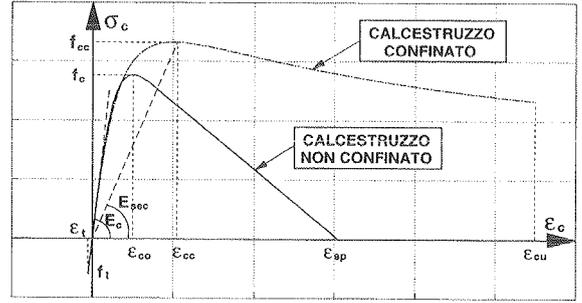


Figura 2: Legame σ - ε utilizzato per il calcestruzzo

Come chiaramente mostrato in Figura 2, rappresentano, rispettivamente, il modulo elastico secante e tangente; f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio confinante (staffe), ed s e A_s sono, rispettivamente, il passo e l'area delle staffe. Infine, f_l rappresenta la tensione laterale di confinamento che, per una sezione circolare di diametro D e copriferro c , è pari a

$$f_l = 0.95 \frac{2 f_y A_s}{(D - 2c)s} \quad (8)$$

È interessante notare che nel caso in cui la tensione di confinamento risulta pari a zero, le relazioni (2) e (3) forniscono, rispettivamente, $f_{cc} = f_c$ e $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cc0} = 0.002$ ovvero la tensione massima e la corrispondente deformazione per il calcestruzzo non confinato.

La completa rappresentazione del legame costitutivo del calcestruzzo non confinato si ottiene impiegando la relazione (1) fino ad una deformazione pari a $2\varepsilon_{cc0}$; da tale livello di deformazione è necessario calcolare la tangente alla curva ottenuta e proseguire fino ad incontrare l'asse delle ascisse determinando il punto ε_{sp} che individua la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato (Figura 2).

Nel caso di sezione rettangolare la relazione (2) non risulta più esprimibile in forma chiusa, pertanto, per il calcolo di f_{cc} è necessario ricorrere all'abaco riportato in Figura 3.

Per utilizzare tale abaco occorre calcolare le tensioni di confinamento f_{l1} e f_{l2} date da:

$$f_{l1} = \min(f_{lx}, f_{ly}) \quad f_{l2} = \max(f_{lx}, f_{ly}) \quad (9)$$

con:

$$f_{lx} = 0.75 f_y \rho_x \quad e \quad f_{ly} = 0.75 f_y \rho_y \quad (10)$$

essendo

$$\rho_x = \frac{n_{bx} A_s (b - 2c)}{s(b - 2c)(h - 2c)} \quad \rho_y = \frac{n_{by} A_s (h - 2c)}{s(b - 2c)(h - 2c)} \quad (11)$$

dove b , h e c rappresentano rispettivamente base, altezza e copriferro della sezione, n_{bx} e n_{by} rappresentano la somma fra il numero di braccia delle staffe e il numero di tiranti in direzione parallela, rispettivamente, a b e ad h .

Inoltre, per completare la descrizione del legame costitutivo in compressione del calcestruzzo confinato, è necessario individuare la deformazione ultima ε_{cu} che viene valutata mediante la relazione seguente:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 f_y \rho_s \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (12)$$

dove, ε_{su} rappresenta la deformazione ultima dell'acciaio e ρ_s la percentuale volumetrica di armatura confinante.

Quest'ultima è pari a $\rho_x + \rho_y$ per le sezioni rettangolari e a $4A_s / [(D - 2c)s]$ per le sezioni circolari.

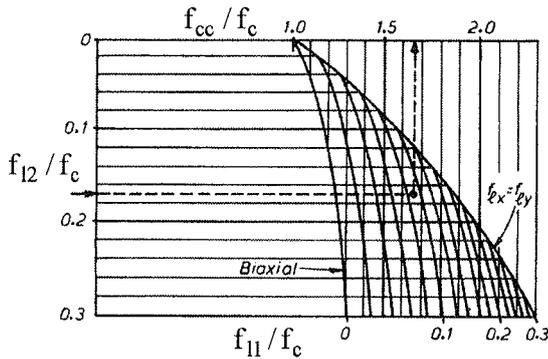


Figura 3: Abaco per il calcolo di f_{cc} per sezioni rettangolari

Infine, resta da caratterizzare la resistenza a trazione, uguale sia per il calcestruzzo confinato che per il calcestruzzo non confinato, che viene espressa da:

$$f_t = 0.5\sqrt{f_c} \quad (\text{MPa}) \quad (13)$$

con un modulo di resistenza a trazione che può essere considerato pari a E_c .

2.2 MODELLAZIONE DELL'ACCIAIO

La modellazione del comportamento dell'acciaio, piuttosto consolidato in letteratura, è rappresentato in Figura 4, dove ϵ_{sy} è la deformazione allo snervamento, ϵ_{sh} è la deformazione in corrispondenza della quale inizia l'incrudimento determinata come $\epsilon_{sh} = 10\epsilon_{sy}$ e ϵ_{su} è la deformazione ultima determinata come $\epsilon_{su} = 100\epsilon_{sy}$. Il tratto che va dall'inizio dell'incrudimento alla deformazione ultima può essere rappresentato da una parabola avente la seguente espressione:

$$\sigma_s = f_y \left[\frac{f_u}{f_y} - \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \left(\frac{\epsilon_s - \epsilon_{sh}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^2 \right] \quad (14)$$

dove f_u è la resistenza a rottura dell'acciaio.

Appare opportuno richiamare l'attenzione sul fatto che, nell'attuale normativa italiana, per acciai ad aderenza migliorata si richiede che il rapporto f_u/f_y sia maggiore di 1.25-1.30 a seconda del tipo di acciaio, mentre per acciai in barre lisce tale rapporto deve essere superiore a 1.50-1.55. Le normative italiane relative a qualche decennio addietro prevedevano limiti di accettazione per f_u ed f_y tali da ottenere valori del rapporto f_u/f_y , anche superiori a 1.80-2.00 (Regio Decreto 16/11/1939 n°2229). Tale precisazione è importante in quanto in funzione dell'epoca di realizzazione dell'elemento strutturale analizzato e del tipo di acciaio impiegato si deve utilizzare una opportuna modellazione che, come illustrato nelle relazioni precedenti, influisce anche sul comportamento del calcestruzzo.

Il legame costitutivo dell'acciaio appena richiamato può essere correttamente utilizzato per le sole barre in trazione, infatti nel caso in cui la barra risulti compressa, e il calcestruzzo costituente il copriferro sia completamente saltato, è giusto considerare la possibilità per la barra stessa di instabilizzarsi.

In Figura 5 si può osservare il cinematismo che è possibile considerare per una barra di armatura instabilizzata. Le staffe del pilastro possono essere considerate un vincolo assimilabile ad un appoggio, per cui l'intera barra può essere vista come una trave su più appoggi caricata di punta. Ovviamente, al crescere dello sforzo normale, il tratto di barra compreso fra

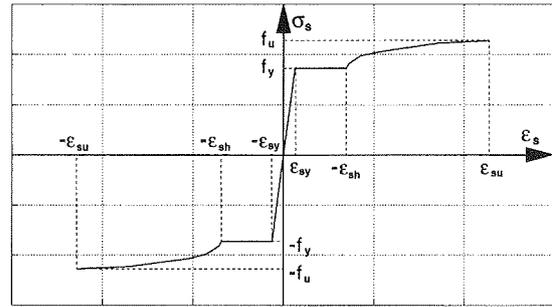


Figura 4: Schematizzazione del legame σ - ϵ per l'acciaio

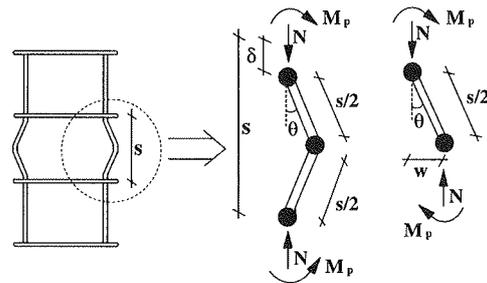


Figura 5: Cinematismo di una barra instabilizzata

due staffe consecutive evolve verso un cinematismo individuato da tre cerniere plastiche (Figura 5). L'equilibrio di un tratto di barra instabilizzata fornisce:

$$N = \frac{2M_p}{w} \quad (15)$$

dove M_p è il momento plastico della barra e w è lo spostamento trasversale. Inoltre, lo spostamento longitudinale δ e la rotazione rigida θ sono legati dalla relazione

$$\delta = s - 2(s/2)\cos\theta = s(1 - \cos\theta) \quad (16)$$

dove s rappresenta il passo delle staffe.

Ricavando $\cos\theta$ dalla (16), è possibile esprimere lo spostamento longitudinale w come:

$$w = \frac{s}{2}\sin\theta = \frac{s}{2}\sqrt{1 - \cos^2\theta} = \frac{s}{2}\sqrt{2\frac{\delta}{s} - \frac{\delta^2}{s^2}} \quad (17)$$

Sostituendo l'espressione di w nella eq. (15), si ricava il legame $N - \delta$ fra lo sforzo normale e l'accorciamento, ovvero fra la tensione media $\sigma_s = N/A_l$ (con A_l = area della barra longitudinale) e la deformazione assiale della barra instabilizzata $\epsilon_s = \delta/s$:

$$\sigma_s = \frac{4M_p}{sA_l\sqrt{2\epsilon - \epsilon^2}} \quad (18)$$

Tale relazione, nel caso in cui si consideri M_p costante, non tiene conto della interazione fra sforzo normale e momento flettente, ovvero della riduzione del momento plastico per effetto dello sforzo assiale. Per portare in conto tale effetto, è necessario considerare il legame esistente fra N e $M_p(N)$ sulla base di una distribuzione plastica di tensioni come illustrato in Figura 6. Con riferimento a tale figura risulta:

$$N = R^2(\pi - 2\phi + \sin 2\phi)f_y \quad (19)$$

$$M_p(N) = \frac{4}{3}R^3f_y\sin^3\phi \quad (20)$$

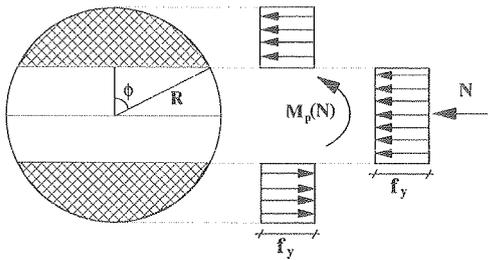


Figura 6: Distribuzione plastica di tensioni

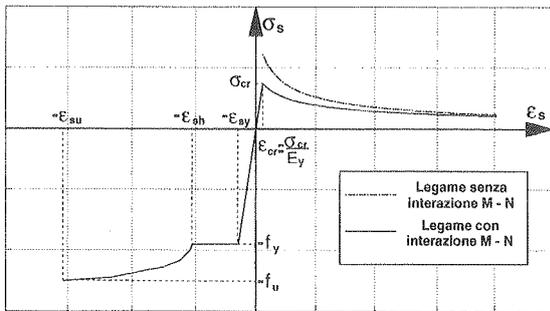


Figura 7: Legame σ - ϵ per una barra libera di instabilizzarsi

dove f_y rappresenta la tensione di snervamento dell'acciaio, R il raggio della sezione della barra e ϕ individua l'asse neutro della sezione. L'impiego delle relazioni (18), (19), e (20) richiede una procedura iterativa. In particolare, fissato un valore della deformazione assiale ϵ , ed una posizione di primo tentativo dell'asse neutro ($\phi = \pi/2$), la (18) fornisce il valore della tensione media della barra e, quindi, il corrispondente sforzo assiale $N = \sigma_c A_l$ da introdurre nella (19) per correggere la posizione ϕ dell'asse neutro. Il valore di ϕ ottenuto consente, mediante la (20), il calcolo del momento plastico ridotto da reintrodurre nella (18) per correggere il valore della tensione media della barra fino al raggiungimento della convergenza.

Per completare il legame σ - ϵ della barra è necessario definire da quale punto in poi si deve utilizzare la relazione (18). Infatti, considerato lo sforzo normale critico pari a quello euleriano, il legame risulta completamente individuato come mostrato dalla curva a tratto continuo di Figura 7. Nella stessa figura viene anche mostrata l'influenza della riduzione del momento flettente per effetto dello sforzo assiale rispetto al caso in cui si considera M_p costante. Si può notare che più piccola è la deformazione assiale e maggiore è la differenza fra le due curve.

2.3 IL CALCOLO DEL DIAGRAMMA MOMENTO - CURVATURA

In base a quanto precedentemente illustrato, è possibile definire un modello di calcolo del diagramma momento-curvatura, per sforzo normale fissato, per una sezione in cemento armato.

Volendo utilizzare diversi legami costitutivi per i diversi materiali in essa presenti, si è proceduto a suddividere la sezione in tanti elementini, ognuno dei quali dotato del suo legame costitutivo a seconda che si tratti di calcestruzzo efficacemente confinato, calcestruzzo non confinato, acciaio costituente le barre di armatura o acciaio costituente gli

angolari di rinforzo. Se si vuole considerare l'influenza del carico agente sulla sezione prima del rinforzo, è necessario eseguire il calcolo prima su tale sezione in maniera da memorizzare le deformazioni già presenti in ogni singolo elementino all'atto dell'intervento di rinforzo. Pertanto, è necessario determinare preliminarmente le parti di sezione confinate e non sia della sezione preesistente che della sezione rinforzata. A tal fine, individuate le barre di armatura che possiamo definire "confinanti" o di vincolo, cioè quelle che si trovano negli angoli oppure quelle che pur trovandosi lungo i lati della sezione sono vincolate da tiranti, è possibile determinare degli archi di parabola all'interno della sezione che separano le parti confinate da quelle non confinate [7] come mostrato in Figura 1 per la sezione non rinforzata, e in Figura 8 per la sezione rinforzata. A tal proposito è importante notare l'azione di confinamento esercitata dagli angolari. Nella Figura 8 è mostrato il caso in cui le estremità degli angolari sono considerate come punti confinanti e il caso in cui solo lo spigolo dell'angolare è tale da costituire un punto confinante. La prima soluzione è quella proposta dagli stessi autori in [1] e [2], la seconda, invece è quella che viene qui proposta a valle delle sperimentazioni illustrate nei paragrafi successivi. In particolare, nel seguito si farà riferimento anche al caso in cui le parabole colleganti i punti confinanti hanno una freccia non più pari ad un quarto, ma ad un sesto della distanza fra le barre stesse.

Noti i tre legami costitutivi per i materiali presenti, il procedimento di calcolo implementato nel codice "SCAB" (Strengthened Column with Angles and Battens) consente di calcolare il diagramma momento-curvatura per sforzo normale assegnato. In tale calcolo, l'instabilità delle barre viene presa in considerazione solo quando il copriferro, costituito interamente da calcestruzzo non confinato, è completamente "saltato", ovvero quando gli elementini di calcestruzzo non confinato che si trovano a contatto con la barra raggiungono la deformazione ultima [5]. Operando in tale modo si suppone che il calcestruzzo non confinato, fin quando non raggiunge la deformazione ultima, sia capace di offrire alla barra un vincolo laterale sufficientemente rigido da evitare l'insorgere prematuro della instabilità. Bisogna notare che questo è il minimo effetto imputabile alla instabilità. Infatti, può anche accadere che il calcestruzzo non confinato, prima di raggiungere la deformazione ultima, non sia più in grado di offrire un efficace vincolo laterale alla barra, la quale instabilizzandosi espelle il calcestruzzo costituente il copriferro.

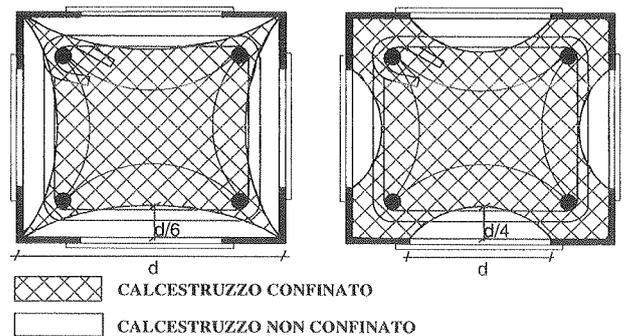


Figura 8: diverse possibilità di individuazione del calcestruzzo efficacemente confinato per la sezione rinforzata

3.LE PROVE SPERIMENTALI

3.1 I PROVINI TESTATI

I test sono stati eseguiti su 13 pilastri quadrati di lato pari a circa 15 cm e altezza pari a circa 50cm. Ogni pilastro è stato realizzato con armature longitudinali costituite da barre di diametro $\phi 10$ o $\phi 16$ ad aderenza migliorata, con staffe ed eventuali tirantini di contenimento costituiti da barre $\phi 6$ lisce.

Dei 13 pilastri, 8 sono stati rinforzati mediante angolari (30x30x2mm) e calastrelli (15x3mm). Le eccentricità utilizzate e le armature presenti sono indicate in

Tabella 1. Quando le barre sono 8, esse sono posizionate, oltre che nei quattro angoli, anche al centro di ogni lato e gli eventuali tirantini sono ovviamente posizionati fra queste ultime. Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche dei pilastri, esse sono riportate in

Tabella 1 ed in Tabella 2 con riferimento ai simboli riportati in Figura 9. Per i provini rinforzati, le misure delle basi e delle altezze sono al lordo degli angolari, pertanto ad esse devono essere detratte 6mm dovuti alla presenza degli angolari.

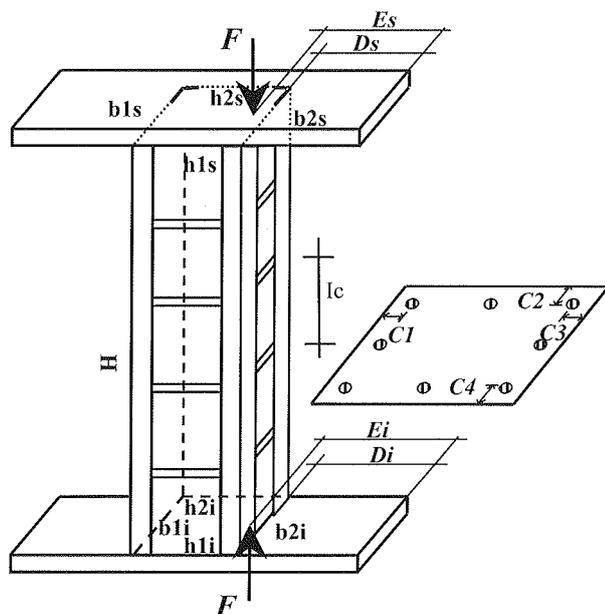


Figura 9: geometria dei provini testati

Tabella 2: geometria dei provini testati (cm)

Prov.	H1s	H2s	B1s	B2s	H1i	H2i	B1i	B2i	Ds	Es	Di	Ei	C1	C2	C3	C4	Ic
PROVINI NON RINFORZATI																	
A-NR	15.5	15.5	15.3	16	15.3	15.3	15.5	16	12.2	12.7	12	12.7	2	2.4	2	2	
B-NR	15.5	15.7	15.8	15.7	15.5	15.7	15.8	16	12	15	12	15.6	2.4	1.8	2.5	1.8	
C-NR	15.4	15.4	15.6	15.8	15.7	15.7	15.6	15.7	12.3	12.5	12.1	12.8	2.1	2.1	2.1	2.2	
D-NR	15	15.5	14.8	14.8	15	15.5	15	15	13	12.1	13	12.9	2.2	2.5	2.2	2.1	
E-NR	15.9	15.4	15.8	15.6	16	15.4	15.7	15.6	11.4	12.8	11.7	15.4	2.6	2.7	2.7	2.7	
PROVINI RINFORZATI																	
A-R1	16.2	16.2	17	16.5	16.2	16.2	17	16.5	11.5	12.3	11.5	12.3	2	2.4	2	2.4	12
B-R1a	16.3	16.6	16.3	16.7	16.2	16.5	16.6	16.4	11.6	14.7	11.5	15.3	2.2	2.2	2.4	2.2	11.3
B-R1b	16.1	16.1	16.8	16.7	16	16.2	16.8	16.7	12.2	14.7	12	15.4	2.5	2.2	2.5	2.2	11.7
C-R1	16.5	15.7	16.8	16.8	16.3	16	17	16.8	11.9	12.3	12.1	12.5	2.2	2	2.3	2	11.2
D-R1	16.1	16.7	16.6	16.7	15.8	16.3	16.6	16.5	11.6	12.1	12.5	12.5	2.5	2.9	2.8	2.5	11.3
D-R2	16.9	17.3	17	17	17	17.6	17.1	16.9	11.1	12.2	11	12.6	2.5	2.6	3.2	2.3	8.6
D-R3	16.2	16.8	16.7	16.7	16.5	17.2	16.2	16.4	11.5	12.4	11.3	12.8	2.4	3.1	3.3	2.9	8.3
E-R1	16.5	16.7	16.5	16.7	16.4	17	16.7	16.8	13	14.8	11.6	15.3	2.7	2.8	2.8	2.7	11.3

I test sperimentali sono stati condotti ad eccentricità costante incernierando gli estremi dei pilastri alla pressa da laboratorio mediante un opportuno sistema di piastre in acciaio come mostrato in Figura 10. Tale sistema, permette di applicare un carico eccentrico e prevede l'adozione di due diversi set di piastre per conseguire due diverse eccentricità dello sforzo di compressione. Per effettuare una corretta modellazione di tutti i materiali utilizzati, essi sono stati a loro volta soggetti a prove di carico. In particolare, per quanto riguarda l'acciaio, sono stati determinati, per ogni singolo elemento base (barra $\phi 10$, barra $\phi 16$, staffe, angolari e calastrelli) i valori medi di snervamento e di rottura riportati in Tabella 3. Per tutti gli elementi in acciaio la variabilità dei risultati è stata estremamente contenuta, pertanto, i risultati riportati sono molto rappresentativi di quelli che sono i reali limiti di snervamento e di rottura. Purtroppo, non si può dire la stessa cosa per quanto riguarda la resistenza del calcestruzzo. Infatti, benché provenienti da un unico getto, i 5 cubetti di calcestruzzo hanno dato i risultati riportati nella parte destra della Tabella 3. La variazione fra valore minimo e massimo (23% rispetto al massimo) determina una incertezza sul valore effettivo della resistenza del calcestruzzo che non permette di affinare il modello di calcolo oltre un certo limite come verrà mostrato nel paragrafo successivo.

Tabella 1: indicazione delle eccentricità usate e delle armature presenti nei pilastri sperimentati in laboratorio

Provinci non rinforzati	
8 $\phi 10$ con $e=h/2$	A-NR
8 $\phi 10$ con $e=h/3$	B-NR
8 $\phi 10$ con tirantini ed $e=h/2$	C-NR
4 $\phi 16$ con $e=h/2$	D-NR
4 $\phi 16$ con $e=h/3$	E-NR
Provinci rinforzati	
8 $\phi 10$ con $e=h/2$	A-R1
8 $\phi 10$ con $e=h/3$	B-R1a
8 $\phi 10$ con $e=h/3$	B-R1b
8 $\phi 10$ con tirantini ed $e=h/2$	C-R1
4 $\phi 16$ con $e=h/2$	D-R1
4 $\phi 16$ con $e=h/2$ con angolari reagenti solo a compressione	D-R2
4 $\phi 16$ con $e=h/2$ con angolari solo confinanti	D-R3
4 $\phi 16$ con $e=h/3$	E-R1

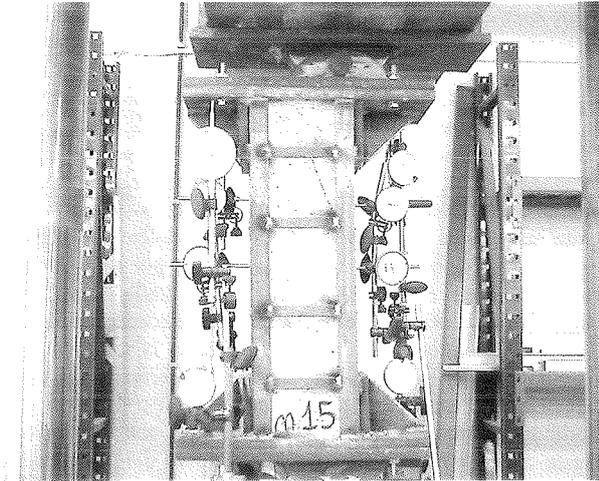


Figura 10: uno dei provini testati

Tabella 3: risultati relativi ai materiali utilizzati

TIPO	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	Cubetto	R_{cubica} (N/mm ²)
Barra $\phi 10$	491	593	1	25.5
Barra $\phi 16$	539	655	2	28.1
Staffe	350	454	3	33.0
Angolari	353	508	4	27.0
Calastrelli	291	465	5	27.2

3.2 L'ORDINANZA PCM 3274

Al fine di applicare quanto previsto dall'ordinanza PCM 3274 è utile richiamare quanto in essa riportato al fine di mettere in luce alcune aspetti che potrebbero essere suscettibili di diversa interpretazione.

Al punto 11.3.4.2 l'ordinanza prevede la possibilità di tener conto dell'effetto di confinamento dovuto alla presenza di angolari e calastrelli considerando una resistenza del calcestruzzo pari a:

$$f_{cc} = f_{cd} \left[1 + 0.37 \left(\frac{0.5 \alpha \rho_s f_{yw}}{f_{cd}} \right) \right]^{0.87} \quad (21)$$

dove α è il fattore di efficienza (riportato nell'appendice dell'ordinanza relativamente ad un'altra formula) dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_c} \right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_c b_c} \right) \quad (22)$$

essendo s_h l'interasse dei calastrelli, b_c e h_c le dimensioni del nucleo confinato e b_i la distanza fra le barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro; f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio della camicia (in questo caso i calastrelli); ρ_s rappresenta la percentuale geometrica dell'acciaio della camicia, non esplicitamente riportato dall'ordinanza. Tuttavia, dalle relazioni riportate nell'appendice dell'ordinanza e in relazione a quello che è il significato di tale parametro in formule similari, è sembrato opportuno porre tale parametro pari a:

$$\rho_s = \frac{2A_{cal}b_c}{b_ch_cs_h} + \frac{2A_{cal}h_c}{b_ch_cs_h} \quad (23)$$

Anche la deformazione ultima del calcestruzzo viene variata nella forma seguente:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 0.6 \frac{\rho_s \varepsilon_{su} f_{yw}}{f_{cc}} \quad (24)$$

dove f_{yw} , e la tensione di snervamento dell'acciaio costituente la camicia, quindi, in questo caso, dei calastrelli. Per quanto riguarda ε_{su} , non trovando alcun riscontro nell'ordinanza, è sembrato lecito far riferimento ancora alla deformazione ultima dell'acciaio della camicia. Per tale valore, non avendo senso, in questo caso, riferirsi al limite di 0.01 previsto per le verifiche agli stati limite, in analogia a quanto fatto per il modello di calcolo proposto, è stato considerato un valore di ε_{su} pari a $100 \cdot \varepsilon_{y}$.

Il tipo di legame costitutivo utilizzato per il calcestruzzo è quello fornito dalla normativa italiana, ovvero un parabola-rettangolo con resistenza e deformazione date, rispettivamente, dalle (21) e (24). Ovviamente, dovendo confrontarsi con delle prove sperimentali, nella equazione (21), è stato considerato f_{cd} pari a $0.83 \cdot R_c$ con R_c resistenza cubica fornita dai provini.

Infine, un'ultima precisazione deve essere fatta relativamente alla sezione di calcolo. Nell'attuale ordinanza, si afferma che le proprietà meccaniche relative al calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione. Pertanto l'intera sezione è stata modellata con un calcestruzzo avente resistenza e deformazione date dalle (21) e (24). Inoltre gli angolari, così come fatto per il modello di calcolo proposto, sono stati considerati reagenti a trazione e/o a compressione solo quando effettivamente reagenti a trazione e/o a compressione nelle prove sperimentali.

Per quanto riguarda il legame costitutivo dell'acciaio, per esso si è fatto riferimento a quanto riportato nella attuale normativa, quindi si è considerato un legame di tipo elastico perfettamente plastico con tensione di snervamento pari a quella ottenuta dalle prove effettuate sui materiali base.

3.3 I RISULTATI

Vista la variabilità delle resistenze del calcestruzzo rilevate sperimentalmente, è sembrato opportuno riferirsi a tre valori di resistenza: minimo, medio e massimo. Tali valori, sono pari, rispettivamente, a 25.5N/mm², 28.1N/mm² e 33N/mm². Nella Tabella 4 sono riportati i valori delle elaborazioni ottenute con il modello avente le parabole di freccia pari ad 1/4 della distanza fra le barre. Per la sezione rinforzata sono stati considerati come punti vincolati solo i quattro spigoli della sezione come illustrato nella parte sinistra della Figura 8. I risultati riportati nella Tabella 5 differiscono da quelli della Tabella 4 per il solo fatto che le parabole hanno una freccia pari ad 1/6 della distanza fra le barre. Infine, nella Tabella 6 sono riportati i risultati delle stesse elaborazioni mediante l'applicazione dell'ordinanza 3274 con le precisazioni fatte nel paragrafo precedente. Ovviamente, in quest'ultimo caso le elaborazioni sono state fatte solo relativamente ai pilastri rinforzati.

In ogni tabella, sono riportati gli errori percentuali rispetto alla misura di laboratorio, e, rispettivamente, per tutti i provini non rinforzati e per tutti quelli rinforzati con angolari reagenti sia a trazione che a compressione, sono riportate le medie di tali errori percentuali. Per quanto riguarda i provini indicati con DR2 e DR3, essendo realizzati o con angolari non reagenti a trazione (DR2) o non reagenti né a trazione né a compressione (DR3) non sono stati considerati nelle medie degli errori percentuali.

Tabella 4: risultati ottenuti applicando la metodologia proposta considerando le parabole con freccia pari ad 1/4 della distanza fra le barre confinate

Provino	Carico ultimo Sperimentale [kN]	$R_{c,min} = 25.5 \text{ N/mm}^2$		$R_{c,med} = 28.16 \text{ N/mm}^2$		$R_{c,max} = 33.0 \text{ N/mm}^2$		Variazione
		Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	
A-NR	341.6	301	-11,88%	315	-7,79%	340	-0,47%	11,41
B-NR	463.9	403	-13,14%	425	-8,39%	465	0,22%	13,36
C-NR	331.1	302	-8,81%	314	-5,19%	336	1,45%	10,26
D-NR	386.8	341	-11,85%	354	-8,49%	379	-2,03%	9,82
E-NR	551.6	499	-9,54%	523	-5,19%	566	2,60%	12,14
			-11,04%		-6,99%		0,35%	
A-R1	523.9	483	-7,81%	498	-4,95%	524	0,01%	7,82
B-R1a	716.8	629	-12,25%	651	-9,18%	688	-4,02%	8,23
B-R1b	675.5	595	-11,92%	614	-9,11%	648	-4,08%	7,84
C-R1	508.4	466	-8,34%	478	-5,98%	500	-1,65%	6,69
D-R1	555.7	518	-6,79%	533	-4,09%	562	1,12%	7,91
E-R1	745.4	657	-11,86%	679	-8,91%	720	-3,41%	8,45
			-9,82%		-7,03%		-2,00%	
D-R2	580.	545	-6,15%	561	-3,39%	591	1,77%	7,92
D-R3	493.0	407	-17,60%	423	-14,36%	451	-8,70%	8,90

Tabella 5: risultati ottenuti applicando la metodologia proposta considerando le parabole con freccia pari ad 1/6 della distanza fra le barre confinate

Provino	Carico ultimo Sperimentale [kN]	$R_{c,min} = 25.5 \text{ N/mm}^2$		$R_{c,med} = 28.16 \text{ N/mm}^2$		$R_{c,max} = 33.0 \text{ N/mm}^2$		Variazione
		Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	
A-NR	341.6	306	-10,42	319	-6,61	343	0,41	10,83
B-NR	463.9	408	-12,06	429	-7,53	468	0,87	12,93
C-NR	331.1	305	-7,91	317	-4,28	339	2,36	10,27
D-NR	386.8	344	-11,08	358	-7,46	381	-1,52	9,56
E-NR	551.6	502	-9,00	526	-4,65	568	2,96	11,96
			-10,09		-6,11		1,02	
A-R1	523.9	516	-1,51	530	1,16	554	5,74	7,25
B-R1a	716.8	670	-6,53	695	-3,05	735	2,53	9,06
B-R1b	675.5	636	-5,85	656	-2,89	692	2,43	8,28
C-R1	508.4	499	-1,85	511	0,51	531	4,44	6,29
D-R1	555.7	544	-2,11	559	0,58	587	5,62	7,73
E-R1	745.4	694	-6,86	716	-3,94	756	1,42	8,31
			-4,12		-1,27		3,70	
D-R2	580.	579	-0,29	596	2,63	624	7,45	7,74
D-R3	493.0	446	-9,70	462	-6,46	488	-1,20	8,5

Tabella 6: risultati ottenuti seguendo le indicazioni dell'ordinanza 3274.

Provino	Carico ultimo Sperimentale [kN]	$R_{c,min} = 25.5 \text{ N/mm}^2$		$R_{c,med} = 28.16 \text{ N/mm}^2$		$R_{c,max} = 33.0 \text{ N/mm}^2$		Variazione
		Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	Carico ultimo calcolato [kN]	e[%]	
A-R1	523.9	531	1,35%	553	5,55%	593	13,18%	11,83
B-R1a	716.8	682	-4,86%	713	-0,54%	769	7,27%	12,13
B-R1b	675.5	650	-3,78%	679	0,51%	732	8,36%	12,14
C-R1	508.4	517	1,69%	536	5,42%	569	11,91%	10,22
D-R1	555.7	561	0,95%	584	5,09%	624	12,28%	11,33
E-R1	745.4	711	-4,61%	741	-0,59%	794	6,52%	11,13
			-1,54%		2,57%		9,92%	
D-R2	580.	629	8,31%	650	11,93%	691	18,99%	10,68
D-R3	493.0	490	0,62%	513	3,86%	552	11,75%	11,13

Un'ulteriore precisazione è necessaria relativamente agli angolari. Non è previsto che essi possano instabilizzarsi in quanto, in fase di progettazione, si è dimensionato il passo dei calastrelli in maniera tale da evitare tale possibilità. Infatti, detto s_h il passo dei calastrelli, la snellezza di un angolare compreso fra due calastrelli è data da:

$$\lambda = \frac{s_h}{r_{\min}} \quad (25)$$

Fissato il valore di ω pari a 1, si ricava (CNR 10011) che deve essere $0 < \lambda < 17$. Avendo gli angolari (30x30x3mm) un raggio d'inerzia r_{\min} pari a 0,9095cm, si ottiene immediatamente il range all'interno del quale deve essere contenuto il passo dei calastrelli:

$$0 < \lambda < 17 \Rightarrow 0 < s_h / r_{\min} < 17 \Rightarrow 0 < s_h < 15,46 \text{ cm} \quad (26)$$

Occorre inoltre sottolineare, in relazione ai pilastri DR1 e DR2, che non deve apparire strano il fatto che il provino DR2 (angolari non reagenti a trazione) abbia una resistenza maggiore del pilastro DR1 (teoricamente uguale al provino DR2 ma con angolari reagenti sia a trazione che a compressione). Infatti, come si può desumere dalla Tabella 2 le dimensioni in pianta del pilastro DR2 sono decisamente maggiori del pilastro DR1.

I risultati ottenuti dall'applicazione del modello proposto (Tabella 4 e Tabella 5), fanno rilevare che potrebbe essere conveniente considerare le parabole ad una freccia di 1/6 della distanza fra le barre piuttosto che ad 1/4. Tuttavia, la ridotta disponibilità di dati sperimentali non consente tale affermazione con sufficiente certezza. Invece, la variazione illustrata in Figura 8 relativamente ai punti da ritenere confinati, sembra decisamente più accettabile, infatti, seppur non riportati nel presente lavoro, i risultati relativi al modello con parabole aventi come punti confinanti gli estremi delle ali degli angolari portano ad una eccessiva sovrastima della resistenza dei provini. La realtà, ovviamente, si trova nel mezzo, ovvero a partire dallo spigolo dell'angolare, che rappresenta certamente un punto di calcestruzzo confinato, le zone di calcestruzzo che risultano ancora confinate si estendono verso l'estremità dell'ala in funzione della rigidità dell'ala stessa. Allo stato attuale sembra che il limite di separazione fra confinato e non confinato sia decisamente più vicino allo spigolo.

Come si può notare, le previsioni di resistenza massima ottenute mediante l'applicazione dell'ordinanza, seppur con le precisazioni fatte al paragrafo precedente, sembrano piuttosto soddisfacenti. Tuttavia, occorre sottolineare che nell'ordinanza non viene fatto nessun riferimento ai carichi agenti sulla sezione non rinforzata o alla quantità di staffe presenti nella sezione preesistente. Proprio per tener conto di tali effetti la metodologia proposta cerca di trattare in modo unitario sia la sezione preesistente che quella rinforzata, portando in conto le deformazioni presenti sul calcestruzzo della sezione preesistente a causa dei carichi agenti solo su di essa. Infatti è questa la reale situazione in cui vengono effettuati gli interventi di ripristino o di adeguamento. Pertanto, uno degli obiettivi futuri della ricerca è quello di effettuare prove di elementi sui quali vi siano carichi agenti prima dell'applicazione degli angolari e calastrelli.

4. CONCLUSIONI

Nel lavoro è stata illustrata una razionale metodologia per l'analisi di colonne in cemento armato rinforzate mediante

angolari e calastrelli. I risultati ottenuti mediante tale metodologia sono stati confrontati con quelli ricavati da una serie di prove di laboratorio per accertarne la validità. Tale metodologia è in grado di tener conto del diverso comportamento del calcestruzzo, confinato o non confinato, dell'influenza del rinforzo sulle linee di separazione tra calcestruzzo confinato e calcestruzzo non confinato, dell'instabilità delle barre in compressione e, in particolare, del dettaglio costruttivo dell'intervento di rinforzo.

Rimandando al prosieguo della ricerca la realizzazione di una più estesa campagna di prove sperimentali, i risultati delle prove sperimentali riportate nel lavoro hanno condotto ad una prima validazione della metodologia di calcolo messa a punto. I risultati numerici ottenuti sono decisamente in buon accordo con i risultati sperimentali specie se si tiene conto della grande variabilità riscontrata nella valutazione della resistenza del calcestruzzo.

Le indicazioni contenute nell'ordinanza 3274 sembrano in buon accordo con i risultati sperimentali fin qui ottenuti, tuttavia, all'interno dell'attuale normativa, manca qualsiasi riferimento ai carichi agenti sulla sezione preesistente e alla armatura confinante ivi presente (le staffe). Per chiarire l'influenza di tali parametri occorre effettuare delle apposite prove di laboratorio che allo stato attuale sembrano la naturale strada di proseguimento della ricerca.

BIBLIOGRAFIA

- [1] MONTUORI R., PILUSO V. - 2001, Analisi della capacità portante di colonne in cemento armato rinforzate mediante angolari e calastrelli, XVIII Congresso C.T.A., Venezia, 26-28 Settembre, 2001
- [2] MONTUORI R., RIZZANO G., PILUSO V. - 2004, Analisi teorico - sperimentale della capacità portante di colonne in c.a. pressoinflesse rinforzate con angolari e calastrelli, V Workshop italiano sulle strutture composte - Università degli studi di Salerno 28-29 Novembre 2002 (in corso di stampa).
- [3] MANDER J. B., PRIESTLEY M. J. N. AND PARK R. - 1988, Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No.8 pp. 1804-1826.
- [4] MANDER J. B., PRIESTLEY M. J. N. AND PARK R. - 1988, Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No.8 pp. 1827-1849.
- [5] APPLETON J. AND GOMES A. - 1997, Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling, *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 19, No.10 pp. 822-826.
- [6] PAULAY T. AND PRIESTLEY M. J. N. - 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc, USA.
- [7] WALRAVEN J. - 1999, Part 3.3.5 of fib Bulletin 1. Structural Concrete, Textbook on Behaviour, Design and Performance, vol 1. Updated knowledge of the CEB/FIB Model Code 1990.
- [8] ORDINANZA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI 20 marzo 2003 N. 3274 Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

SMORZAMENTO SUPPLEMENTARE PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI ESISTENTI

Bruno Palazzo¹, Luigi Petti², Massimiliano De Iuliis³

¹ Professore Ordinario, Università degli Studi di Salerno.

² Ricercatore, Università degli Studi di Salerno.

³ Dottore di ricerca, Università degli Studi di Salerno.

SOMMARIO

Il lavoro presenta una nuova metodologia di progetto di interventi di miglioramento sismico delle costruzioni intelaiate in c.a. basata sull'utilizzo di dispositivi extrastrutturali per la dissipazione dell'energia sismica in ingresso. Il metodo proposto si prefigge il conseguimento di requisiti prestazionali assegnati nell'ambito della filosofia del "Performance Based Seismic Engineering". In particolare, sono valutati fattori di riduzione della resistenza che permettono il controllo esplicito del danno strutturale in considerazione della duttilità disponibile e delle risorse dissipative aggiuntive per gli spettri elastici definiti per le diverse categorie di suolo descritti dalle nuove norme per le costruzioni in zona sismica di cui all'ordinanza PCM 3274 del 20/03/03. Il lavoro propone abachi per il progetto della dissipazione supplementare di energia necessaria al conseguimento di prestazioni sismiche compatibili con la salvaguardia della vita, per eventi rari descritti da un periodo di ritorno pari a 475 anni ed una accelerazione massima al suolo (PGA) di 0.35g, per edifici in c.a. di assegnata resistenza e duttilità.

SUMMARY

This study presents a new seismic retrofit design methodology for reinforced concrete framed structures based on the use of extrastructural devices to dissipate the input seismic energy. Proposed design method allows to achieve preassigned structural performance in the within of "Performance Based Seismic Engineering" philosophy. In particular, strength reduction factors to directly control the structural damage are evaluated, taking into account the monotonic ductility and the viscous dissipation resources of the system. Seismic demand is described by seismic spectra for different subsoil condition, as suitable in the new Italian Seismic Provision (Ordinanza PCM 3274 del 20/03/03). This paper proposes viscous extrastructural dissipation design abaci to attain "Life safety" performance for rare seismic events, described by a 475 years return period and a peak ground acceleration (PGA) equal to 0.35g.

1. INTRODUZIONE

Le enormi perdite economiche (fig. 1) registrate nel recente passato ad eventi di media e forte intensità (Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995) hanno evidenziato da una parte l'incremento del rischio sismico nelle zone urbanizzate, dall'altra l'insufficienza di strumenti normativi che garantiscono la sola salvaguardia delle vite umane, senza preoccuparsi del controllo del livello di danno (Bertero 1997) e quindi della funzionalità post-evento sismico delle strutture.

Da tale osservazione è nata la necessità di formalizzare un processo ingegneristico che coinvolga le fasi di progettazione, di realizzazione e di gestione delle costruzioni al fine di garantirne prestazioni accettabili anche nel caso di eventi eccezionali in considerazione delle funzioni svolte nelle stesse costruzioni. In tale contesto si inquadrano le recenti filosofie prestazionali di progetto cosiddette del "Performance Based Engineering" (PBE).

In Italia, la recente storia sismica (Umbria-Marche 26/09/97, S.Giuliano di Puglia 31/10/02) ha evidenziato la fragilità del territorio anche ad eventi di bassa intensità. Si stima siano presenti sul territorio nazionale sei milioni di costruzioni in cemento armato realizzate prima di qualsiasi

classificazione sismica e, quindi, progettate in assenza di disposizioni normative e con criteri antisismici non adeguati (Beolchini G.C., Di Pasquale G., Gizzarelli L., 2002). Evidente, pertanto, l'urgenza di una politica nazionale di miglioramento sismico del costruito efficace ed economicamente sostenibile. In tale contesto, l'Ordinanza del Presidente Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/3/03 ha dato l'avvio ad una nuova politica di mitigazione del rischio sismico introducendo:

1. Nuovi principi per la classificazione sismica del territorio;
2. Nuove norme per le costruzioni in zona sismica;
3. Necessità di verifica del patrimonio pubblico strategico e di rilevanza ai fini di protezione civile.

Alla base delle nuove norme vi è la definizione esplicita dei livelli prestazionali che si devono perseguire per gli eventi sismici frequenti e rari in sintonia ai principi di PBE. Per quanto concerne gli interventi sul costruito esistente, si considera in modo esplicito il diverso grado di incertezza sulle conoscenze delle strutture rispetto al caso degli edifici di nuova progettazione. Inoltre, si permette l'applicazione diffusa di strategie innovative di protezione sismica e dei nuovi materiali compositi.

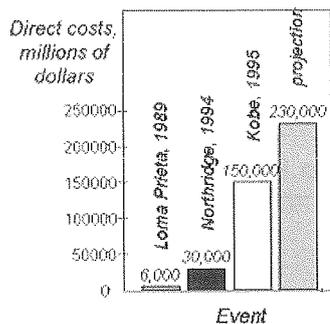


Figura 1: Costi diretti di eventi sismici recenti

Tra le strategie innovative di protezione sismica la dissipazione extra-strutturale di energia si presenta di rilevante interesse per gli interventi di miglioramento ed adeguamento sismico dell'edificio esistente. Tale strategia di protezione sismica permette di mitigare la risposta sismica di un edificio concentrando la dissipazione di energia in opportuni dispositivi extra-strutturali limitando l'impegno delle componenti strutturali originarie.

Una opportuna disposizione degli organi dissipativi nella struttura (figura 2), consente di ridurre il danno in considerazione delle migliorate capacità dissipative del sistema complessivo: alla struttura è affidato il solo compito di portare i carichi orizzontali e verticali, liberandola dalle funzioni dissipative e quindi limitandone il livello di danno (Constantinou M.C., Soong T.T., Dargush G.F., 1998) (Soong T.T., Spencer B.F. Jr., 2000).

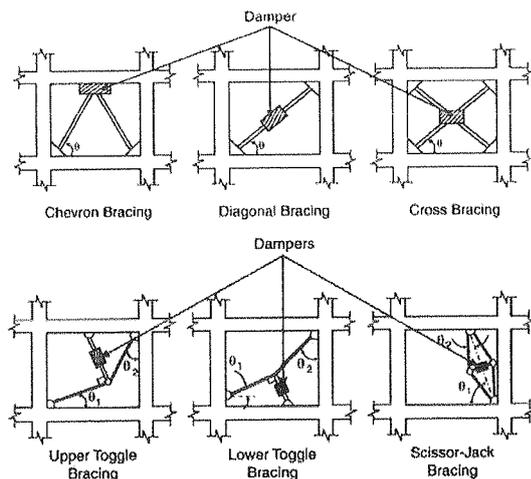


Figura 2: Possibili disposizioni di dispositivi di dissipazione extrastrutturale

Il lavoro intende proporre un metodo di progetto di interventi sul costruito esistente che consente il conseguimento di requisiti prestazionali minimi nell'ambito della filosofia del "Performance Based Seismic Engineering". In particolare, l'approccio proposto è basato sulla valutazione di fattori di riduzione della resistenza (q-factors) che considerino in maniera esplicita il livello di danno sismico ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo nei confronti di eventi sismici cosiddetti "rari" descritti da un periodo di ritorno pari a 475 anni ed una accelerazione massima al suolo (PGA) di 0.35g.

I risultati sono presentati nella forma di abachi di progetto, in cui, assegnato il livello prestazionale da perseguire e, noti il periodo fondamentale di vibrazione, la duttilità monotona e la resistenza del sistema, è possibile individuare la quantità minima di smorzamento supplementare, da introdurre nel sistema mediante dissipatori extrastrutturali, necessario a conseguire prestazioni sismiche compatibili con la salvaguardia della vita.

2. FILOSOFIE DI PROGETTO PRESTAZIONALI

In tempi recenti il concetto di prestazione sismica ha trovato una prima formalizzazione esplicita attraverso la stesura di una serie di documenti guida (SEAOC Vision 2000, FEMA 273, ATC-40) che introducono l'idea di "Performance-Based Earthquake Engineering" (PBEE), definito come "il processo complesso riguardante la selezione dei criteri di progetto, l'individuazione di appropriati sistemi strutturali, la valutazione del loro dimensionamento e dei dettagli relativi alla parte strutturale e non strutturale, la gestione di un piano di controlli che garantiscano la funzionalità a lungo termine, avente come obiettivo la limitazione del danno strutturale sull'opera in oggetto, per livelli di scuotimento sismico caratterizzati da fissata probabilità di occorrenza".

Nell'ambito di tale approccio assume rilevanza la selezione dell'obiettivo di performance (PO- Performance Objective), inteso come "l'espressione di un desiderato livello di performance per la costruzione relativamente ad ogni livello progettuale considerato per l'eccitazione sismica". La scelta dei PO deve essere effettuata prendendo in considerazione una serie di fattori quali: il "contenuto" della costruzione, l'importanza della funzione dell'opera, le perdite economiche dirette ed indirette, l'importanza storica e culturale della costruzione.

Da un punto di vista analitico, un PO è descritto dalla combinazione del livello di performance desiderato con il livello di intensità dello scuotimento sismico per cui tali prestazioni sono richieste. Una rappresentazione di tale concetto è data dalla "Performance Design Objective Matrix", proposta per gli edifici nel documento Vision 2000 (figura 3). In essa l'evento sismico di progetto è descritto in termini di periodo di ritorno mentre i livelli di performance considerati sono:

- **Piena Operatività:** la costruzione continua a svolgere la funzione per la quale è stata progettata avendo subito danni trascurabili;
- **Operatività:** la costruzione continua a svolgere la funzione principale per la quale è stata progettata. Il quadro di danno è poco significativo e determinano l'interruzione solo di funzioni di secondaria rilevanza;
- **Salvaguardia della vita:** la vita degli occupanti è sostanzialmente protetta. Il quadro di danno complessivo va dal moderato all'esteso;
- **Collasso incipiente:** la vita degli occupanti è a rischio, il quadro di danno è severo, pur se il collasso strutturale è prevenuto.

La formalizzazione in metodologie di progetto di tale nuovo approccio concettuale appare come un'operazione complessa. Essa, infatti, necessita di una stima sintetica ed affidabile del danno sismico, la cui valutazione non è, come noto, un obiettivo di semplice conseguimento, essendo

funzione sia dal comportamento non lineare del sistema che delle proprietà dinamiche dell'eccitazione sismica in ingresso. Il danno strutturale può essere misurato dalla domanda di duttilità e dall'energia isteretica dissipata (Uang & Bertero, 1988), il danno alle parti non strutturali ed agli impianti ed alle apparecchiature dagli spostamenti relativi di piano e dalle accelerazioni assolute massime sul sistema.

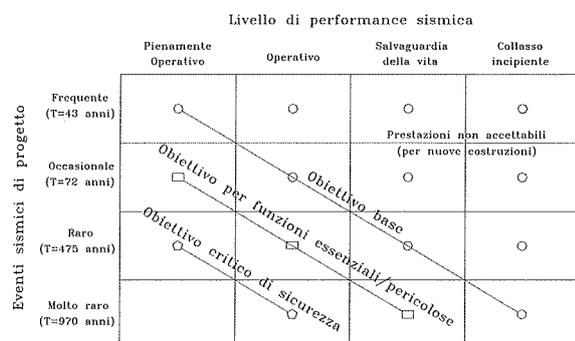


Figura 3: Matrice degli obiettivi prestazionali

Nell'ambito dell'approccio progettuale agli stati limite, la prestazione sismica è generalmente valutata attraverso l'Indice di Spostamento Interpiano (IDI - Interstorey Drift Index) ovvero la massima rotazione plastica nelle travi, calcolati mediante analisi non lineare "push-over" (Whittaker A., Hart G., Rojahn C., 2002) (Park R., Paulay T., 1975). Diverse sono, inoltre, le metodologie per la valutazione della prestazione sismica nell'ambito di un approccio basato sulla filosofia del "PBEE", le principali si fondano sul confronto tra le cosiddette curve di capacità e di domanda rappresentate nel piano ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra). La domanda sismica è descritta mediante la risposta spettrale dello specifico evento sismico considerato, la capacità dal taglio alla base attivato per differenti spostamenti relativi di un punto di controllo, generalmente posizionato in corrispondenza dell'ultimo livello.

Tra le principali procedure statiche non lineari si ricordano: il Metodo dello Spettro di Capacità (Capacity Spectrum Method, CSM - Freeman, 1978), il Metodo del Coefficiente di Spostamento (Displacement Coefficient Method, DCM - FEMA 273, 1997) ed il Metodo N2 (N2 - Fajfar P. & Fischinger M., 1988). Esse si basano sui risultati di analisi Push-Over, che, come dimostrano recenti studi (Albanesi T., Nuti C. & Vanzi I., 2000), risultano spesso incongruenti e fortemente dipendenti dal profilo di carico statico equivalente adottato. L'affidabilità dei metodi citati, dunque, appare criticabile in forza delle significative incertezze ed approssimazioni legate alla modellazione del comportamento non lineare del sistema.

In questo ambito si innesta la proposta formulata recentemente da (Palazzo, Petti, De Iuliis 2003), basata sull'applicazione del concetto di fattore di riduzione della resistenza nell'ambito di una metodologia comprensiva che consideri esplicitamente sia il livello di danno, espresso mediante l'indice di Park e Ang, sia le risorse di dissipazione viscosa del sistema.

3. IL CONCETTO DI PRESTAZIONE NELLA NUOVA NORMATIVA SISMICA ITALIANA

Ad oggi, gli aspetti progettuali del "PBEE" cominciano ad essere recepiti nell'ambito delle normative nazionali dei paesi in cui il problema del rischio sismico risulta maggiormente sentito. Le disposizioni contenute nell'Ordinanza PCM n° 3274 si allineano a tale tendenza. In particolare, la norma in oggetto definisce due livelli prestazionali per le nuove costruzioni:

- **livello di stabilità strutturale** (stato limite ultimo, SLU): caratterizzato da un severo danneggiamento agli elementi strutturali e non, tale da non precludere una residua resistenza e rigidità nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante rispetto ai carichi verticali;
- **livello di controllo del danno** (stato limite di danno, SLD): caratterizzato dall'assenza di danni gravi sia alle parti strutturali che non strutturali.

Nel caso degli edifici esistenti a tali due livelli ne viene affiancato un terzo, in considerazione della prevedibile ridotta duttilità che tali opere presentano rispetto alle azioni sismiche:

- **livello di collasso incipiente** (stato limite di collasso, SLC): caratterizzato da un forte danneggiamento, con ridotte capacità di resistenza e rigidità residue, appena in grado di sostenere i carichi verticali.

Per la definizione dell'obiettivo prestazionale, la nuova norma associa ad ognuno di questi stati un differente livello di domanda sismica. Nel caso dello SLU, le azioni equivalenti vengono valutate con riferimento allo spettro elastico rappresentativo di un evento sismico con periodo di ritorno pari a 475 anni, opportunamente scalato per tenere in conto delle sue risorse in campo plastico. Nel caso delle strutture in c.a. il fattore di struttura q è dato da:

$$q = q_0 K_D K_R \quad (1)$$

con:

- q_0 = coefficiente legato alla tipologia strutturale;
- K_D = fattore dipendente dalla classe di duttilità
- K_R = fattore dipendente dalla regolarità del sistema

Nel caso di SLD, le azioni da considerare sono quelle ottenute dal medesimo spettro di risposta scalato di un coefficiente 2,5, al fine di descrivere un evento sismico avente un periodo di ritorno più basso.

Lo SLC fa riferimento ad azioni relative ad eventi con probabilità di occorrenza più bassa di quella definita dagli spettri elastici descritti dalla norma, ed ottenute moltiplicando le ordinate spettrali per un coefficiente pari a 1,5.

Nel caso di opere aventi funzione strategica è previsto, inoltre, l'impiego di coefficienti amplificativi della domanda detti "fattori d'importanza", definiti in base a quanto indicato nella tabella 1.

Tabella 1: Fattori d'importanza

Categoria	Edifici	Fattore d'importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)	1,4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)	1,2

III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1,0
-----	---	-----

È necessario osservare, comunque, che sebbene la nuova normativa introduca elementi fortemente innovativi, essa non può essere definita una norma prestazionale nel senso di PBEE. Ciò in quanto non consente un controllo delle prestazioni sismiche della struttura e, soprattutto, della funzionalità della stessa per differenti livelli di scuotibilità espressi in maniera esplicita.

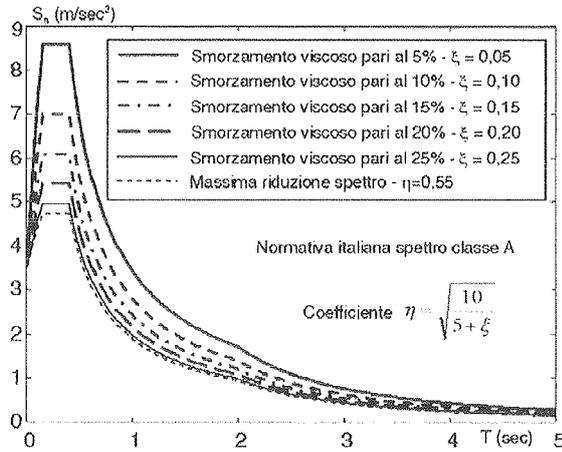


Figura 4: Effetto dello smorzamento sullo spettro elastico di risposta classe A, per il massimo evento atteso (periodo di ritorno 475 anni) - Nuova Normativa Sismica italiana (2003)

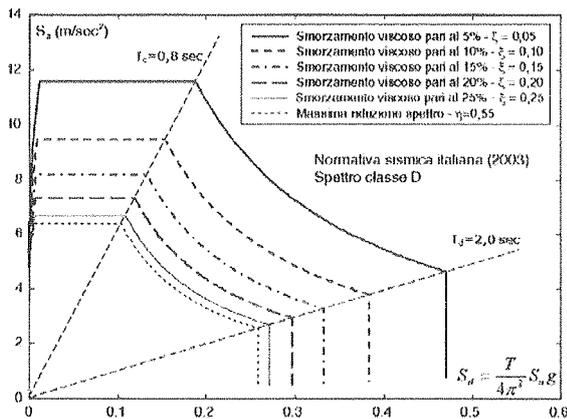


Figura 5: Effetto dello smorzamento sullo spettro elastico di risposta in formato ADSR - classe D, per il massimo evento atteso (periodo di ritorno 475 anni) - Nuova Normativa Sismica italiana (2003)

In particolare, nell'ambito della progettazione degli interventi di miglioramento sismico è da notare che le disposizioni contenute nell'Ordinanza non prevedano una riduzione delle azioni di progetto in forza delle maggiori capacità dissipative viscosi del sistema nel caso si utilizzino analisi lineari. A tal proposito si osserva che la riduzione prevista dello spettro elastico, (fig. 4-5) per mezzo del fattore \$\eta\$ (eq. 2):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \quad (2)$$

dove \$\xi\$ = smorzamento viscoso equivalente

non è applicata allo spettro di progetto. Tale circostanza evidenzia che, se da un lato la norma prevede e incoraggia l'impiego di strategie innovative di protezione sismica, dall'altro non preveda strumenti di progetto semplici che consentano l'uso della dissipazione extrastrutturale di energia.

4. UNA NUOVA GENERAZIONE DI FATTORI DI RIDUZIONE IN UN'OTTICA PRESTAZIONALE

Nel lavoro si presenta un approccio innovativo per il dimensionamento dello smorzamento supplementare nel progetto di interventi di miglioramento sismico di strutture intelaiate in c.a..

La metodologia proposta si basa sulla definizione di fattori di riduzione della resistenza in considerazione del livello di danno strutturale ammissibile per differenti livelli di prestazioni sismiche. Per la valutazione di tali fattori di riduzione sono stati generati sismogrammi sintetici compatibili con gli spettri definiti nella Nuova Normativa Sismica italiana. In particolare, mediante il programma SIMQKE (Vanmarcke E.H., Cornell C.A., Gasparini D.A., & Hou S.N., 1976), sono state generate 60 eccitazioni sismiche rappresentative dell'evento massimo atteso (periodo di ritorno \$T=475\$ anni) e caratterizzate da un livello massimo di accelerazione al suolo (PGA) pari a 0.35g. Gli accelerogrammi sintetici hanno durata temporale di 60 sec. e le massime accelerazioni al suolo vengono raggiunte in una finestra di ampiezza 10 sec.. Gli spettri elastici associati ai singoli accelerogrammi sintetici presentano, nell'ambito dell'intervallo di periodi indagato (0.1-5 sec.), una errore percentuale massimo non superiore al 10% rispetto agli spettri di riferimento.

Dallo studio parametrico della risposta dinamica di oscillatori semplici a comportamento non lineare al variare del periodo di vibrazione del sistema supposto elastico \$T\$, dello smorzamento viscoso \$\xi\$ e della domanda di duttilità \$\mu\$ è stato valutato il danno agli accelerogrammi così ottenuti.

Il danno sismico viene rappresentato mediante il noto indice di Park and Ang (Park YJ & Ang AH-S, 1985):

$$D_{P.A.} = \frac{x_{max}}{x_{u,mon}} + \beta \frac{E_H}{F_y x_{u,mon}} = \frac{\mu_s + \beta(\mu_e - 1)}{\mu_{u,mon}} \quad (3)$$

La (3) permette di definire la seguente duttilità equivalente che considera sia la duttilità cinematica \$\mu_s = x_{max}/x_y\$, che quella isteretica \$\mu_e = 1 + [E_H / (F_y x_y)]\$:

$$\mu_{P.A.} = D_{P.A.} \cdot \mu_{u,mon} = \mu_s + \beta(\mu_e - 1) \quad (4)$$

L'indice di danno di Park e Ang, \$D_{P.A.}\$ resta determinato dalla (4) fissata la duttilità monotona ultima della struttura \$\mu_{P.A.}\$. Il coefficiente \$\beta\$ rappresenta un "parametro di degrado del modello" rappresentativo dell'energia plastica dissipata

(Kunnath et al., 1990). Park (1984) propose per β una espressione, basata su 260 test sperimentali, in considerazione delle caratteristiche meccaniche delle sezioni e degli sforzi sulle stesse. Successivamente, Park and Ang hanno suggerito un valore $\beta=0.025$ per le strutture intelaiate in acciaio e $\beta=0.05$ per quelle in cemento armato. Nelle analisi numeriche condotte si è considerato il valore $\beta=0.15$ (Cosenza et al., 1993).

Dagli studi sperimentali condotti su tipologie costruttive differenti, è possibile porre in relazione (Palazzo, Petti, De Iuliis 2003) il livello di danno espresso dall'indice di danno di Park e Ang $D_{P.A.}$ (Tabella 2) alle prestazioni sismico (Tabella 3) definite nell'ambito del PBSD (ATC-40).

Tabella 2. Danno strutturale per differenti valori dell'indice di Park e Ang

LIVELLO DI DANNO	$D_{P.A.}$
COLLASSO	> 1
SEVERO	0.5 - 1.0
MODERATO	0.3 - 0.5
LIMITATO	0.1 - 0.3
NESSUN DANNO	0 - 0.1

Tabella 3. Valori dell'indice di Park & Ang per per differenti livelli prestazionali

LIVELLO PRESTAZIONALE	$D_{P.A.}$
OPERATIVITA'	0.2
IMMEDIATA OCCUPABILITÀ	0.3
SALVAGUARDIA DELLA VITA	0.5
STABILITÀ STRUTTURALE	0.8

4.1 Fattori di riduzione per prestazione sismica "assenza di danno" – comportamento lineare

Nel caso in cui la prestazione sismica da perseguire è quella di "assenza di danno", i fattori di riduzione della risposta elastica sono governati dalla sola aliquota dello smorzamento viscoso equivalente considerato e, dalle analisi numeriche condotte, possono essere rappresentati dalla funzione bi-lineare:

$$q_{\xi}(T, \xi) = \begin{cases} \frac{q_{\xi}(T_0, \xi) - 1}{T_0} T + 1 & T < T_0 \\ \frac{q_{\xi}(T_2, \xi) - q_{\xi}(T_0, \xi)}{T_2 - T_0} (T - T_0) + q_{\xi}(T_0, \xi) & T_0 < T < T_2 \end{cases} \quad (5)$$

dove T_0 e T_2 rappresentano rispettivamente il periodo di transizione tra le zone a velocità ed accelerazione costante dello spettro, ed il massimo periodo considerato ($T_2 = 5$ sec.). La (5) è definita dai due parametri $q_{\xi}(T_0, \xi)$ e $q_{\xi}(T_2, \xi)$ che rappresentano i valori dei fattori di riduzione in corrispondenza dei periodi T_0 e T_2 . Per le classi di suolo definite dalla Nuova Normativa Sismica italiana, la dipendenza di tali parametri dallo smorzamento viscoso è rappresentata dalle equazioni 6-8 ottenute minimizzando lo scarto quadratico medio tra la funzione bi-lineare (5) e la media dei risultati sperimentali ottenuti.

$$\begin{cases} q_{\xi}(T_0, \xi) = -8.85\xi^2 + 9.14\xi + 0.565 \\ q_{\xi}(T_2, \xi) = -5.75\xi^2 + 6.11\xi + 0.709 \end{cases} \quad \text{Suolo classe A} \quad (6)$$

$$\begin{cases} q_{\xi}(T_0, \xi) = -9.54\xi^2 + 8.97\xi + 0.575 \\ q_{\xi}(T_2, \xi) = -4.53\xi^2 + 5.65\xi + 0.729 \end{cases} \quad \text{Suolo classe BCE} \quad (7)$$

$$\begin{cases} q_{\xi}(T_0, \xi) = -10.05\xi^2 + 9.63\xi + 0.543 \\ q_{\xi}(T_2, \xi) = -5.65\xi^2 + 5.67\xi + 0.73 \end{cases} \quad \text{Suolo classe D} \quad (8)$$

La figura 6 mostra, nel caso di suolo classe A, il confronto tra i fattori ottenuti mediante le relazioni 7-9 e i valori proposti dalla Nuova Normativa Sismica italiana (eq.2).

L'analisi dei risultati mostra che la normativa, tranne che per bassi periodi di vibrazione, risulta essere generalmente conservativa nella definizione dei fattori di riduzione legati all'effetto del solo smorzamento viscoso. In particolare, nel caso di smorzamenti superiori al 20% del valore critico, la Nuova Norma appare fortemente penalizzante.

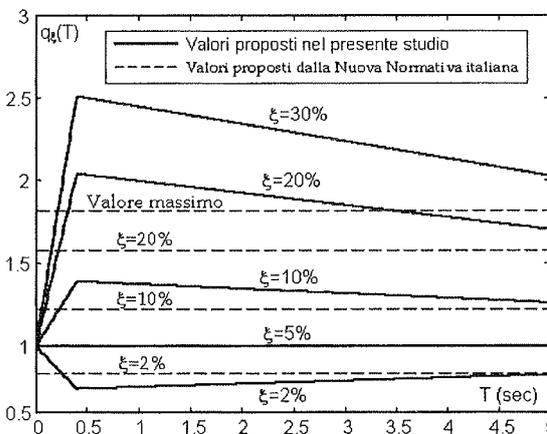


Figura 6: Confronto tra i fattori di riduzione proposti e quelli della Nuova Normativa Sismica italiana per il suolo classe A

4.2 Fattori di riduzione per il controllo del danno sismico

In fig. 7, relativamente allo spettro di domanda classe A, sono rappresentati in linea tratteggiata i valori medi dei fattori di riduzione della risposta per prefissati valori dello smorzamento e del danno espresso dalla duttilità equivalente $\mu_{P.A.}$ (eq. 4). I fattori di riduzione della resistenza così ottenuti possono essere descritti dalla seguente funzione tri-lineare (linea continua nelle fig. 7):

$$q_{PR}(T, \xi, \mu_{PR}) = \begin{cases} \frac{q_{PR}(T_0, \xi, \mu_{PR}) - 1}{T_0} T + 1 & T < T_0 \\ \frac{q_{PR}(T_1, \xi, \mu_{PR}) - q_{PR}(T_0, \xi, \mu_{PR})}{T_1 - T_0} (T - T_0) + q_{PR}(T_0, \xi, \mu_{PR}) & T_0 < T < T_1 \\ \frac{q_{PR}(T_2, \xi, \mu_{PR}) - q_{PR}(T_1, \xi, \mu_{PR})}{T_2 - T_1} (T - T_1) + q_{PR}(T_1, \xi, \mu_{PR}) & T_1 < T < T_2 \end{cases} \quad (9)$$

dove per la definizione di T_0 e T_2 si rimanda alla (6), mentre T_1 rappresenta il periodo di passaggio tra le zone a velocità e

spostamento costante dello spettro elastico. Attraverso la minimizzazione dello scarto quadratico medio tra i dati sperimentali e la (9), sono valutati i parametri $q_{\mu_{PA}}(T_0, \xi, \mu_{PA})$, $q_{\mu_{PA}}(T_1, \xi, \mu_{PA})$ e $q_{\mu_{PA}}(T_2, \xi, \mu_{PA})$ (eqq. 10-18).

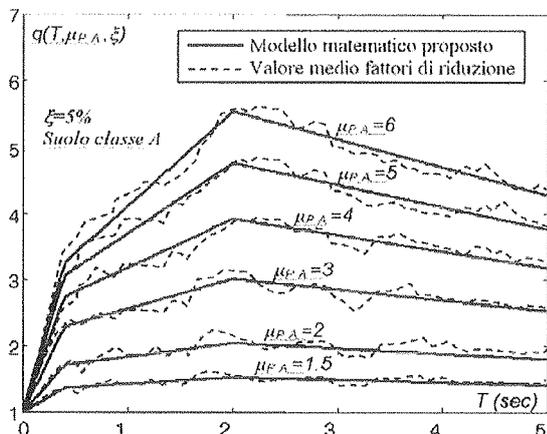


Figura 7: Fattori di riduzione per danno assegnato – suolo classe A – smorzamento viscoso 5%

Suolo classe A:

$$q_{\mu_{PA}}(T_0, \xi, \mu_{PA}) = \left(-\frac{0.0007}{\xi} + 0.04 \xi - 0.053\right) \mu_{PA}^2 + \left(\frac{0.011}{\xi} - 0.42 \xi + 0.725\right) \mu_{PA} + \left(-\frac{0.0103}{\xi} + 0.371 \xi + 0.33\right) \quad (10)$$

$$q_{\mu_{PA}}(T_1, \xi, \mu_{PA}) = \left(-\frac{0.0002}{\xi} + 0.040 \xi - 0.037\right) \mu_{PA}^2 + \left(\frac{0.006}{\xi} - 1.02 \xi + 1.031\right) \mu_{PA} + \left(-\frac{0.007}{\xi} + 0.956 \xi - 0.029\right) \quad (11)$$

$$q_{\mu_{PA}}(T_2, \xi, \mu_{PA}) = (0.061 \xi - 0.0427) \mu_{PA}^2 + (-0.529 \xi + 0.952) \mu_{PA} + (0.411 \xi + 0.095) \quad (12)$$

Suolo classe B,C,E:

$$q_{\mu_{PA}}(T_0, \xi, \mu_{PA}) = \left(-\frac{0.0007}{\xi} + 0.034 \xi - 0.052\right) \mu_{PA}^2 + \left(\frac{0.014}{\xi} - 0.514 \xi + 0.772\right) \mu_{PA} + \left(-\frac{0.0158}{\xi} + 0.492 \xi + 0.327\right) \quad (13)$$

$$q_{\mu_{PA}}(T_1, \xi, \mu_{PA}) = \left(-\frac{0.0003}{\xi} + 0.025 \xi - 0.015\right) \mu_{PA}^2 + \left(\frac{0.006}{\xi} - 0.59 \xi + 0.878\right) \mu_{PA} + \left(-\frac{0.0059}{\xi} + 0.563 \xi + 0.17\right) \quad (14)$$

$$q_{\mu_{PA}}(T_2, \xi, \mu_{PA}) = (-0.136 \xi + 0.018) \mu_{PA}^2 + \left(\frac{0.0027}{\xi} + 0.549 \xi + 0.679\right) \mu_{PA} + \left(-\frac{0.002}{\xi} - 0.433 \xi + 0.316\right) \quad (15)$$

Suolo classe D:

$$q_{\mu_{PA}}(T_0, \xi, \mu_{PA}) = \left(-\frac{0.0009}{\xi} + 0.095 \xi - 0.065\right) \mu_{PA}^2 + \left(\frac{0.012}{\xi} - 0.715 \xi + 0.843\right) \mu_{PA} + \left(-\frac{0.0122}{\xi} + 0.632 \xi + 0.21\right) \quad (16)$$

$$q_{\mu_{PA}}(T_1, \xi, \mu_{PA}) = (-0.025 \xi - 0.016) \mu_{PA}^2 + \left(\frac{0.006}{\xi} - 0.612 \xi + 0.823\right) \mu_{PA} + \left(-\frac{0.007}{\xi} + 0.72 \xi + 0.14\right) \quad (17)$$

$$q_{\mu_{PA}}(T_2, \xi, \mu_{PA}) = (-0.052 \xi - 0.019) \mu_{PA}^2 + (-0.652 \xi + 1.08) \mu_{PA} + (0.73 \xi - 0.025) \quad (18)$$

Nel caso di strutture caratterizzate da un fattore di smorzamento differente dal 5%, i fattori di riduzione della risposta si ottengono combinando la (5) con la (9):

$$q(T, \xi, \mu) = q_{\xi}(T, \xi) \cdot q_{\mu_{PA}}(T, \xi, \mu) \quad (19)$$

5. ABACHI DI PROGETTO PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE RISORSE DISSIPATIVE

Dalle relazioni 6-8 e 10-19, fissata la duttilità equivalente di Park e Ang, fissata la resistenza delle costruzioni, è possibile valutare lo smorzamento ξ da fornire al sistema con organi di dissipazione extrastrutturale per garantire la prestazione sismica di salvaguardia della vita per eventi sismici rari descritti da una accelerazione di picco al suolo pari a 0,35g (figg. 8-25). In particolare nelle figure 8-16 è rappresentato l'andamento dello smorzamento viscoso minimo ξ , somma dell'aliquota di smorzamento propria del sistema, ξ_{pr} , e di quella extrastrutturale $\Delta \xi$ (eq. 20), al variare del periodo e della duttilità monotona del sistema, avendone fissato il livello di resistenza. Nelle figure 17-25 è rappresentato l'andamento della medesima grandezza al variare del periodo e del livello di resistenza, avendone fissato la duttilità monotona.

$$\xi = \xi_{pr} + \Delta \xi \quad (20)$$

Gli abachi prodotti presentano una duplice finalità: possono essere utilizzati come strumento di progetto sia nel caso di miglioramento sismico dell'esistente che di realizzazione di nuove costruzioni. L'utilizzo prevede una valutazione dei livelli di resistenza e duttilità e delle caratteristiche dinamiche dell'opera mediante i quali è possibile valutare il valore dello smorzamento viscoso minimo da assegnare con organi extrastrutturali.

Dai risultati ottenuti emerge:

- nel caso di strutture con basso periodo di vibrazione, l'incremento dello smorzamento produce un effetto limitato, ma rapidamente crescente fino a giungere al primo periodo di transizione dello spettro di domanda sismica, T_0 ;
- l'incremento del periodo di vibrazione nell'ambito dei valori maggiori del primo periodo di transizione T_0 comporta generalmente un incremento di domanda dissipativa al sistema;
- l'incremento di domanda dissipativa nel campo degli alti periodi risulta più marcato nel caso di limitate risorse in termini di resistenza e/o duttilità;
- l'influenza della classe di suolo sulla domanda dissipativa appare marcata nel campo dei bassi periodi, meno significativa, invece, nel resto dello spettro;
- nel caso di bassa resistenza della struttura originaria è necessario l'utilizzo di elevati valori dello smorzamento extrastrutturale ovvero integrare le capacità resistenti e di duttilità del sistema con altri interventi.

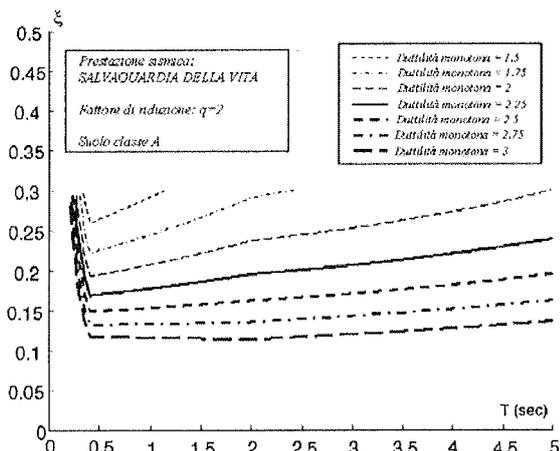


Figura 8: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=2$, Suolo classe A)

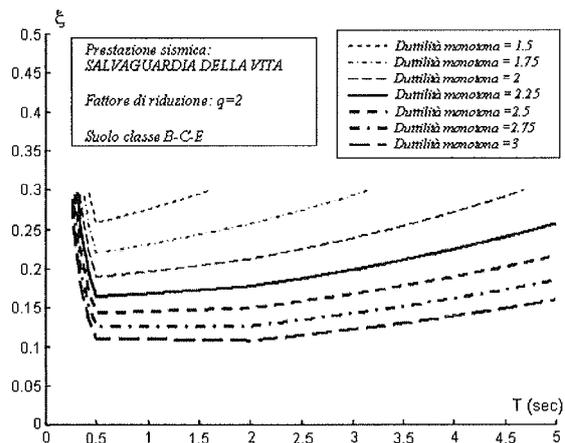


Figura 11: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=2$, Suolo classe B-C-E)

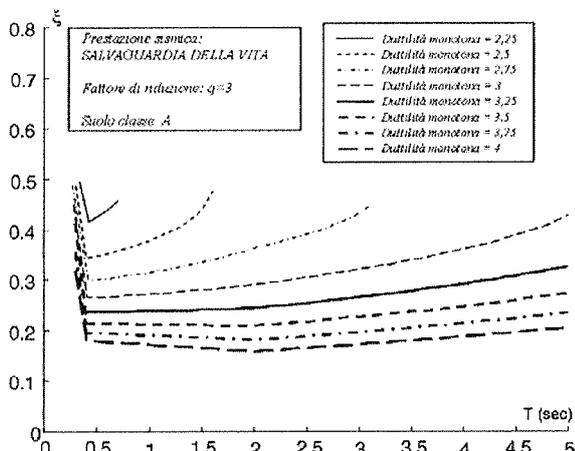


Figura 9: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=3$, Suolo classe A)

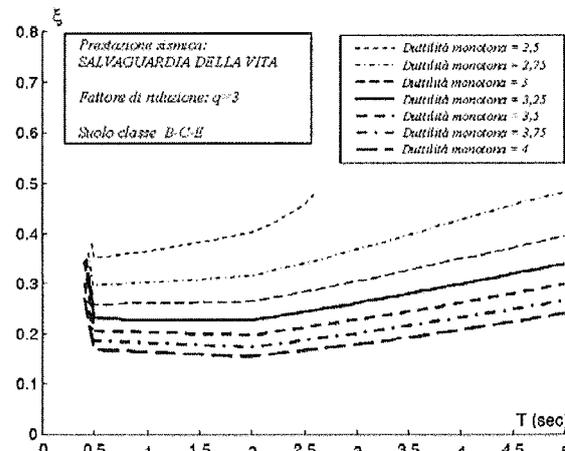


Figura 12: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=3$, Suolo classe B-C-E)

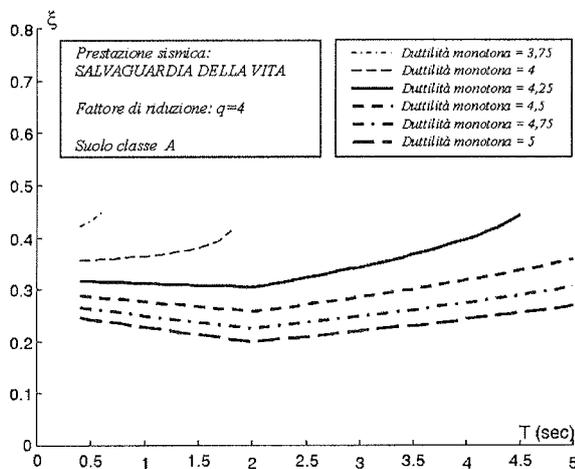


Figura 10: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=4$, Suolo classe A)

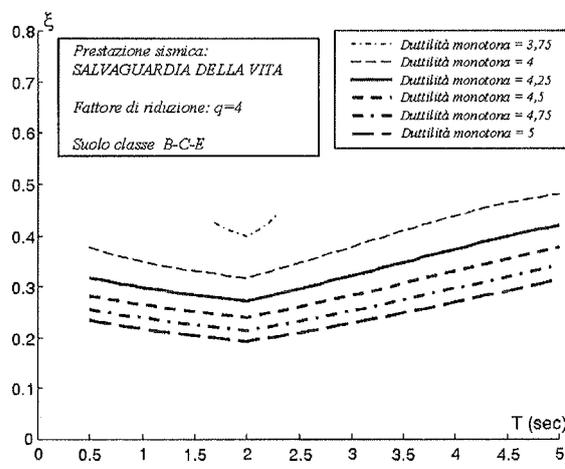


Figura 13: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=4$, Suolo classe B-C-E)

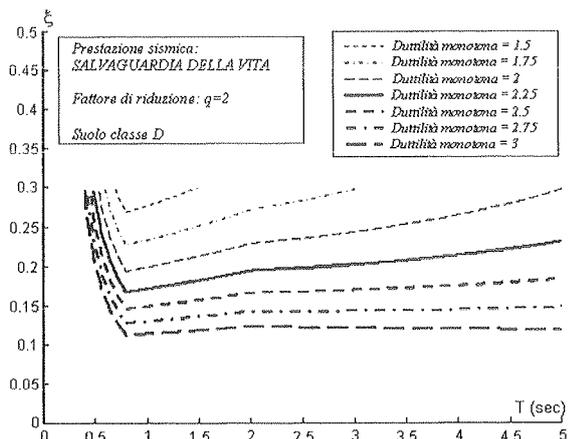


Figura 14: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=2$, Suolo classe D)

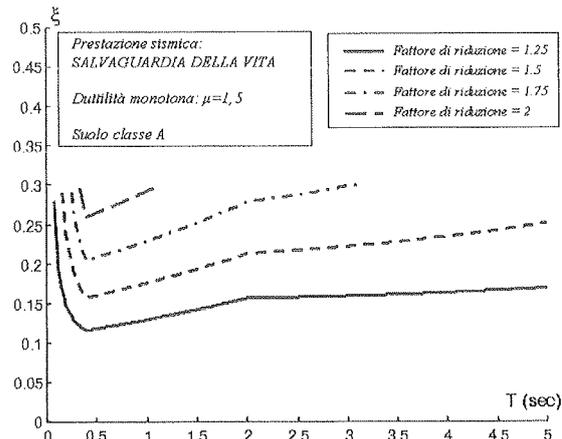


Figura 17: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=1,5$, Suolo classe A)

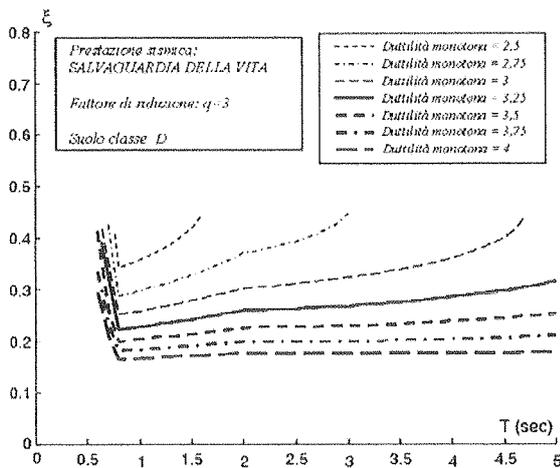


Figura 15: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=3$, Suolo classe D)

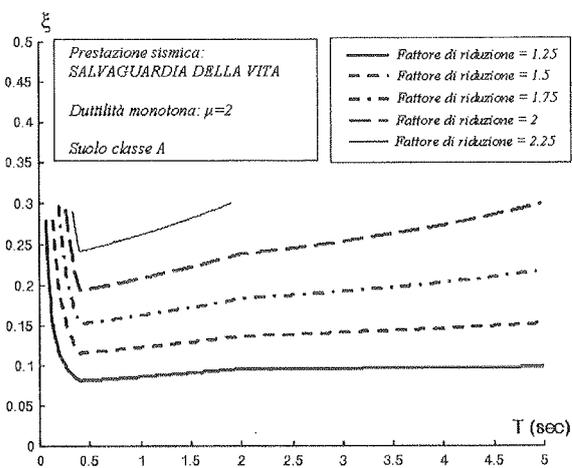


Figura 18: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=2$, Suolo classe A)

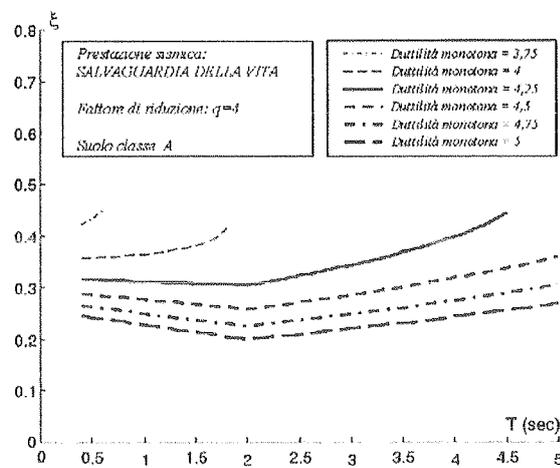


Figura 16: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e della duttilità monotona – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $q=4$, Suolo classe D)

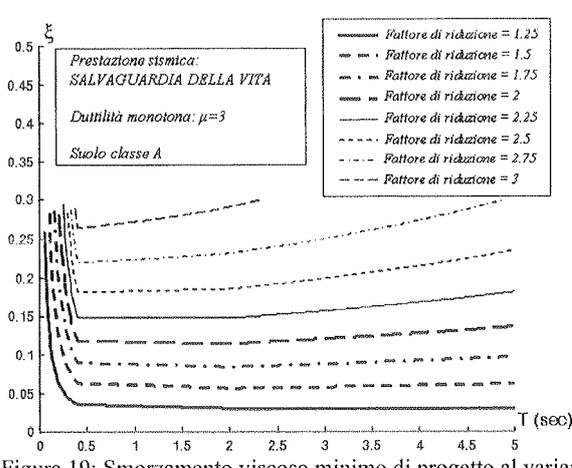


Figura 19: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=3$, Suolo classe A)

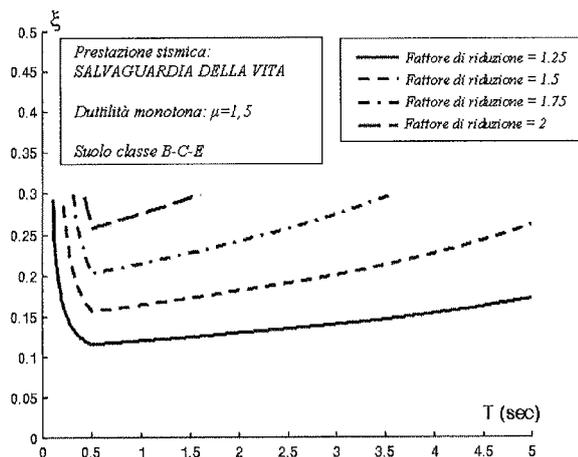


Figura 20: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=1,5$, Suolo classe B-C-E)

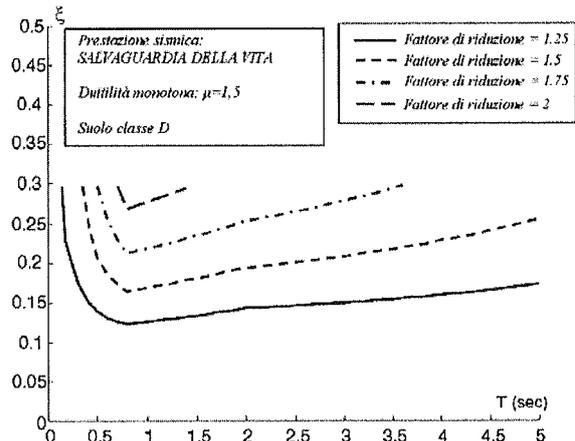


Figura 23: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=1,5$, Suolo classe D)

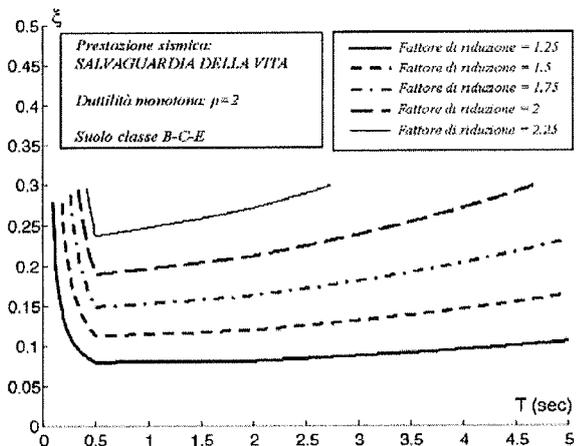


Figura 21: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=2$, Suolo classe B-C-E)

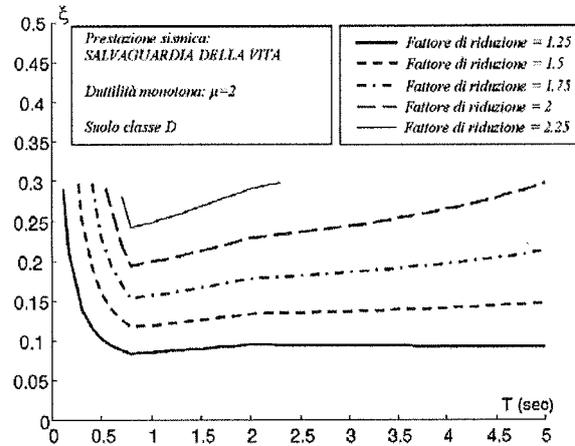


Figura 24: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=2$, Suolo classe D)

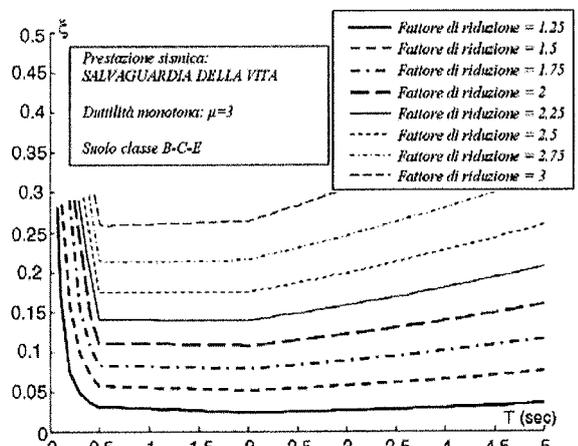


Figura 22: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=3$, Suolo classe B-C-E)

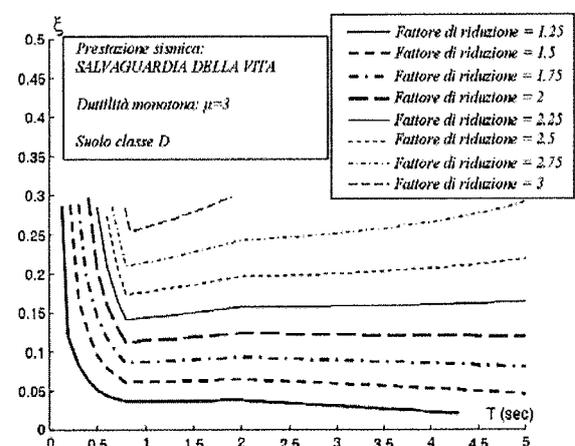


Figura 25: Smorzamento viscoso minimo di progetto al variare del periodo e del fattore di riduzione – (livello prestazionale: Salvaguardia della vita, $\mu=3$, Suolo classe D)

6. CONCLUSIONI

Nel lavoro si è presentata una nuova metodologia per la progettazione dello smorzamento viscoso supplementare da conferire a sistemi strutturali intelaiati in c.a., che sia coerente con i principi del "Performance Based Engineering".

L'approccio si basa sulla valutazione di fattori di riduzione della resistenza che considerano in maniera esplicita il livello di danno e le capacità dissipative del sistema strutturale. Dalla formulazione di relazioni matematiche semplici che esprimono il rapporto tra le grandezze considerate si sono costruiti abachi di progetto che in base alle caratteristiche meccaniche (periodo, resistenza e duttilità) dell'opera oggetto di miglioramento sismico, forniscono il valore dello smorzamento extrastrutturale che permette il conseguimento del livello prestazionale di "Salvaguardia della vita" nel caso di eventi sismici rari.

Tali abachi mostrano come, nel caso di bassa resistenza, della struttura originaria è necessario l'utilizzo di elevati valori dello smorzamento extrastrutturale per raggiungere l'obiettivo prestazionale minimo imposto, ovvero integrare le capacità resistenti e di duttilità del sistema con altri interventi.

Bibliografia

- [1] ALBANESI T., NUTI C., VANZI I., 2000 State of the art review for non linear static methods: 12th European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 603
- [2] ATC, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
- [3] BEOLCHINI G. C., DI PASQUALE G., GIZZARELLI L., 2002 La valutazione delle prestazioni sismiche di strutture sismiche in strutture esistenti in cemento armato: indicazioni dalle linee guida NEHRP, pubblicazioni del Servizio Sismico Nazionale
- [4] BERTERO V.V., 1997 Performance-based seismic engineering: a critical review of proposed guidelines". Proceedings of the International Workshop on Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes. A.A. Balkema: Rotterdam, 1997.
- [5] CONSTANTINOU M.C., SOONG T.T., DARGUSH G.F., 1998 Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit, *MCEER Monograph n°1*
- [6] COSENZA E., MANFREDI G., 1997 The improvement of the seismic-resistant design for existing and new structures using damage criteria. In P. Fajfar & H. Krawinkler (eds). *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*: Balkema 119-130.
- [6] FAJFAR P., FISCHINGER M., 1988 N2 – a method for non-linear seismic analysis of regular buildings. In *Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan*, 5: 111-116.
- [7] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. NEHRP, 1997 Provision for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *Guidelines. FEMA 273*. Washington, D.C.
- [8] FREEMAN SA., 1978 Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. In *Proceedings of Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Conc. Structures*, Detroit, 589-605, 1978.
- [9] KUNNATH S.K., REINHORN A.M., PARK Y.J., 1990 Analytical modelling of inelastic seismic response of R/C structures. *Journal of Structural Engineering*: 116(4): 996-1017
- [9] ORDINANZA P.C.M. n° 2374, 2003 Nuova Normativa Sismica Italiana, Supplemento Ordinario n° 72 della Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana del 8 maggio 2003 n° 105
- [10] PALAZZO B., PETTI L., DE JULIIS M., 2003 Reduction Factors for Performance Based Seismic Design, Proceedings of 8th World Seminar on Seismic Isolation, Energy Dissipation and Active vibration control of structures. October 6-10, 2003. Yerevan, Armenia.
- [11] PARK Y.J., 1984 Seismic damage analysis and damage-limiting design of R/C structures. *Ph.D. Thesis. Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, IL*.
- [11] PARK YJ & ANG AH-S, 1985 Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*: 722-739.
- [11] PARK R., PAULAY T., 1975 Reinforced Concrete Structures, *John Wiley and sons*, 779 pp.
- [12] SAWYER H.A., 1964 Design of concrete frames for two failure states. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete. Miami: ASCE – ACI
- [13] SEAOC VISION 2000, 1995 Performance based seismic design engineering. Sacramento, USA: Structural Engineers Association of California (SEAOC) Report, 1995.
- [14] SOONG T.T., SPENCER B.F. JR., 2000 Supplemental Energy Dissipation: State-of-the-Art and State-of-the Practice. *Engineering Structures*, 24(3), 243-259, 2002
- [15] UANG C.M., BERTERO V.V., 1988 Implication of recorded earthquake ground motions on seismic design of built structures. *UCB/EERC; Report No. 88(13)*, University of California, Berkeley, California.
- [16] WHITTAKER A., HART G., ROJAHN C., 1999 Seismic Response Modification Factors, *Journal of Structural Engineering*, April, pp. 438-443

SUL CONFINAMENTO DI ELEMENTI IN C.A. CON STAFFE E FRP SOGGETTI A COMPRESSIONE

Carlo Pellegrino¹, Davide Tinazzi¹, Claudio Modena¹

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

SOMMARIO

Il lavoro vuole contribuire alla comprensione e alla modellazione del comportamento a compressione di colonne in c.a. confinate con fogli FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) in fibra di carbonio e di vetro. Lo studio è basato su un programma sperimentale relativo a colonne in c.a. a grandezza reale confinate sia con staffe in acciaio che con diverse quantità di rinforzo in CFRP e GFRP. I risultati dei tests forniscono nuovi elementi nel campo dei complessi meccanismi di rottura che caratterizzano la resistenza ultima di colonne in c.a. confinate con staffe e tessuti FRP con particolare riferimento alle modalità di interazione tra i due contributi al confinamento.

SUMMARY

The paper aims to contribute to a better understanding and modeling of the shear behaviour of RC beams strengthened with FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) sheets (Carbon and Glass FRP). The study is based on an experimental program carried out on real scale columns with transverse steel reinforcement and with different amounts of CFRP and GFRP strengthening. The test results provide some new insights into the complex failure mechanisms that characterize the ultimate strength of RC columns with transverse steel reinforcement and FRP wrapping in particular about the interaction between the two contributions.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito generale del rinforzo strutturale e dell'adeguamento sismico di elementi in calcestruzzo armato una delle applicazioni più frequenti riguarda il confinamento di colonne o pilastri per l'incremento di resistenza o duttilità. Numerose ricerche hanno dimostrato i notevoli vantaggi che si ottengono confinando cilindri in calcestruzzo, sottoposti a compressione, con l'applicazione di compositi fibrorinforzati in forma di fogli impregnati in situ o incamiciature con tubi preimpregnati in FRP (Fig. 1). Tuttavia, tali sperimentazioni sono state, nella maggior parte dei casi, condotte su campioni in calcestruzzo di dimensioni contenute (cilindri con rapporto altezza/diametro pari a 2 e con diametro variabile tra i 50 mm ai 220 mm). Nei pochi casi in cui si è voluto indagare l'effetto del confinamento con FRP su colonne armate di dimensioni reali, non si è formulata alcuna osservazione circa l'interazione, nel confinamento, tra

armatura trasversale in acciaio e rinforzo esterno in FRP. Si nota, inoltre, che i modelli attualmente disponibili in letteratura [1], [2], [3], [4] si basano su sperimentazioni di laboratorio svolte per lo più su colonne non armate e sull'elaborazione di dati ottenuti con distinte metodologie di prova e, spesso, senza considerare gli effetti di scala dovuti alla variabilità delle dimensioni dei campioni utilizzati. Al fine di studiare il comportamento di colonne armate a grandezza reale si rende dunque necessario svolgere campagne di sperimentazione che restituiscano risultati tra loro comparabili in termini di condizioni di prova, di materiali utilizzati e di dimensioni dei campioni testati.

Il presente lavoro è tratto da una ricerca svolta presso l'Università di Padova sul comportamento di colonne in c.a. con staffe in acciaio confinate con fogli di tessuto FRP, il cui obiettivo principale è la valutazione dell'azione di confinamento passivo sul calcestruzzo attuata sinergicamente da acciaio ed FRP.

Il lavoro si inserisce in un più ampio programma di ricerca sviluppato da diversi anni presso l'Università di Padova, e tuttora in corso, sul comportamento di elementi strutturali in c.a. rinforzati con materiali FRP riguardante il comportamento a flessione e taglio di travi [5], [6], il comportamento a compressione di colonne [7], [8] e l'aderenza substrato-rinforzo [9], [10].

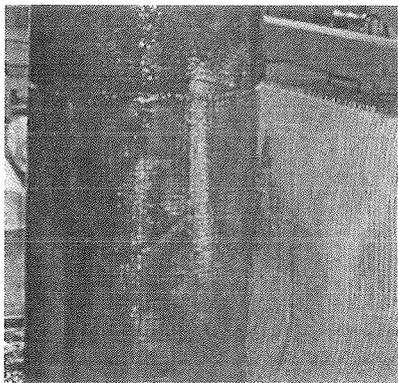


Fig. 1 - Colonna confinata con tessuti GFRP

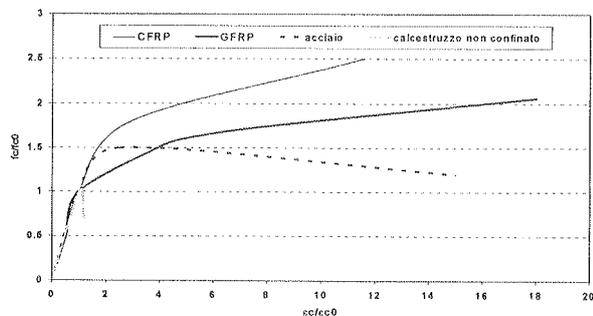


Fig. 2 - Andamento qualitativo di diagrammi tensioni-deformazioni normalizzate per colonne non confinate e confinate con staffe in acciaio, tessuti CFRP e GFRP.

Nell'ambito delle problematiche inerenti il confinamento di colonne armate con fogli FRP si può osservare che il comportamento caratteristico dei materiali confinanti è chiaramente dissimile: l'acciaio presenta infatti un comportamento elasto-plastico; mentre l'FRP è un materiale linearmente elastico fino a rottura. Ciò si traduce in profonde differenze nell'andamento della pressione di confinamento esercitata dai materiali sul calcestruzzo con il progredire della deformazione dello stesso. Le staffe in acciaio esercitano sul calcestruzzo una pressione laterale di confinamento localizzata e crescente fino al raggiungimento della tensione di snervamento; una volta superato tale valore la pressione laterale rimane

costante. Il tessuto FRP esercita invece una pressione di confinamento distribuita e crescente fino a che non viene raggiunta, perlomeno in alcuni punti, la deformazione ultima del composito. Le differenze si manifestano nei diagrammi caratteristici tensioni-deformazioni assiali dei provini confinati con i due metodi. Si veda, a tale proposito la Fig. 2.

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Sono stati sviluppati test a compressione semplice su colonne in calcestruzzo armato e non armato confinate con fasciature in tessuto FRP (Fig. 3). Il materiale FRP utilizzato è di due tipi: CFRP (fibre di carbonio) e GFRP (fibre di vetro).

Sulle colonne sono stati predisposti nove strain gages circonferenziali disposti a 120° a mezza altezza ed a 10 cm dalle basi in modo da rilevare l'influenza del confinamento attuato dalle teste della pressa e due strain gages assiali diametralmente opposti collocati a mezza altezza.

Sono stati, inoltre, aggiunti tre estensimetri LVDT tra i piatti della pressa e un estensimetro DDI agente perpendicolarmente all'asse della colonna in modo da rilevare deformazioni circonferenziali.

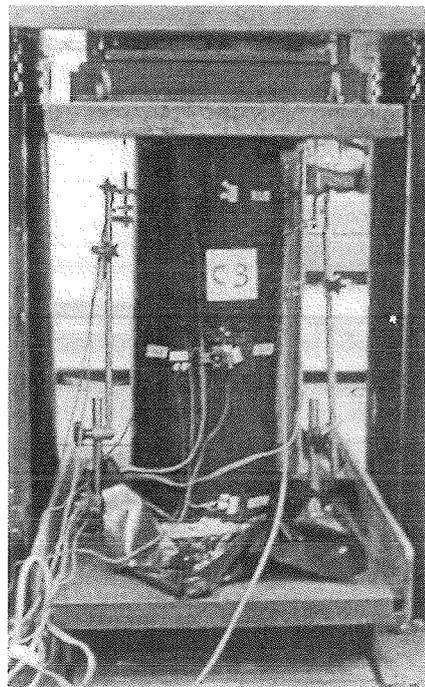


Fig. 3 - Prova di compressione semplice su colonna confinata

Le caratteristiche geometriche delle colonne sono riportate schematicamente in Fig. 4.

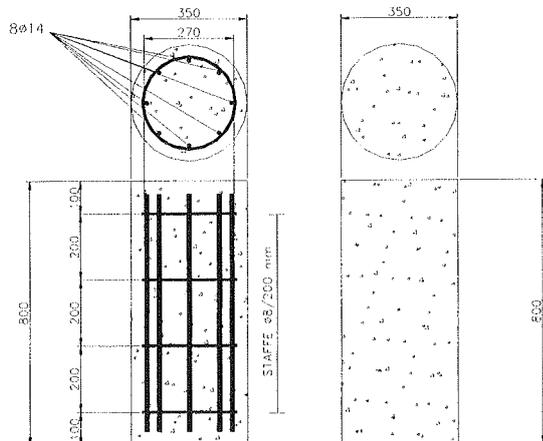


Fig. 4 – Caratteristiche geometriche delle colonne

Si elencano le principali caratteristiche geometriche e meccaniche del rinforzo in FRP:

Rinforzo in CFRP

Spessore	$t = 0.165 \text{ mm}$
Resistenza ultima	$f_{fu} = 3000 \text{ MPa}$
Deformazione ultima	$\varepsilon_{fu} = 0.8 \%$
Modulo di elasticità	$E_f = 390000 \text{ MPa}$

Rinforzo in GFRP

Spessore	$t = 0.230 \text{ mm}$
Resistenza ultima	$f_{fu} = 1700 \text{ MPa}$
Deformazione ultima	$\varepsilon_{fu} = 2.8 \%$
Modulo di elasticità	$E_f = 65000 \text{ MPa}$

Si sono ottenuti i seguenti valori di resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo:

$f_c = 28.8 \text{ MPa}$	(colonne con staffe – R)
$f_c = 43.0 \text{ MPa}$	(colonne prive di staffe – NR)

3. ANALISI DEI RISULTATI E DISCUSSIONE

Nelle Figure 5 e 6 si rappresentano i diagrammi tensione-deformazione assiale media rispettivamente per le colonne non armate e per le colonne armate.

Nelle Figure 7 e 8 si possono osservare rispettivamente le modalità di rottura di una colonna rinforzata con GFRP e di una confinata con CFRP.

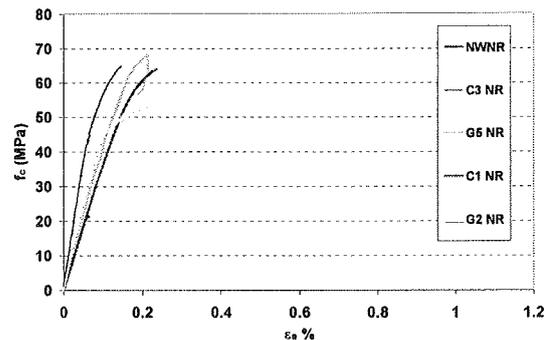


Fig. 5 – Diagrammi tensione-deformazione assiale media per le colonne non armate

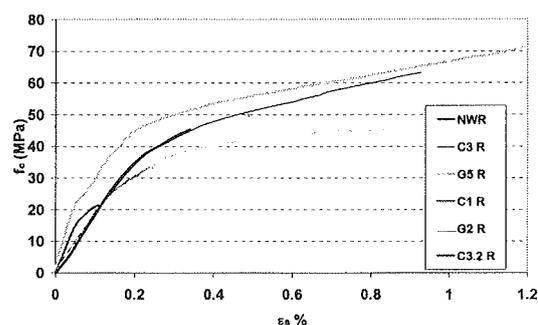


Fig. 6 – Diagrammi tensioni-deformazioni assiali medie per le colonne armate

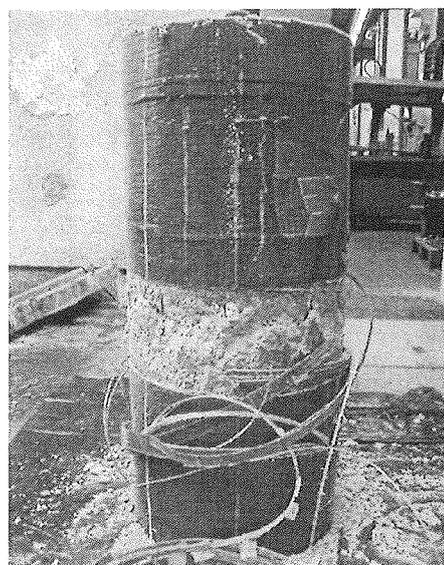


Fig. 7 - Rottura di un colonna confinata con GFRP

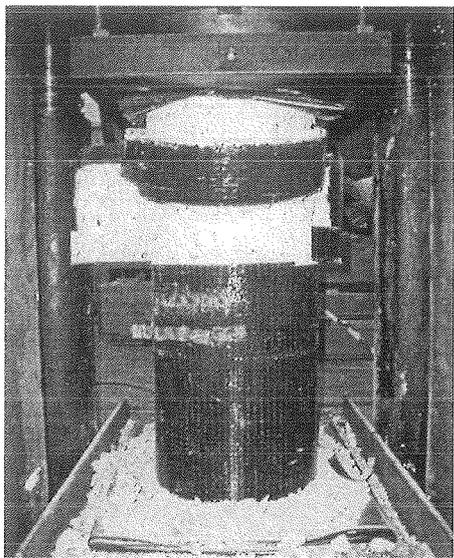


Fig. 8 - Rottura di un colonna confinata con CFRP

Analizzando i diagrammi delle Figure 5 e 6 si può notare che l'incremento di resistenza è notevole sia per le colonne armate e fasciate che per le colonne solo fasciate, tuttavia si verifica che le colonne armate e fasciate manifestano un comportamento molto più

duttile delle corrispondenti colonne non armate. Ciò evidenzia l'influenza determinante dell'acciaio sulla resistenza e sulla duttilità delle colonne.

Si rileva inoltre, per le colonne armate, un secondo tratto delle curve sperimentali dipendente dalla rigidità del rinforzo: la curva con pendenza maggiore appartiene alla colonna confinata con 3 strati di CFRP, ossia con rigidità massima del rinforzo; la pendenza minore appartiene invece alla colonna confinata con 2 strati di GFRP, ossia con rigidità minima del rinforzo.

Si è osservato inoltre che la deformazione media del composito a rottura è nettamente inferiore alla deformazione nominale ultima del composito stesso, e raggiunge valori superiori per le colonne armate.

Per quanto riguarda le modalità di collasso si è rilevata una rottura meno repentina nel caso delle colonne rinforzate con GFRP con sfilacciamento progressivo delle fibre ed una rottura più esplosiva nel caso delle colonne rinforzate con CFRP.

Nella Tab. 1 sono riassunti i principali risultati della sperimentazione (resistenza massima a compressione delle colonne, deformazioni assiali e circonferenziali al momento della rottura).

Colonna	Tipologia di FRP	Numero di strati	Resistenza massima a compressione (MPa)	Massima deformazione assiale (%)	Massima deformazione circonferenziale (%)
NWNR	-	-	33.9	0.1371	0.0255
NWR	-	-	21.4	0.2164	0.0989
C1 R	CFRP	1	33.5	0.2451	0.1997
C3 A	CFRP	3	63.2	0.9278	0.4508
C3.2 R	CFRP	3	45.3	0.3395	0.1624
G2 R	GFRP	2	45.3	0.8310	1.0836
G5 R	GFRP	5	71.4	1.2098	1.4887
G5.2 R	CFRP	5	70.7	N/A	1.4477
C1 NR	CFRP	1	63.9	0.2348	0.1989
C3 NR	CFRP	3	64.9	0.1454	0.0843
G2 NR	GFRP	2	52.7	0.2119	0.3237
G5 NR	GFRP	5	68.2	0.2118	0.1911

Tab. 1: Principali risultati della sperimentazione (R colonna con staffe; NR colonna priva di staffe; NW colonna non rinforzata con FRP)

I risultati della sperimentazione dimostrano che, se si assume come indice di propagazione del danno la deformazione circonferenziale media della sezione di calcestruzzo, al momento della rottura, le colonne confinate manifestano un livello di danno molto superiore a quello manifestato dal calcestruzzo non confinato, con un corrispondente forte aumento di

volume del provino nella fase prossima alla rottura; ciononostante, il collasso avviene in modo più controllabile e progressivo.

Come accennato in precedenza e come altri autori hanno osservato, la deformazione del rinforzo FRP rilevata alla rottura delle colonne risulta inferiore alla deformazione ultima nominale del materiale. Il

fenomeno è essenzialmente riconducibile ai complessi meccanismi di interazione della struttura composta calcestruzzo-FRP o calcestruzzo-acciaio-FRP. A tale proposito si può ipotizzare che, nel caso in cui ci sia adesione tra FRP e supporto in calcestruzzo, si manifestano dei picchi di tensione locali nelle porzioni di rinforzo che si trovano a cavallo della fessura, conseguentemente la deformazione media rilevata al momento della rottura risulterà inferiore alla deformazione nominale del composito (si veda la Fig. 9).

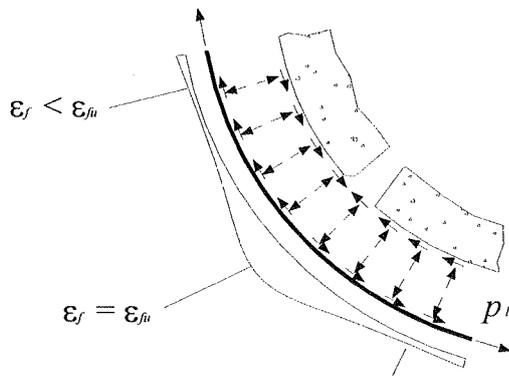


Fig. 9 - Distribuzione delle deformazioni in una colonna fessurata in assenza di armatura trasversale in acciaio.

In caso di presenza di staffe di acciaio, è ipotizzabile che esse esercitino un'azione di controllo della diffusione e dell'ampiezza delle fessure nel calcestruzzo, favorendo, in luogo dello sviluppo di poche fessure di notevole ampiezza, una fessurazione più diffusa e con ampiezze minori. Nell'ipotesi di aderenza calcestruzzo-FRP, la presenza di armatura comporta picchi di deformazione e tensione nell'FRP meno evidenti e più ravvicinati (si veda la Fig. 10).

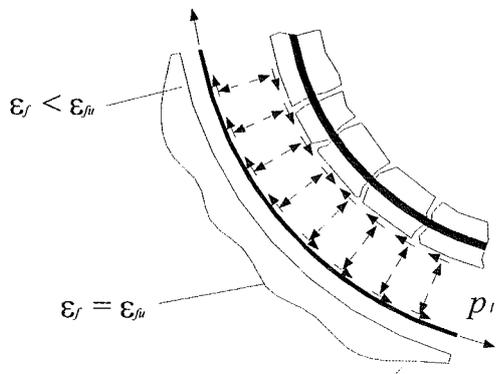


Fig. 10 - Distribuzione delle deformazioni in una colonna fessurata in presenza di armatura trasversale in acciaio.

A causa del distacco parziale del rinforzo nelle zone adiacenti le fessure, si ha la riduzione della superficie totale di adesione e, di conseguenza, si ottiene un generale livellamento della deformazione del composito verso il valore medio, con un maggiore sfruttamento del composito stesso.

In tal senso la presenza di armatura trasversale in acciaio all'interno di colonne in calcestruzzo confinate con FRP può essere vantaggiosa non solo per l'apporto in termini di incremento di pressione di confinamento fornito al calcestruzzo (e quindi di resistenza ultima); ma anche per l'azione di redistribuzione delle tensioni che esercita favorendo un migliore sfruttamento della resistenza del calcestruzzo e dell'FRP.

Come è lecito attendersi, il confinamento con FRP esercita anche un'azione di contenimento delle barre verticali ritardando un eventuale sbandamento quando le staffe risultano distanti. Tuttavia si è potuto osservare che la posizione delle prime fessure verticali coincide con la posizione delle barre longitudinali (v. Fig. 11).



Fig. 11 - Distribuzione delle fessure verticali in corrispondenza delle barre longitudinali nella colonna armata e non fasciata

Tale osservazione è dimostrata anche dalla misurazione delle deformazioni ottenuta dalla sperimentazione riportata nel diagramma seguente sulla larghezza trasversale della colonna (v. Fig. 12).

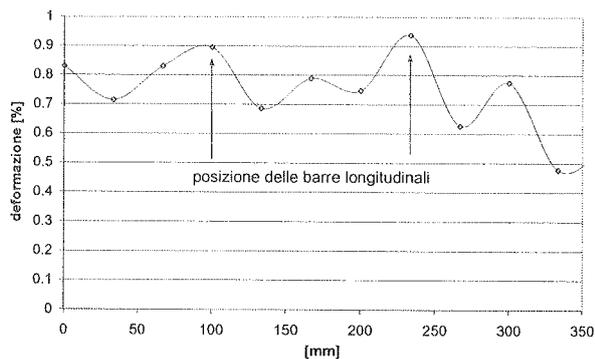


Fig. 12 – Deformazioni circonferenziali misurate sperimentalmente correlate con la posizione delle barre verticali

Tale osservazioni sperimentali dimostrano la correlazione tra la configurazione geometrica dell'armatura in acciaio e l'efficienza del rinforzo in FRP nell'ambito del problema del confinamento di elementi compressi.

In definitiva si può affermare che le evidenze sperimentali della presente campagna richiamano l'attenzione sulla necessità di affinare i modelli di calcolo esistenti esprimendo l'efficienza del rinforzo in FRP in dipendenza non solo delle caratteristiche del materiale utilizzato, ma anche della geometria e delle caratteristiche meccaniche dell'armatura presente.

4. CONCLUSIONI

Il lavoro fornisce un contributo al complesso problema del comportamento a compressione di colonne in c.a. in scala reale confinate con staffe in acciaio e fogli FRP. Lo studio è basato su un programma sperimentale relativo a colonne circolari, armate e non, fasciate con diverse quantità e tipi di tessuti FRP (fibre di vetro e fibre di carbonio).

Sulla base della campagna sperimentale sono riportate alcune osservazioni riguardanti i meccanismi di interazione tra armatura in acciaio e rinforzo in FRP in fase fessurata.

I risultati della sperimentazione suggeriscono un miglioramento degli attuali modelli presenti in letteratura tenendo conto, non solo delle caratteristiche dei singoli materiali, ma anche dell'interazione tra armatura in acciaio e rinforzo in FRP.

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano la MAC (Modern Advanced Concrete) S.p.A. gruppo Degussa (Treviso) per la

fornitura del sistema di rinforzo e per il supporto tecnico ed il Laboratorio Prove sui Materiali da Costruzione dell'Università di Padova.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] Richart, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L. (1906) "A study of failure of concrete under combined compressive stresses", University of Illinois, Urbana. Engineering Experiment Station Bulletin No. 185.
- [2] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1998) "Theoretical stress strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [3] Pantazopoulou, S. J., and Mills, R. H. (1995) "Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete", ACI Materials Journal, Vol. 92, No. 6, pp. 605-616.
- [4] Pessiki, S., Harries, K.A., Kestner, J.T., Sause, R., and Ricles, J. (2001) "Axial behaviour of reinforced concrete columns confined with FRP jackets", Journal of Composites of Construction, ASCE, Vol. 5, N. 4, pp. 237-245.
- [5] C. Pellegrino, C. Modena (2002) "FRP shear strengthening of RC beams with transverse steel reinforcement", Journal of Composites of Construction, ASCE, Vol. 6, N. 2, pp. 104-111.
- [6] C. Modena, C. Pellegrino (2002) "Applicazione di fogli in CFRP su travi in c.a.: efficienza del rinforzo a taglio", Giornate AICAP 2002, Bologna, 6-8 Giugno, 2002, Patron Editore, Bologna, pp. 551-558
- [7] D. Tinazzi, C. Pellegrino, G. Cadelli, M. Barbato, C. Modena, R. Gottardo (2003) "An experimental study of RC columns confined with FRP sheets", Proc. of Structural Faults & Repair, 10th Int. Conf., London, UK, 1-3 July, 2003.
- [8] D. Tinazzi, G. Cadelli, C. Pellegrino, C. Modena (2003) "Confinamento di colonne in calcestruzzo armato con tessuti FRP", L'Edilizia, N. 127, pp. 46-49.
- [9] D. Tinazzi, G. Boschetto, C. Pellegrino, C. Modena (2003) "Studio sperimentale sull'aderenza tra calcestruzzo e tessuti CFRP", L'Edilizia, N. 127, pp. 30-33.
- [10] C. Pellegrino, D. Tinazzi, C. Modena (2002) "About RC beams strengthened in shear with FRP sheets", Concrete Structures in the 21st Century, Proc. of The First fib Congress 2002, Osaka, Japan, 13-19 October, 2002, Vol. 1 S. 5.35.

COMPORTAMENTO CICLICO DI PILASTRI IN C.A. PRESSOINFLESSI RINFORZATI CON FRP

Marco Savoia¹, Barbara Ferracuti²

¹ Professore Ordinario, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

² Dottorando, Università di Bologna, Facoltà di Ingegneria, DISTART - Tecnica delle Costruzioni, Bologna.

SOMMARIO

Viene studiato il comportamento ciclico di pilastri in c.a. fasciati con FRP e soggetti ad azione ciclica. Si considerano opportune leggi di tipo ciclico per il calcestruzzo confinato, per la parte non confinata della sezione, per il calcestruzzo teso e per le armature longitudinali. I risultati ottenuti sono in ottimo accordo con i risultati sperimentali. Viene mostrato come la fasciatura con materiali in fibra di vetro o di carbonio consente di aumentare significativamente la duttilità della sezione. Viene inoltre valutata l'energia dissipata nei cicli di isteresi del diagramma momento - curvatura.

SUMMARY

The behavior of r.c. columns wrapped by composite material sheets (FRP) under axial force and cyclic bending is studied. Cyclic constitutive laws for confined and unconfined concrete, for concrete under tension and for steel reinforcing bars are used. Numerical results are in good agreement with experimental tests. Wrapping with FRP is shown to be very effective, increasing ductility of columns under bending significantly. Hysteretic dissipated energy for cyclic loading is also estimated.

1. INTRODUZIONE

L'adeguamento o la riparazione di colonne mediante fasciatura con FRP si sta rivelando una soluzione pratica, economica e soprattutto efficiente. Questa tecnologia è relativamente nuova, in quanto i primi studi risalgono agli inizi degli anni '90. Il rinforzo mediante fasciatura consente di aumentare sia la resistenza che la duttilità di pilastri soggetti a prevalente sforzo normale. Utilizzata inizialmente soprattutto allo scopo di aumentare la portanza per carichi verticali, questa tecnologia è sempre più considerata per l'adeguamento di strutture in c.a. non progettate con criteri antisismici, in quanto rinforzando i pilastri è possibile intervenire ripristinando una corretta gerarchia delle resistenze.

Per quanto riguarda il comportamento a compressione semplice del calcestruzzo confinato con FRP, sono stati sviluppati e verificati sperimentalmente diversi modelli [1], [2]. La lacuna maggiore attualmente riguarda invece la modellazione di elementi in c.a. rinforzati con FRP e soggetti a sollecitazione di pressoflessione, basilare per una corretta modellazione di strutture soggette ad azione sismica. Tra le indagini

sperimentali su elementi pressoinflessi in caricamento monotono si segnala quella riportata in [3].

In questa memoria viene proposto un modello per lo studio di sezioni in c.a. rinforzate con FRP e soggette a flessione ciclica. Per il calcestruzzo confinato, è stato utilizzato il modello di Mander [4] che fornisce la legge tensione - deformazione assiale del calcestruzzo nota la pressione laterale di confinamento. In presenza di fasciatura con FRP, la resistenza di picco del calcestruzzo non è costante come prevede il modello di Mander (calibrato nel caso di rinforzo con staffe di acciaio), ma dipende dalla pressione di confinamento e viene determinata secondo lo schema iterativo proposto da Spoelstra e Monti [5]. Per studiare il comportamento ciclico, è necessario definire leggi per il calcestruzzo teso e leggi di scarico e ricarico per il calcestruzzo. Tali leggi sono dedotte dal modello sviluppato da Reinhardt e Yankelevsky [6]. È stato inoltre discussa l'importanza di una corretta definizione delle leggi che definiscono i rami di scarico e ricarico del legame costitutivo del calcestruzzo. Infine, per le barre d'armatura viene utilizzato il modello di Filippou-Zulfiqar [7].

I risultati ottenuti per via numerica sono stati confrontati con quelli sperimentali riportati in letteratura, ed in particolare

con quelli presentati da Abrams [8] per colonne non rinforzate e da Sheikh e Yau [9] nel caso di fasciatura con FRP. Entrambi i confronti hanno confermato l'attendibilità del modello sviluppato.

Sono stati condotti anche alcuni studi di tipo parametrico. È stata valutata l'energia dissipata nel ciclo di isteresi in funzione del valore di curvatura massima raggiunta.

I risultati ottenuti hanno confermato che la fasciatura con FRP consente di aumentare in modo determinante sia le sollecitazioni ultime raggiungibili che soprattutto la duttilità per carichi flessionali con andamento ciclico.

2. IL MODELLO PROPOSTO

Nel presente lavoro, viene studiato il comportamento di pilastri in c.a. rinforzati mediante fasciatura con FRP soggetti a sforzo normale costante e momento flettente variabile con andamento ciclico.

Vengono introdotte le assunzioni di profilo lineare delle deformazioni sulla sezione e di perfetta aderenza tra i materiali. Mediante una schematizzazione a strisce della sezione stessa, risulta quindi assegnata la deformazione $\varepsilon(i)$ per la generica i -esima striscia. Facendo uso di leggi costitutive opportune per i materiali (descritte nel paragrafo seguente) vengono ottenuti quindi gli sforzi corrispondenti alle varie strisce.

Utilizzando il procedimento usuale, fissato il valore dello sforzo normale e della curvatura della sezione; la corretta posizione dell'asse neutro ed il corrispondente valore di momento flettente sono valutati con un procedimento di tipo iterativo.

Per quanto riguarda il calcestruzzo compresso, il rinforzo assicurerà un effetto di confinamento laterale ad una parte della sezione.

Come descritto in [1], [10], nel caso di sezioni soggetti a compressione semplice è possibile distinguere nella sezione una parte confinata ed una non confinata, in funzione della forma della sezione (circolare o rettangolare, ed in questo caso in funzione del rapporto tra raggio di curvatura sugli spigoli e lunghezza dei lati). Tale assunzione è analoga a quanto ini-

zialmente proposto in [4] con riferimento al confinamento mediante staffatura. Il caso di confinamento esercitato dalla contemporanea presenza di staffe e fasciatura con FRP è stato considerato in [11].

Non sono disponibili al momento studi analoghi nel caso di sezioni pressoinflesse. Operando in modo analogo a quanto proposto in passato nel caso di sezioni pressoinflesse e confinate mediante staffe, sono possibili due diverse schematizzazioni: nel primo caso, si mantiene la stessa distinzione tra parte confinata e non confinata della sezione anche nel caso di asse neutro che taglia la sezione. In alternativa, si può ipotizzare che le due parabole che individuano le due differenti regioni abbiano come limite inferiore l'asse neutro stesso.

Studi numerici condotti dagli Autori nel caso di carichi di tipo monotono indicano differenze modeste tra i risultati ottenuti secondo le due diverse schematizzazioni, in ragione del fatto che esse si differenziano in corrispondenza di una porzione del pilastro prossima all'asse neutro, ove quindi le deformazioni sono molto basse e trascurabile la differenza tra comportamento del calcestruzzo confinato e non confinato. Nel presente lavoro, si adotta pertanto la prima schematizzazione, più semplice soprattutto nel caso in esame in cui il caricamento è di tipo ciclico e si assiste a forti variazioni della posizione dell'asse neutro.

Utilizzando l'approccio suddetto, ogni striscia di sezione risulta quindi suddivisa in due porzioni, una non confinata ed una confinata. Si tratta quindi di definire un criterio per valutare il valore della pressione laterale sulla sezione, dal quale dipende il comportamento del calcestruzzo in direzione longitudinale. In questo studio, si assume che la porzione confinata della generica striscia, soggetta alla deformazione $\varepsilon(i)$, sia soggetta ad una pressione laterale pari a quella che avrebbe se facente parte di una sezione puramente compressa e soggetta alla stessa deformazione. Tale assunzione appare legittima in particolare nel caso di gradiente della deformazione sulla sezione non elevato, cioè nel caso di eccentricità della risultante non eccessivamente elevate. Gli Autori stanno attualmente conducendo studi numerici agli elementi finiti mediante il codice Abaqus per validare tale assunzione. Sono descritte nel seguito le leggi costitutive cicliche adottate per i materiali.

3. LEGGI COSTITUTIVE ADOTTATE

3.1 Calcestruzzo confinato: curva di caricamento monotono

Esistono numerose proposte per la definizione del legame tensione-deformazione del calcestruzzo soggetto ad uno stato pluriassiale di compressione (si veda ad esempio [4], [12]). Tra questi il modello di Mander [4], basato su quello di Popovics e nel quale il valore della tensione massima e della corrispondente deformazione sono definiti in funzione della pressione di confinamento, è particolarmente adeguato in quanto è esprimibile con riferimento alla sola legge monoassiale (Figura 1):

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} \cdot (\varepsilon_c / \varepsilon_{cc}) \cdot r}{r - 1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_{cc})^r} \quad (1)$$

dove:

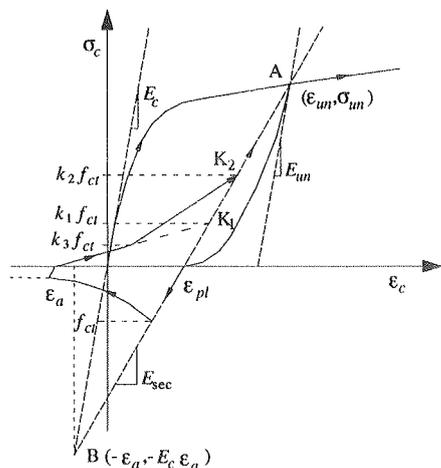


Figura 1: Comportamento ciclico del calcestruzzo confinato.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2)$$

Inoltre, f_{cc} e ε_{cc} sono la tensione massima e la corrispondente deformazione del calcestruzzo confinato, definiti dalle seguenti relazioni, di origine sperimentale:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3a)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 2.354 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{f_l}{f_{co}}} - 2 \cdot \frac{f_l}{f_{co}} - 1.254 \quad (3b)$$

Inoltre, f_l rappresenta la pressione di confinamento, mentre f_{co} , ε_{co} sono resistenza e corrispondente deformazione del calcestruzzo non confinato. Nel caso di sezione circolare confinata con FRP, la pressione di confinamento f_l dipende dalla deformazione laterale ε_l del rinforzo secondo un legame di tipo elastico lineare:

$$f_l = \frac{2 \cdot t_j}{d_j} \cdot E_j \cdot \varepsilon_l \quad (4)$$

dove t_j , d_j , E_j sono lo spessore, il diametro ed il modulo elastico in direzione circonferenziale del rinforzo. Infine, la deformazione laterale ε_l può essere ottenuta in funzione della deformazione ε_c e della tensione in direzione assiale σ_c utilizzando il modello di danneggiamento proposto da Pantazopoulos e Mills [13]:

$$\varepsilon_l = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c - \sigma_c}{2 \cdot \beta \cdot \sigma_c} \quad (5)$$

dove β è un parametro che dipende dalle proprietà meccaniche del calcestruzzo non confinato:

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f_{co}|}} - 500 \quad (6)$$

Secondo il modello proposto in [5], si utilizza una procedura iterativa per la determinazione della curva tensione - deformazione in presenza di confinamento con FRP:

— Per ottenere la tensione σ_c corrispondente ad un prefissato valore di deformazione assiale ε_c :

- 1) Assegnare un valore della deformazione laterale ε_l ;
- 2) Calcolare la pressione di confinamento f_l (eq. (4));
- 3) Calcolare resistenza di picco f_{cc} e corrispondente deformazione ε_{cc} dalle eq. (3);
- 4) Calcolare la tensione longitudinale σ_c (eq. (1));
- 5) Calcolare la deformazione laterale ε_l dall'eq. (5) e verificare se essa è prossima al valore assegnato al passo 1). Se è sensibilmente diverso sostituire tale valore nella 1) e ripetere la procedura.

La convergenza della procedura iterativa è rapida utilizzando come valore di primo tentativo della deformazione laterale quello ottenuto in convergenza al valore di deformazione longitudinale assunto in precedenza.

Il valore di collasso dell'elemento rinforzato è assunto pari a quello cui corrisponde il raggiungimento della tensione di rottura f_{ju} nel rinforzo. Espressioni alternative, basate sulla elaborazione diretta di risultati sperimentali sono riportate in [14].

3.2 Modello isteretico per il calcestruzzo

Per descrivere il comportamento isteretico del calcestruzzo, si è fatto riferimento al modello di Mander et al [4] per definire la legge di scarico, ed al modello di Reinhardt e Yankelevsky [6] per quanto riguarda il comportamento del calcestruzzo teso.

In accordo con il modello di Mander et al. [4], la curva di scarico a partire dal generico punto $A(\varepsilon_{un}, \sigma_{un})$ viene definita dopo aver determinato il valore della deformazione plastica residua ε_{pl} corrispondente al completo scarico ($\sigma = 0$) (vedi Figura 1). Tale valore di deformazione plastica viene determinato dall'intersezione con l'asse delle ascisse della retta ottenuta congiungendo il punto di inizio scarico $A(\varepsilon_{un}, \sigma_{un})$ con il punto $B(-\varepsilon_a, -E_c \varepsilon_a)$, con E_c pari al modulo elastico iniziale e la deformazione ε_a che viene assunta pari a:

$$\varepsilon_a = a \sqrt{\varepsilon_{un} \varepsilon_{cc}} \quad (7)$$

dove:

$$a = \max \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}}, \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \right) \quad (8)$$

La deformazione plastica ε_{pl} risulta quindi definita come:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a) \sigma_{un}}{(\sigma_{un} + E_c \varepsilon_a)} \quad (9)$$

La curva di scarico dal punto $A(\varepsilon_{un}, \sigma_{un})$ al punto $C(\varepsilon_{pl}, 0)$ assume un andamento analogo a quello utilizzato per la curva di carico monotono:

$$\sigma_c = \sigma_{un} - \frac{\sigma_{un} \cdot x \cdot r'}{r' - 1 + x^{r'}} \quad (10)$$

dove:

$$r' = \frac{E_{un}}{E_{un} - E_c}, \quad E_{sec} = \frac{\sigma_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}}, \quad x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{un}} \quad (11)$$

ed il modulo di elasticità tangente alla curva di inizio scarico E_{un} è definito come:

$$E_{un} = b \cdot c \cdot E_c \quad (12)$$

Dove i coefficienti b , c sono stati ottenuti a partire da un'elaborazione di risultati sperimentali nella forma:

$$b = \frac{f_{un}}{f'_{co}} \geq 1, \quad c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}} \right)^{0.5} \leq 1 \quad (13)$$

Secondo la teoria di Mander, la curva di scarico è indipendente dalla pressione di confinamento. Infine, in accordo con quanto previsto dalla teoria della plasticità, nel caso in

cui lo scarico avvenga a partire da una curva di ricarico anziché dalla curva di caricamento monotono, si farà riferimento al valore di deformazione plastica ε_{pl} raggiunto in precedenza.

Il comportamento ciclico del calcestruzzo in trazione è stato studiato in dettaglio da Reinhardt e collaboratori, sia dal punto di vista sperimentale che teorico. I risultati sperimentali riportati in [15] sono stati utilizzati da molti autori come riferimento per la formulazione di modelli teorici (si veda [16] per uno stato dell'arte sull'argomento).

Anche per carichi di tipo monotono, il problema presenta considerevoli difficoltà concettuali. Infatti, come ben noto [16], in una prova di trazione di un provino di calcestruzzo, avviene una microfessurazione diffusa anche prima del raggiungimento del carico massimo, dopo il quale le fessure tendono a localizzarsi in una banda di ampiezza definita (paragonabile alla dimensione degli inerti) mentre la restante parte di provino tende a scaricarsi in modo elastico. Poiché quindi il comportamento risulta fortemente eterogeneo lungo il provino, nelle indagini sperimentali è sempre riportato all'allungamento misurato su una base di misura.

Il modello della frattura coesiva [17] schematizza la deformazione che avviene all'interno della banda di frattura mediante un legame tensione - apertura di fessura. Per la messa a punto di un modello sezionale come quello proposto nel presente lavoro, risulta invece necessario definire una legge tensione - deformazione. A tale scopo, a partire da risultati sperimentali che forniscono l'allungamento Δl su una base di misura l confrontabile con la larghezza della banda di frattura, assume che la deformazione sia uniforme su tale lunghezza, ponendo quindi $\varepsilon = \Delta l / l$. Le prove di Reinhardt [15] soddisfano questo requisito, avendo assunto come base di misura 35 mm.

Il modello di Reinhardt assume innanzitutto, per il calcestruzzo soggetto a deformazione crescente in modo monotono, una legge definita da un comportamento lineare elastico fino al raggiungimento della resistenza a trazione. Poiché in un caricamento ciclico il calcestruzzo ha accumulato una deformazione plastica pari a ε_{pl} , si assume che tale deformazione accumulata non modifichi il comportamento a trazione rispetto a quanto proposto in [15] nel caso di prova di trazione su provino vergine. La legge di ricarico elastico in trazione ha quindi modulo E_{sec} definito dalla (11b). Raggiunta la tensione di rottura a trazione f_{ct} , la legge presenta un ramo di softening definito dalla legge esponenziale:

$$\sigma_c = f_{ct} \left(1 - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{ct}} \right)^k \right) \quad (14)$$

dove si assume $f_{ct} = 0.27(f_{co})^{2/3}$, $\varepsilon_{ct} = 0.04\%$, $k = 2$. La deformazione ε_{ct} rappresenta il massimo livello di deformazione di allungamento, raggiunto il quale la tensione in trazione, anche nei cicli successivi, risulta essere sempre nulla.

Le leggi che descrivono lo scarico ed il ricarico per tensioni di compressione vengono semplificate rispetto al modello di Reinhardt (alla luce delle considerazioni riportate nel seguito), seppure mantenendone i criteri generali. Le modifiche si sono rese necessarie per rendere compatibile il comportamento a trazione con quello a compressione definito in precedenza.

Sono innanzitutto definiti due punti focali K_1, K_2 sulla retta con pendenza E_{sec} e passante per il punto $A(\varepsilon_{pl}, 0)$, rispettivamente ai livelli $-k_1 f_{ct}$ e $-k_2 f_{ct}$ (avendo indicato con segno negativo le compressioni). I valori dei parametri k_1, k_2 sono definiti nel seguito. Si utilizzano quindi le seguenti regole (vedi Figura 1):

- Dal punto di scarico a tensione σ_{c+min} fino al livello di tensione nulla si segue la retta con pendenza E_{sec} ;
- Per tensioni positive la retta di ricarico punta verso il punto K_1 , fino a raggiungere il livello di compressione $-k_3 f_{ct}$;
- Successivamente, la retta di ricarico punta verso il punto K_2 , per poi riprendere la retta di caricamento in compressione con pendenza E_{sec} , fino a raggiungere (eventualmente) la curva di caricamento monotono in compressione.

L'eventuale ricarico in trazione segue la retta di pendenza E_{sec} , fino al raggiungimento del livello tensionale σ_{c+min} , considerato, in accordo con [15] e con la teoria dei materiali quasi-fragili, come il massimo livello tensionale ancora raggiungibile in trazione (vedi Figura 1). Per valori di deformazione crescenti, la curva segue un ramo iperbolico analogo a quello definito nella (14), traslato rispetto alla precedente.

Per quanto riguarda la scelta dei parametri $k_1 - k_3$ che definiscono le regole del ramo di ricarico, è sembrato non corretto cercare di ripercorrere quanto più possibile fedelmente quanto proposto da Reinhardt. Infatti, tale modello è stato calibrato su risultati sperimentali ottenuti su provini di calcestruzzo di piccole dimensioni e non armati, e quindi non in grado necessariamente di descrivere correttamente il comportamento del calcestruzzo in trazione in una trave armata.

È stata quindi studiata l'influenza di tali parametri sul legame momento - curvatura di elementi inflessi e soggetti a caricamento ciclico, confrontandoli con risultati sperimentali su elementi in c.a. in vera grandezza, ed in particolare con i risultati dei test di Abrams [8] (si veda il paragrafo 4). Tale confronto ha suggerito la scelta dei valori $k_1 = 1$, $k_2 = 4$, $k_3 = 0.5$ per i suddetti parametri.

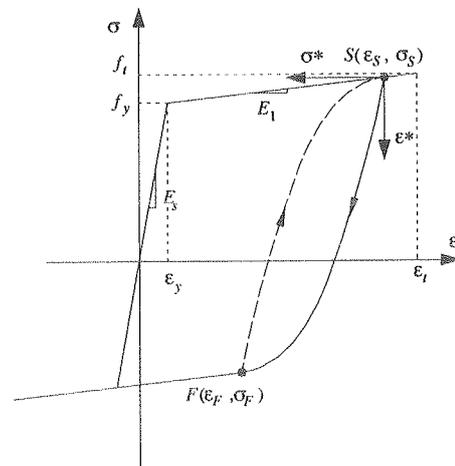


Figura 2: Comportamento isteretico delle armature longitudinali [7].

3.3 Modello isteretico per le armature longitudinali

Sono riportati in letteratura numerosi modelli per il comportamento isteretico dell'acciaio, alcuni dei quali si riferiscono in particolare alle barre di armatura [16]. L'intervallo di deformazione cui sono soggette le barre differisce in modo significativo da quello che può impegnare i profilati in acciaio: a causa dei fenomeni di perdita di aderenza e apertura della fessure le deformazioni in trazione sono solitamente ben superiori a quelle in compressione, con conseguente accumulo di deformazioni in trazione in campo plastico.

Nel presente studio è stato adottato il modello di Zulfiqar e Filippou [7], basato su una legge di caricamento monotono, una curva di scarico e regole specifiche per rappresentare la storia completa tensione - deformazione.

Per la curva di caricamento monotono è stata utilizzata una legge bilineare (vedi Figura 2) costituita da un ramo elastico di modulo E_0 fino al punto (ε_y, f_y) , con $\varepsilon_y = f_y / E_0$, ed una retta di incrudimento fino al punto (ε_p, f_p) con pendenza $E_1 = (f_p - f_y) / (\varepsilon_p - \varepsilon_y)$.

La curva di scarico, a partire dal punto $F(\varepsilon_p, \sigma_p)$ corrispondente alla massima deformazione raggiunta (oltre la soglia di snervamento), è definita da un'equazione non lineare esponenziale (Figura 2):

$$\sigma^* = \frac{1 - e^{-\lambda \varepsilon^*}}{1 - e^{-\lambda}} \quad (15)$$

dove σ^* e ε^* sono tensione e deformazione normalizzati:

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_s}{\sigma_F - \sigma_s}, \quad \varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_s}{\varepsilon_F - \varepsilon_s} \quad (16)$$

in modo tale che per $S(\sigma_s, \varepsilon_s)$ sia $(\sigma^*, \varepsilon^*) = (0, 0)$, e per $F(\sigma_F, \varepsilon_F)$ sia $(\sigma^*, \varepsilon^*) = (1, 1)$. Inoltre, l'esponente λ è soluzione dell'equazione non lineare [7]:

$$\frac{\lambda}{1 - e^{-\lambda}} = E_0 \frac{\varepsilon_F - \varepsilon_s}{\sigma_F - \sigma_s} \quad (17)$$

Confronti con risultati sperimentali riportati dagli autori hanno confermato l'accuratezza del modello per descrivere il

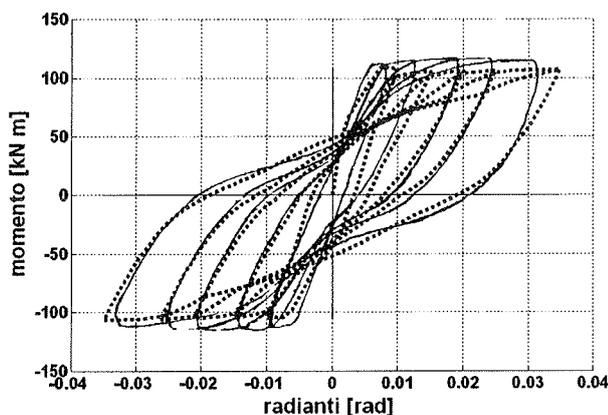


Figura 3: Prove di pressoflessione con andamento ciclico del momento flettente: confronto tra risultati sperimentali [8] ed ottenuti con il modello proposto.

cambiamento della forma del ciclo di isteresi per le barre di rinforzo anche in presenza di forte accumulo di deformazione plastica [7].

4. CONFRONTO CON RISULTATI DI INDAGINI SPERIMENTALI

I risultati ottenuti con il modello proposto sono stati innanzitutto confrontati con quelli sperimentali riportati da Abrams [8] nel caso di pilastri non rinforzati.

L'autore dichiara le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche: sezione rettangolare 305×230 mm, copriferro 44 mm, armatura 4#6 (nomenclatura anglo-americana) corrispondente a 4Φ19, pari ad una percentuale geometrica del 1.6%. I valori medi di resistenza a compressione per il calcestruzzo e del valore iniziale della tensione di snervamento dell'acciaio sono $f_{co} = 42.3$ MPa, $f_y = 423$ MPa¹. Il pilastro è sottoposto ad uno sforzo normale costante pari a 310 kN, corrispondente a circa il 10% dello sforzo assiale ultimo N_u . Il diagramma momento-rotazione riportato in [8] è trasformato in un diagramma momento-curvatura dividendo la rotazione per la lunghezza degli estensimetri, pari a 254 mm.

Il confronto con i risultati sperimentali, riportato in Figura 3, conferma l'accuratezza del modello proposto. In particolare, le curve di scarico a partire dal valore di curvatura massima raggiunta sono ben riprodotte fino al raggiungimento della curvatura plastica residua in corrispondenza dell'inversione del momento, ed anche nel II e nel IV quadrante. In queste regioni è di fondamentale importanza una corretta definizione delle leggi di scarico per il calcestruzzo tesoro.

Infine, il modello proposto prevede spesso una rigidità inferiore a quella rilevata sperimentalmente nel ramo di ricarico, pur se raggiungendo il corretto valore di momento e curvatura al termine del ciclo.

La seconda serie di confronti ha riguardato le prove condotte da Sheikh e Yau [9] sul comportamento ciclico di colonne circolari in c.a. (diametro 356 mm, armatura 6Φ25 longitudinali) rinforzate con fasciatura con fibre di carbonio (CFRP) e di vetro (GFRP), per diversi valori di sforzo assiale. Le caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ed armatura sono le seguenti: f_{co} pari a 44.8 MPa per il provino ST-4NT e 40.4 MPa per gli altri; tensione di snervamento e di rottura per l'acciaio pari a 450 MPa e 700 MPa, allungamento ultimo del 12%. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei rinforzi sono riportate in Tabella 1.

Rinforzo	Spessore (mm)	E_j (MPa)	f_{ju} (MPa)	ε_{ju} (%)
CFRP	0.5	150000	1800	1.2
CFRP	1.0	75000	900	1.2
GFRP	1.25	20000	400	2.0

Tabella 1: Le 3 tipologie di rinforzo considerate nel confronto con i risultati delle prove sperimentali.

¹ Nelle simulazioni numeriche è stato considerato un valore medio della tensione di snervamento pari a 450 MPa.

Sigla	Fasciatura	N/N_u
ST-4NT	1 strato/CFRP/0.50 mm	0.27
ST-5NT	1 strato/GFRP/1.25 mm	0.27
ST-2NT	2 strati/GFRP/1.25 mm	0.54
ST-3NT	1 strato/CFRP/1.00 mm	0.54

Tabella 2: Fasciatura (numero strati, tipo, spessore strato) e carico assiale per i 4 pilastri considerati.

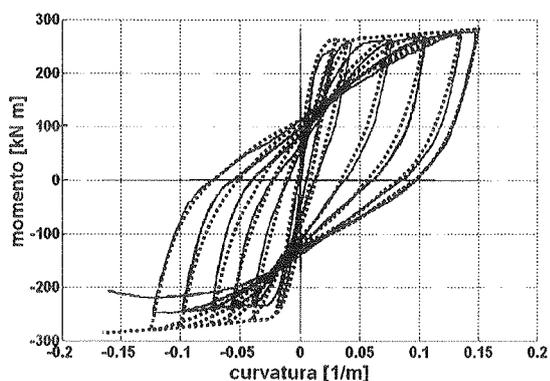
Sono stati considerati i risultati sperimentali di 4 pilastri riportati in [9], le cui tipologie di fasciatura ed i valori del carico assiale applicato sono riportati in Tabella 2. I confronti tra risultati delle prove sperimentali e risultati numerici sono riportati nelle Figure 4(a, b) per bassi valori di sforzo normale e nelle Figure 4(c, d) per elevati valori di sforzo normale. Pur se i risultati sperimentali manifestano una mancanza di simmetria di comportamento per momenti di segno opposto, il modello numerico sviluppato fornisce risultati in buon accordo con essi. In particolare, sia il momento corrispondente allo snervamento (più evidente nel caso di basso sforzo normale), che i rami di scarico e di ricarico appaiono ben riprodotti dal modello proposto.

Per i due pilastri con elevato sforzo normale (Figure 4(c, d)), è stato verificato che l'eccessivo "spanciamento" della curva di scarico (- - -) rispetto ai risultati sperimentali dipende dalla scelta della curva di scarico adottata dal modello di

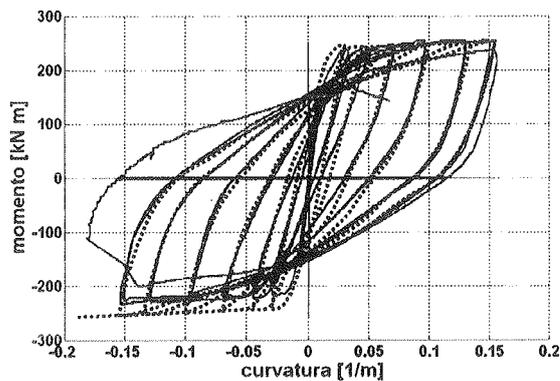
Mander per il calcestruzzo compresso (Figura 1). Tale curva è stata definita dall'autore indipendentemente dalla presenza di confinamento della sezione. Tuttavia, in una sezione con elevato sforzo normale e per la quale quindi il confinamento gioca un ruolo essenziale, tale ramo dovrebbe invece presentare una non linearità meno accentuata. A conferma di questa tesi, le stesse simulazioni sono state condotte assumendo un ramo di scarico lineare, con pendenza E_{sec} fino al valore di deformazione plastica ϵ_{pl} . Come riportato nelle Figure 4(c, d), tale scelta consente di riprodurre molto più fedelmente il ramo di scarico del diagramma (—).

Inoltre, è interessante segnalare che il comportamento isteretico del calcestruzzo teso influenza in modo determinante il comportamento sezionale nel II e nel IV quadrante. A titolo di esempio, con riferimento al pilastro ST-4NT, in Figura 5 è riportato il diagramma momento – curvatura utilizzando la legge proposta (con $k_1 = 1$, $k_2 = 4$, $k_3 = 0.5$) o trascurando completamente il contributo irrigidente del calcestruzzo teso nel ramo di ricarico (ponendo quindi $k_1 = k_2 = k_3 = 0$). Si può notare come nel secondo caso, si assista ad una eccessiva riduzione del ciclo di isteresi (*pinching*), se confrontato con il risultato sperimentale riportato in Figura 4(a).

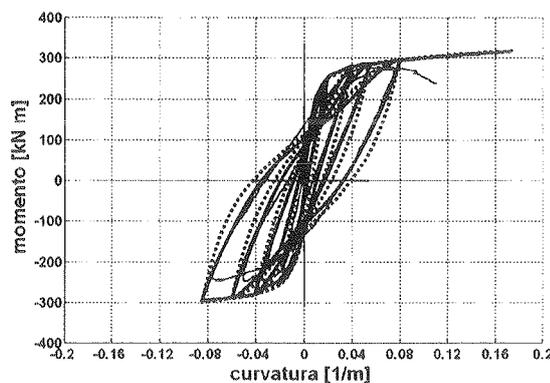
Infine, si noti che il modello proposto è in grado di prevedere correttamente la curvatura corrispondente al collasso della sezione nel caso di sforzo normale non elevato (Figure 4(a, b)), mentre la sovrastima per elevati sforzi normali (Figure 4(c, d)). Si ricorda a questo proposito che il criterio utilizzato per individuare la crisi della sezione (raggiungimento della



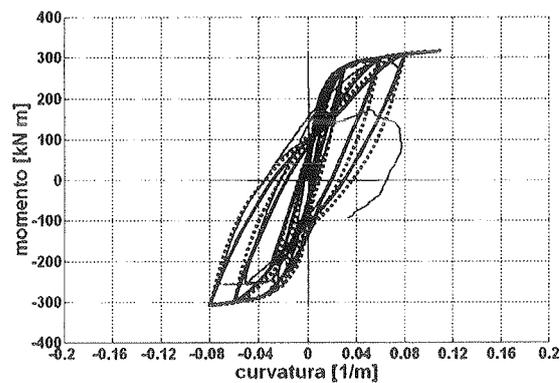
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4: Diagrammi momento – curvatura per pilastri pressoinflessi fasciati con FRP, confronto tra risultati sperimentali (—) e numerici ottenuti considerando la curva di scarico definita da Mander (- - -) o con uno scarico elastico (—): pilastri (a) ST-4NT, (b) ST-5NT, (c) ST-2NT, (d) ST-3NT.

deformazione ultima nel composito) rappresenta un limite superiore per l'effettiva crisi.

5. RISULTATI DI ALCUNE SIMULAZIONI NUMERICHE

Sono stati infine condotti numerosi studi parametrici per verificare l'efficacia del rinforzo. A titolo di esempio, con riferimento alla sezione di Figura 6(a), sono riportati nelle Figure 6(b, c) i diagrammi momento – curvatura per la sezione non rinforzata e per quella fasciata con FRP. Lo sforzo assiale assegnato è pari a $N = 0.3 N_u$, dove $N_u = B H f_{co}$ è lo sforzo normale ultimo della sezione non confinata. In entrambi i casi si considera uno spessore del rinforzo pari a 0.5 mm, con caratteristiche meccaniche per i materiali riportate in Tabella 3. Nelle stesse figure, la curva di caricamento monotono è riportata con linea tratteggiata fino al raggiungimento del collasso della sezione.

Rinforzo	Spessore (mm)	E_f (MPa)	ε_{fu} (%)
CFRP	0.5	231000	1.2
GFRP	0.5	55000	2.5

Tabella 3: Le 2 tipologie di rinforzo considerate nelle simulazioni numeriche.

Rinforzo	χ_y (1/m)	χ_u (1/m)	M_u (kNm)
Non confinata	0.015	0.036	142
CFRP	0.015	0.38	170
GFRP	0.015	0.41	152

Tabella 4: Confronto tra elementi rinforzati e non rinforzati: curvatura allo snervamento, curvatura ultima e momento ultimo.

In Tabella 4 sono riportati i valori di curvatura di snerva-

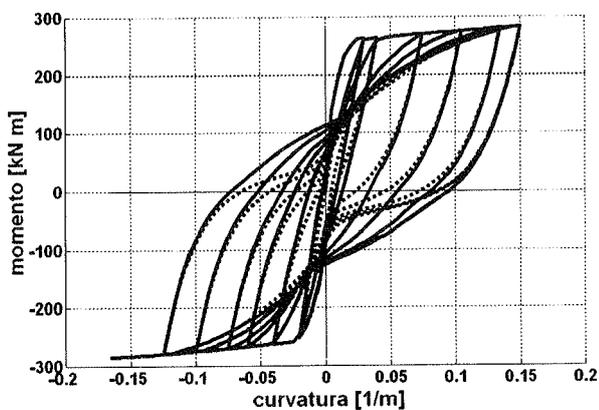
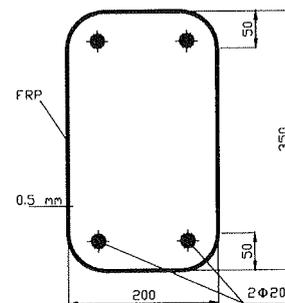


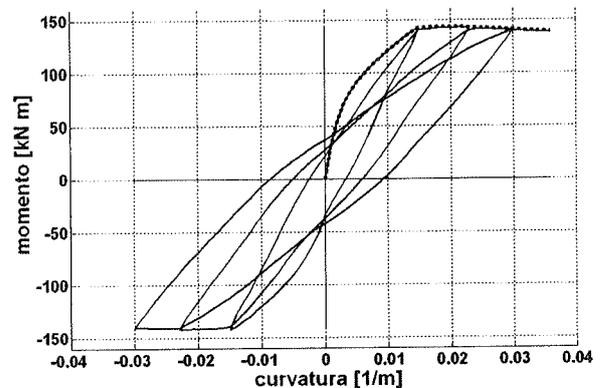
Figura 5: Pilastro ST-4NT. Diagrammi momento – curvatura ottenuto con il modello proposto (—) e trascurando il contributo del calcestruzzo teso nel ramo di ricarico (- - -).

mento, di curvatura ultima (caricamento monotono) e di corrispondente momento ultimo. Il confronto evidenzia come il rinforzo non modifichi sostanzialmente il momento di snervamento ma consente di aumentare in modo determinante la curvatura ultima e quindi la duttilità della sezione.

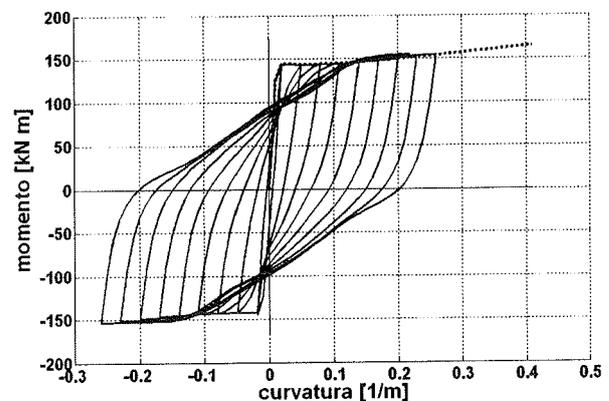
Infine, è stato valutato il coefficiente di smorzamento isteretico in funzione del livello di duttilità, pari al rapporto tra la curvatura raggiunta e quella corrispondente allo snervamento delle armature (Figura 7(a)). Si noti che per tale sezione la fasciatura (sia con fibra di carbonio – CFRP – che di vetro –



(a)



(b)



(c)

Figura 6: (a) Sezione considerata negli esempi numerici; diagramma momento – curvatura per la sezione (b) non rinforzata e (c) rinforzata con GFRP. La curva di caricamento monotono è riportata con linea tratteggiata.

GFRP) consente di raggiungere valori di duttilità pari a 17, mentre non supera il valore di 2.5 in assenza di rinforzo.

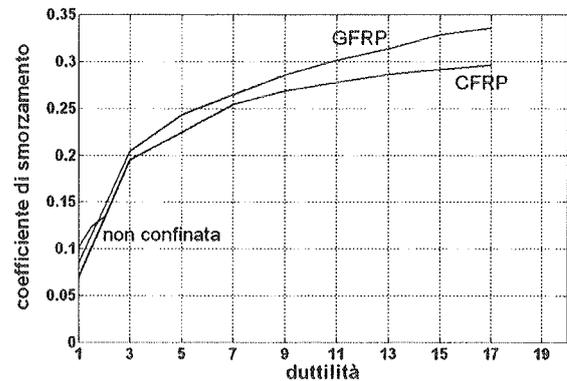
Infine, in Figura 7(b) è riportato il coefficiente di smorzamento isteretico (sempre per azioni di tipo flettente) in funzione del valore di sforzo normale applicato. Si noti che la duttilità raggiunge valori significativi anche per $N = 0.6 N_u$. Inoltre, come è lecito attendersi, il coefficiente di smorzamento isteretico cresce (parallelamente ad un inevitabile riduzione della duttilità), al crescere dello sforzo normale applicato, in quanto risulta maggiore la non linearità di comportamento del calcestruzzo.

RINGRAZIAMENTI

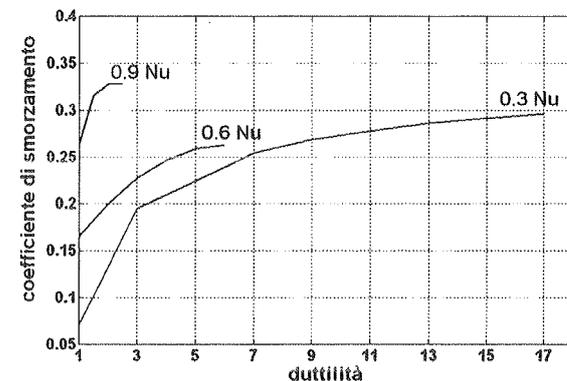
Il lavoro è stato condotto con il contributo finanziario del MIUR, progetti PRIN 2003 e FIRB 2001, e del MIUR-CNR, Progetto PAAS 2003-2005. Si ringrazia l'ing. M. Manuzzi per aver condotto parte delle elaborazioni numeriche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] FIB (2001) "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures" *Fib Bulletin* n. 14.
- [2] DE LORENZIS, L., TEPFERS, R. – 2003, Comparative study of models on confinement of concrete cylinders with fiber-reinforced polymer composites, *J. Comp. Constr. ASCE*, 7, 219-237.
- [3] CHALLAL, O., SHAHAWY, M. – 2000, Performance of fiber-reinforced polymer-wrapped reinforced concrete column under combined axial-flexural loading, *ACI Struct. J.*, 97, 659-668.
- [4] MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N., PARK, R. – 1988, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *J. Struct. Eng. ASCE* 114(8), 1804-1826.
- [5] SPOELSTRA, M., MONTI, G. – 1999, FRP-confined concrete model, *J. Struct. Eng. ASCE* 3(3), 143-150.
- [6] YANKELEVSKY, D.Z., REINHARDT, H.W. - 1989, Uniaxial behavior of concrete in cyclic tension, *J. Struct. Eng. ASCE* 115(1), 166-182.
- [7] ZULFIQAR, N., FILIPPOU, F.C. – 1990, Models of critical regions in reinforced concrete frames under earthquake excitations, *Report NO. EERC 90-06*, University of California, Berkeley.
- [8] ABRAMS, D.P. – 1987, Influence of axial force variation on flexural behaviour of reinforced concrete columns, *ACI Struct. J.*, 84, 246-254.
- [9] SHEIKH, S.A., YAU, G. – 2002, Seismic behaviour of concrete columns confined with steel and fiber-reinforced polymers, *ACI Struct. J.* 99, 72-80.
- [10] MIRMIRAN, A. et al. – 1998, Effect of column parameters on FRP-confined concrete, *J. Comp. Constr. ASCE*, 2, 175-186.
- [11] REALFONZO, R., PROTA, A., MANFREDI, G., PECCE, M. - 2002, Flexural strength of FRP-confined RC columns, *Proc. of 1st fib Congress*, Sect. 5, 41- 50.
- [12] CEB – 1994, *Behavior and analysis of reinforced concrete structures under alternate actions inducing inelastic response*, Bulletin d'information n. 220.
- [13] PANTAZOPOULOU, S.J. e MILLS, R.H. – 1995, Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete, *ACI Mat. J.* 92, 605-616.
- [14] FAELLA, C., REALFONZO, R., SALERNO, N. – 2004, Sulla resistenza e deformazione di elementi in c.a. confinati con tessuti in FRP, *XI Congr. Naz. ANI-DIS*, Genova, 1-10.
- [15] REINHARDT, H.W., CORNELISSEN, H.A.W., HORDIJK, D.A. - 1986, Tensile tests and failure analysis of concrete, *J. Struct. Eng. ASCE* 112(11), 2462-2477.
- [16] CEB – 1996, *RC Elements under cyclic loading – State of the art Report*, T. Telford, Londra.
- [17] HILLERBORG, A. et al. – 1976, Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements, *Cem & Concr. Res.*, 6, 773-782.



(a)



(b)

Figura 7: Coefficiente di smorzamento isteretico di sezioni di pilastri fasciati con FRP, soggetti a compressione costante e flessione ciclica, in funzione (a) della tipologia di rinforzo per $N = 0.3 N_u$, (b) dello sforzo normale applicato.