

**SOTTOTEMA 4**

**MODELLAZIONE  
E PROGRAMMI DI CALCOLO**



# STRUTTURE IN C.A. ISOLATE ALLA BASE CON DISPOSITIVI LRB AD ELEVATO SMORZAMENTO: VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA E ANALISI DI CONFRONTO

Alberto Maria Avossa, Pasquale Malangone

Dipartimento di Ingegneria Civile, Design, Edilizia e Ambiente, Seconda Università di Napoli

## SOMMARIO

Nel caso di strutture sismicamente isolate è in genere richiesta la presenza di importanti capacità dissipative nei dispositivi di isolamento, al fine di controllarne la risposta in termini di spostamento. A tal riguardo alcuni codici sismici di nuova generazione (FEMA-451; Eurocodice 8; NTC2008) aprono fortemente all'impiego di dispositivi elastomerici "ad elevatissimo smorzamento" (Lead Rubber Bearing - LRB) per il controllo passivo della risposta di edifici sotto sisma. Essi consentono inoltre di valutare la risposta strutturale con una procedura semplice e di generale diffusione (analisi modale con spettro assegnato) fino a valori del rapporto di smorzamento  $\xi$  pari a 0.30. Tuttavia, come è noto: (a) i dispositivi LRB presentano una risposta di tipo marcatamente non lineare; (b) secondo alcuni Autori, valori elevati di  $\xi$  producono l'effetto di amplificare la risposta della sovrastruttura. In tale contesto, il presente lavoro affronta lo studio della risposta di strutture isolate alla base mediante dispositivi elastomerici LRB con valori del rapporto di smorzamento  $\xi$  compresi nell'intervallo 0.2-0.3. Con riferimento a sistemi MDOF corrispondenti ad organismi resistenti in cemento armato modellati con una matrice di smorzamento "completa" ed isolati alla base con dispositivi LRB, sono state valutate in primo luogo le risposte strutturali mediante analisi *time-history* con integrazione frontale delle equazioni del moto, considerando per i dispositivi una schematizzazione sia lineare che non lineare. Sono stati a tal fine impiegati segnali accelerometrici artificiali e registrazioni di terremoti storici significativi. I risultati delle analisi mostrano, in alcuni casi, un incremento nei parametri di risposta della sovrastruttura per valori del rapporto di smorzamento dei dispositivi superiori al 20%. Sono state infine condotte valutazioni di confronto tra le risposte di cui innanzi e quelle ottenute attraverso l'analisi modale con spettro assegnato, che evidenziano come quest'ultima procedura conduce a stime non conservative sia del massimo spostamento dei dispositivi di isolamento che dei parametri di risposta della sovrastruttura.

## SEISMIC RESPONSE ASSESSMENT OF BASE-ISOLATED R.C. STRUCTURES WITH HIGH-DAMPING LRB DEVICES

### SUMMARY

The introduction of high energy dissipation in seismic base isolation structural system is often prescribed in order to minimize the device displacements. At this aim some new seismic codes (FEMA-451; Eurocode 8; Italian-NTC) allow the use of lead rubber bearings devices with high damping (LRB). Moreover these codes permit to evaluate the structural seismic response by means of response spectrum analysis (RSA) also for damping ratio  $\xi$  values up to 0.30. However, as is well known: a) LRB devices show a strongly non-linear response; b) according to some authors, high values for the  $\xi$  damping ratio cause the effect of amplifying the response of the superstructure. Regarding to this topic the paper deals the seismic response estimation of base-isolated structures with LRB devices with high  $\xi$  values. In particular simple MDOF systems corresponding to base-isolated structures were investigated taken into account an "exact" damping matrix. Their structural response, carried out through a nonlinear time-history analysis (NTHA), showed an increment of superstructure response for  $\xi$  values over 0.20. Finally the comparison between NTHA and RSA results showed as these last ones sometimes can underestimate the base-isolated response parameters.

### 1. INTRODUZIONE

Come è ben noto, la tecnica dell'isolamento alla base riveste un ruolo di primissimo piano tra le strategie di protezione antisismica, anche a motivo dei notevoli avanzamenti intervenuti nei processi di produzione e di sperimentazione dei dispositivi. L'obiettivo principale dell'isolamento sismico consiste nella massima riduzione della risposta della sovrastruttura (in termini di accelerazioni, spostamenti d'interpiano e caratteristiche della sollecitazione) col vincolo di limitare lo spostamento relativo tra suolo e piano di isolamento. Al riguardo va considerato che strutture

isolate con bassi valori di smorzamento associati alla forma modale principale sono esposte alle componenti a bassa frequenza dell'eccitazione sismica, che possono essere causa di rilevanti deformazioni dei dispositivi. Tuttavia l'introduzione di un elevato fattore di smorzamento riduce in genere l'effetto dell'isolamento nel campo delle più alte frequenze. Pertanto una maggiore dissipazione da parte degli organi di isolamento, se da un lato permette di controllare gli effetti di risonanza relativamente al primo modo, dall'altro comporta un peggioramento della risposta sismica della sovrastruttura.

A tal proposito, prima Inaudi e Kelly [1] e poi Ahmadi et al. [2] hanno svolto indagini per determinare lo smorzamento "ottimo" da assegnare al sistema di isolamento. Successivamente, altri autori [3] hanno sviluppato un'estesa indagine rivolta all'analisi di sistemi isolati alla base utilizzando un modello lineare equivalente a due gradi di libertà e rilevando che la loro risposta ad eccitazioni di natura stocastica presenta valori ottimali in corrispondenza di fattori di smorzamento dei dispositivi contenuti nell'intervallo 25-30%. Un successivo studio [4] basato sull'analisi modale di un sistema lineare a due gradi di libertà ha invece mostrato, con una soluzione in forma chiusa, l'effetto negativo sulla risposta della sovrastruttura causato da elevati rapporti di smorzamento associati al sistema d'isolamento (già a partire da rapporti pari al 10%) a causa principalmente della presenza dei termini di accoppiamento nella matrice di smorzamento del sistema isolato. Di recente questo aspetto del problema è stato ripreso in [5] con riferimento a sistemi isolati a pochi gradi di libertà integrati da dispositivi dissipativi di tipo viscoso e/o isteretico, senza portare in conto l'effetto dei termini di accoppiamento delle azioni smorzanti. I risultati hanno evidenziato, in questo caso, un incremento delle accelerazioni e delle azioni sulla sovrastruttura se i rapporti di smorzamento modale associati al primo modo risultano superiori al 35%. D'altra parte alcuni documenti tecnici sia in ambito nazionale che internazionale quali FEMA-451 [6], Eurocode 8 [7] e Norme Tecniche NTC-2008 [8] prevedono la possibilità di impiego di dispositivi di isolamento con rapporti di smorzamento  $\xi$  molto elevati, consentendo la valutazione della risposta anche mediante analisi modale con spettro assegnato fino a valori di  $\xi$  pari a 0.3.

Con riferimento al contesto di indagini prima descritto, il presente lavoro persegue l'obiettivo di effettuare alcune analisi di confronto riguardanti le risposte di semplici sistemi piani MDOF in cemento armato isolati alla base con dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento (Lead Rubber Bearing - LRB). Le risposte strutturali sono state in primo luogo valutate mediante impiego di analisi time-history con integrazione diretta delle equazioni del moto, caratterizzando la matrice di smorzamento "completa" del sistema ed impiegando sia registrazioni di terremoti storici bibliograficamente significativi che segnali artificiali spettro-compatibili. I risultati ottenuti, considerando per i dispositivi una schematizzazione sia lineare che non lineare, mostrano che per valori di  $\xi$  superiori al 25% si verificano incrementi significativi degli spostamenti d'inter-piano della sovrastruttura, con una conseguente minore efficacia del sistema d'isolamento impiegato. Le risposte strutturali degli schemi considerati vengono successivamente valutate mediante analisi modale con spettro assegnato, e viene condotta un'analisi di confronto con i dati ricavati in precedenza nell'ipotesi di comportamento non lineare dei dispositivi. Il confronto evidenzia che per valori di  $\xi$  compresi

tra 0.20 e 0.30, l'analisi modale con spettro assegnato conduce a valutazioni non conservative, con riferimento sia alla stima dello spostamento dei dispositivi che ai parametri di risposta della sovrastruttura.

## 2. DISPOSITIVI ELASTOMERICI AD ELEVATO SMORZAMENTO (LRB)

Come già premesso, l'obiettivo principale del presente lavoro riguarda la valutazione degli effetti dovuti all'impiego di dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento sulle prestazioni sismiche di edifici in cemento armato, al variare del rapporto di smorzamento di detti dispositivi.

Si richiama che i dispositivi di isolamento sismico sono in genere classificabili in due gruppi: a) i dispositivi elastomerici (quali ad esempio quelli in gomma armata HDRB e quelli con nucleo in piombo LRB [9],[10]); b) i dispositivi a scorrimento (quali ad esempio i pendoli ad attrito FPS ad una o più superfici di scorrimento [11],[12]). Come è ben noto, i dispositivi elastomerici sono costituiti da una successione di strati di elastomero intervallati da piatti metallici il cui insieme consente di conseguire adeguate caratteristiche meccaniche tali da garantire un'opportuna rigidità nei confronti dei carichi verticali e sufficiente flessibilità laterale nei confronti delle azioni orizzontali dovute al sisma. In particolare nel presente lavoro viene esaminato il caso di strutture in c.a. isolate alla base con dispositivi elastomerici dotati di nucleo in piombo (dispositivi Lead Rubber Bearing - LRB) che consistono in isolatori in gomma armata integrati con un inserto cilindrico in piombo (disposto in asse al dispositivo stesso) che conferisce maggiori capacità di dissipazione energetica per effetto del suo comportamento isteretico [13].

In definitiva, i dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento di tipo LRB presentano caratteristiche di rigidità verticale e doti di flessibilità laterale paragonabili ai dispositivi elastomerici di tipo HDRB, da cui si differenziano tuttavia sia per una maggiore entità delle forze di richiamo a parità di spostamento che per una superiore capacità di smorzamento dovuta alla dissipazione energetica di tipo isteretico fornita dall'inserto in piombo. Tali dispositivi sono stati largamente impiegati in Nuova Zelanda per cui in letteratura essi sono anche denominati come N-Z System. Le capacità di dissipazione energetica del nucleo in piombo riducono quindi gli spostamenti laterali dell'isolatore. In genere il piombo si snerva per valori di tensione tangenziale relativamente bassi pari a circa 10 MPa e presenta un legame costitutivo di tipo elastoplastico. Il mantenimento delle proprietà meccaniche del materiale in campo plastico e le ottime caratteristiche di resistenza a fatica a seguito di processi di carico ciclico sono garantite dai continui e simultanei processi di recupero e ricristallizzazione che il materiale esibisce anche a basse temperature. In definitiva, come ampiamente dimostrato in letteratura, i dispositivi elastomerici con nucleo in piombo LRB si comportano come dispositivi di dissipazione isteretica [14],[15],[16].

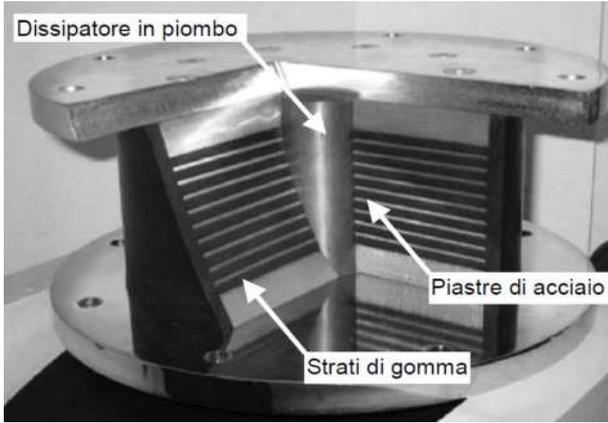


Figura 1 – Dispositivi elastomerici ad elevato smorzamento con nucleo in piombo (Lead Rubber Bearing - LRB).

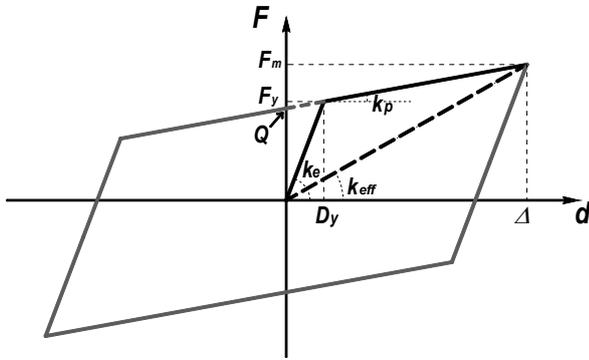


Figura 2 – Dispositivi elastomerici LRB: diagramma forza spostamento di tipo bilineare e schematizzazione lineare equivalente.

Le proprietà meccaniche di un sistema di isolamento con dispositivi LRB possono essere espresse in funzione dei seguenti parametri: il rapporto  $Q/W$  tra la resistenza caratteristica dei dispositivi ed il peso sismico totale del sistema isolato  $W$ , il valore della resistenza al limite elastico  $F_y$ , il diametro  $D$  dell'isolatore, il diametro  $d$  del nucleo in piombo, il numero  $n$  di strati di gomma e lo spessore  $t$  del singolo strato.

Il legame forza-spostamento associato ad un dispositivo elastomerico ad elevato smorzamento del tipo LRB può essere rappresentato con buona approssimazione da un andamento di tipo bilineare caratterizzato da un tratto iniziale di rigidezza  $k_e$  e da un tratto post-elastico di rigidezza  $k_p$ . Il valore della rigidezza elastica  $k_e$  è definito come il rapporto tra la resistenza del dispositivo al limite elastico  $F_y$  ed il corrispondente valore dello spostamento  $D_y$ , mentre il valore della rigidezza post-elastica  $k_p$  è dato dalla seguente relazione:

$$k_p = \frac{G \cdot A_r}{t_r} \quad (1)$$

in cui  $G$  è il modulo di elasticità tangenziale della gomma,  $A_r$  è l'area della sezione trasversale degli strati di gomma,  $t_r$  è lo spessore totale degli  $n$  strati di elastomero.

La resistenza caratteristica  $Q$  del dispositivo (intercetta del tratto post-elastico con l'asse delle ordinate per un valore nullo di spostamento) è dato dalla seguente relazione:

$$Q = A_{pb} \cdot \sigma_{y,pb} \quad (2)$$

dove  $A_{pb}$  e  $\sigma_{y,pb}$  rappresentano rispettivamente l'area della sezione trasversale e la resistenza allo snervamento del nucleo in piombo (quest'ultima compresa nell'intervallo 7-8.5 MPa). La rigidezza efficace del dispositivo di isolamento  $k_{eff}$  è definita come il rapporto tra il valore di resistenza in corrispondenza dello spostamento massimo  $\Delta$  del dispositivo LRB, e lo spostamento stesso:

$$k_{eff} = F_m / \Delta \quad (3)$$

Il valore della rigidezza efficace del dispositivo  $k_{eff}$  può essere inoltre espressa in funzione della resistenza caratteristica  $Q$  a partire dalla seguente relazione:

$$k_{eff} = k_p + Q / \Delta \quad (4)$$

Il valori della resistenza massima  $F_m$  e della resistenza al limite elastico  $F_y$  del dispositivo possono essere inoltre definite dalle seguenti espressioni:

$$F_m = Q + k_p \Delta \quad (5)$$

$$F_y = Q + k_p D_y \quad (6)$$

in cui  $D_y$  è il valore dello spostamento al limite elastico come mostrato in Fig.2. D'altra parte, quando il valore dello spostamento di progetto  $\Delta < D_y$ , la rigidezza efficace del dispositivo  $k_{eff}$  è pari proprio al valore di rigidezza elastica dello stesso  $k_e$ . L'area  $W_D$  racchiusa da un ciclo di isteresi può essere ottenuta dalla seguente relazione

$$W_D = 4Q (\Delta - D_y) \quad (7)$$

Tale area rappresenta l'energia di dissipazione associata ad un intero ciclo di isteresi del dispositivo LRB in corrispondenza dello spostamento massimo  $\Delta$ . Per cui il valore del rapporto di smorzamento viscoso  $\xi_{eff}$  di un sistema visco-elastico lineare equivalente che produce la stessa quantità di dissipazione energetica associata al ciclo isteretico del dispositivo LRB si ottiene come segue

$$\xi_{eff} = \frac{W_D}{2\pi k_{eff} \Delta^2} \quad (8)$$

Di regola per isolatori elastomerici ad elevato smorzamento di tipo LRB il valore della rigidezza elastica  $k_e$  può essere considerato pari a circa 10 volte quello della rigidezza post-elastica  $k_p$ . Per cui Kelly [17] considerando tale posizione, determina a partire dall'eq.8 il valore del rapporto di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eff}$  di un dispositivo LRB per un valore di spostamento  $D$  superiore allo spostamento al limite elastico  $D_y$  come segue:

$$\xi_{eff} = \frac{4Q(D - Q/9k_p)}{2\pi(k_p D + Q)D} \quad (9)$$

In definitiva, il periodo fondamentale di una struttura isolata  $T_{iso}$  può essere valutato mediante la seguente espressione

$$T_{iso} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tot}}{\sum k_{eff}}} \quad (10)$$

in cui  $M_{tot}$  rappresenta la massa totale del sistema strutturale isolato comprendente la massa della sovrastruttura e quella del sistema di isolamento, laddove il termine  $\sum k_{eff} = K_{esi}$  è il valore della rigidità efficace complessiva del sistema di isolamento.

### 3. CARATTERIZZAZIONE DELLA MATRICE DI SMORZAMENTO PER STRUTTURE ISOLATE

Una struttura isolata alla base può essere in genere schematizzata come l'insieme di due sottostrutture, costituite rispettivamente dalla struttura in elevazione e dal sistema d'isolamento sottostante. Di conseguenza, la caratterizzazione dello smorzamento strutturale dell'intero sistema isolato può essere effettuata valutando, da una parte, le caratteristiche di smorzamento dei singoli sottosistemi e considerando, dall'altra, gli effetti dovuti al loro accoppiamento [18].

Nell'ipotesi che la struttura in elevazione sia classicamente smorzata alla Clough, ossia che non esistano forti differenze tra i meccanismi interni di dissipazione e che le sue capacità dissipative siano indipendenti dalla rigidità, è possibile esprimere la matrice  $[C]$  della struttura a base fissa come segue:

$$[C] = [M] \left[ \sum_{j=1}^n \frac{2\xi_j \omega_j}{M_j} \{\phi_j\} \{\phi_j\}^T \right] [M] \quad (11)$$

in cui  $\omega_j$  e  $\xi_j$  rappresentano rispettivamente la pulsazione e il rapporto di smorzamento modale del  $j$ -esimo modo di vibrare  $\{\phi_j\}$  della struttura non smorzata a base fissa ed  $M_j$  è la massa modale corrispondente. D'altra parte, la costante di smorzamento  $C_b$  del sistema di isolamento viene in genere valutata a partire dal valore del rapporto di smorzamento  $\xi_{esi}$  relativo al critico attraverso la formula seguente:

$$C_b = 2 \cdot \xi_{esi} \cdot \sqrt{K_{esi} \cdot M_{tot}} \quad (12)$$

in cui  $K_{esi}$  ed  $M_{tot}$  rappresentano rispettivamente la rigidità equivalente del sistema di isolamento e la massa complessiva della sovrastruttura. Come è noto, a partire da detti parametri di smorzamento dei due sottosistemi è possibile esprimere la matrice di smorzamento del sistema isolato  $[C_{iso}]$  al modo seguente:

$$[C_{iso}] = \begin{bmatrix} C_b + C_o & \{C_{sp}\}^T \\ \{C_{sp}\} & [C] \end{bmatrix} \quad (13)$$

in cui il termine  $C_o$  rappresenta l'incremento di dissipazione del sistema di isolamento per la presenza della sovrastruttura ed è pari alla somma di tutti gli elementi della matrice di smorzamento  $[C]$ ; mentre il vettore  $\{C_{sp}\}$  esprime l'accoppiamento tra le due sottostrutture, con generico termine  $k$ -esimo pari all'opposto della somma degli elementi della  $k$ -esima colonna della matrice  $[C]$  della sovrastruttura stessa.

### 4. VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA SISMICA AL PASSO DI STRUTTURE ISOLATE ALLA BASE CON DISPOSITIVI LRB

L'impiego di dispositivi di isolamento con elevati valori del rapporto di smorzamento relativo al critico ( $0.20 \leq \xi \leq 0.30$ ), se da un lato consente di limitare e contenere entro i limiti previsti l'entità degli spostamenti alla base, può determinare dall'altro -come evidenziato da alcuni autori- un incremento degli effetti nella sovrastruttura in termini di accelerazioni di piano e di spostamenti d'interpiano rapportati all'altezza (*interstorey drift ratio - IDR*). Per valutare tale effetto, in questo lavoro viene quindi condotta una sperimentazione numerica su due schemi a pochi gradi di libertà isolati alla base.

#### 4.1 Modellazione strutturale

I casi di studio indagati nel presente lavoro consistono in schemi di telai piani a campata unica a due e a cinque livelli, aventi una massa  $m$  pari a  $7,93 \text{ kN}\cdot\text{s}^2/\text{m}$  per ciascun piano, rapporti di smorzamento modale pari al 5% per tutti i piani e periodo a base fissa pari rispettivamente a  $T_{2p,bf} = 0.17\text{s}$  e  $T_{5p,bf} = 0.25\text{s}$ .

La sperimentazione numerica è stata effettuata considerando un comportamento elastico lineare per gli elementi della sovrastruttura e due diversi modelli di comportamento per i dispositivi di isolamento. In particolare per questi ultimi sono stati considerati sia un comportamento visco-elastico lineare equivalente che un modello non lineare isteretico di tipo bilineare. Per quanto riguarda la definizione delle strutture isolate nel primo caso, sono state introdotte caratteristiche di rigidità laterale del sistema di isolamento  $K_{esi}$  tali da ottenere -per entrambi gli schemi considerati- periodi della struttura isolata  $T_{iso}$  rispettivamente pari a 1.5, 2.0 e 2.5 secondi (Fig. 3). In tale intervallo di periodi ricade infatti il valore del periodo fondamentale della maggior parte di edifici dotati di isolamento sismico alla base [18]. Per le strutture considerate come casi di studio sono stati poi presi in considerazione valori del rapporto di smorzamento del sistema di isolamento  $\xi_{esi}$  pari a 20%, 25% e 30%.

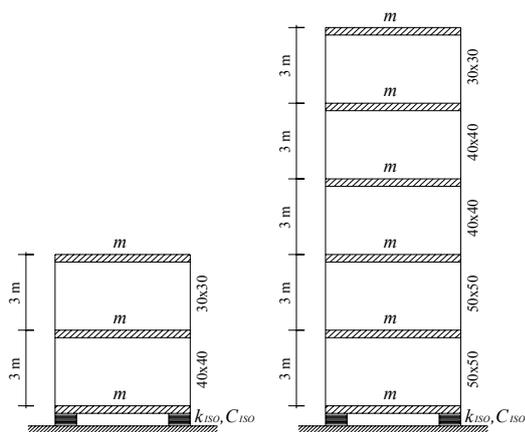


Figura 3 – Schemi strutturali esaminati.

Successivamente per ciascun caso di studio richiamato in precedenza è stato definito un corrispondente modello di comportamento dei dispositivi LRB di tipo bilineare. A tale scopo ci si è riferiti ad un'equivalenza tra l'energia dissipata da un dispositivo a comportamento bilineare e quella associata ad un comportamento visco-elastico lineare di rigidità efficace  $k_{eff}$  definita dall'eq.(3) e di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_{eff}$ , mediante la seguente equazione:

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \left( \frac{F_y}{F_m} - \frac{D_y}{\Delta} \right) \quad (14)$$

in cui  $F_y$  e  $D_y$  rappresentano i valori di forza e spostamento al limite elastico del sistema bilineare, mentre  $F_m$  e  $\Delta$  sono i corrispondenti parametri al limite ultimo (Fig. 2).

#### 4.2 Risultati delle analisi time history

Le analisi dinamiche *time-history* sono state condotte in ambiente SAP2000 mediante l'impiego della tecnica di integrazione frontale delle equazioni del moto, su un modello definito con una distribuzione "esatta" dei dispositivi di smorzamento tra i piani. In particolare, a partire dalla definizione completa della matrice di smorzamento della struttura isolata alla base [ $C_{iso}$ ] e dei suoi termini  $c_{ij}$ , per la definizione della matrice di smorzamento in ambiente SAP sono stati introdotti opportuni dispositivi di smorzamento viscoso (damper) tra i vari piani nonché tra i singoli piani ed un riferimento fisso, valutandone le rispettive costanti  $c'_{ij}$  e  $c'_i$  come segue:

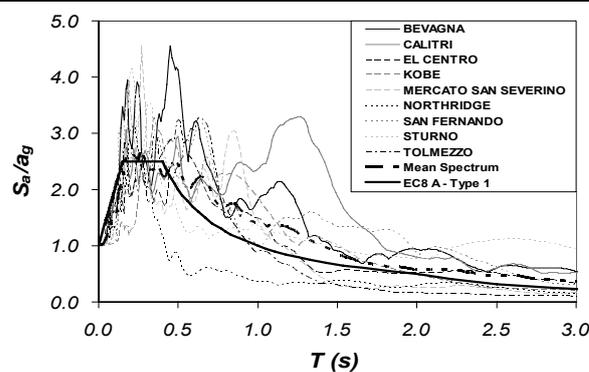
$$\begin{aligned} c'_{ij} &= -c_{ij} & \text{per } i \neq j \\ c'_i &= c_{ii} - \sum_{k=1..n} c'_{ik} & \text{per } i = j \end{aligned} \quad (15)$$

E' importante notare che, in base alla definizione data in precedenza per i termini del vettore di accoppiamento  $\{C_{sp}\}$ , l'unico dispositivo collegato al riferimento esterno avente una costante di smorzamento di valore non nullo è quello corri-

spondente al piano d'isolamento. Detto valore coincide per altro con il coefficiente di smorzamento viscoso  $C_b$  del sistema d'isolamento.

Le strutture così definite sono state inizialmente sottoposte ad un set di nove segnali accelerometrici relativi a terremoti storici bibliograficamente significativi. La scelta effettuata per i segnali è anche confortata dalla circostanza che la media dei loro spettri presenta caratteristiche di coerenza con lo spettro proposto dall'EC8 per terreno di tipo A (Fig. 4). La definizione dei parametri costitutivi del dispositivo LRB a comportamento bilineare è stata condotta, per i vari casi, considerando i diversi valori di  $K_{esi}$  e  $\xi_{esi}$  del dispositivo a comportamento visco-elastico lineare equivalente ed applicando l'eq.14 in cui per lo spostamento al limite elastico  $D_y$  viene assunto un valore di letteratura pari a 0.8 cm e per lo spostamento ultimo  $\Delta$  del dispositivo si considera il valore massimo dello spostamento richiesto ricavato dai risultati delle analisi dinamiche condotte in campo lineare per i segnali accelerometrici considerati.

I risultati delle analisi *time-history* in campo non lineare (Nonlinear Time-History Analysis - NTHA) relative ai segnali storici, scalati ad un'accelerazione di picco al suolo pari a 0.25g, evidenziano che al crescere del rapporto di smorzamento del sistema d'isolamento  $\xi_{esi}$  per valori compresi nell'intervallo 20%-30% si registra quasi in tutti i casi una riduzione del valore dello spostamento assoluto dei dispositivi (Fig.6). Un effetto contrario si evidenzia solo in pochi casi per entrambi gli schemi strutturali esaminati ed in particolare con riferimento ai segnali di Bevagna, Kobe, Mercato San Severino e Tolmezzo.



Input	Data	Ora	Dir.	Ms	$a_{max}/g$	$t_R$ (s)
Bevagna	26.09.97	00.33	NS	5.50	0.0342	46.11
Calitri	23.11.80	18.34	NS	6.87	0.1556	86.05
El Centro	18.05.40	20.37	NS	7.20	0.3483	53.74
Kobe	16.01.95	20.46	NS	6.90	0.8210	48.00
M.S.Severino	23.11.80	18.34	EW	6.87	0.1389	72.31
Northridge	17.01.94	04.31	NS	6.70	0.8827	59.98
San Fernando	09.02.71	06.00	NS	6.60	0.2548	59.48
Sturmo	23.11.80	18.34	EW	6.87	0.3229	71.93
Tolmezzo	06.05.76	20.00	EW	6.50	0.3158	35.41

Figura 4 – Parametri e spettri di risposta dei segnali storici ( $\xi = 5\%$ ).

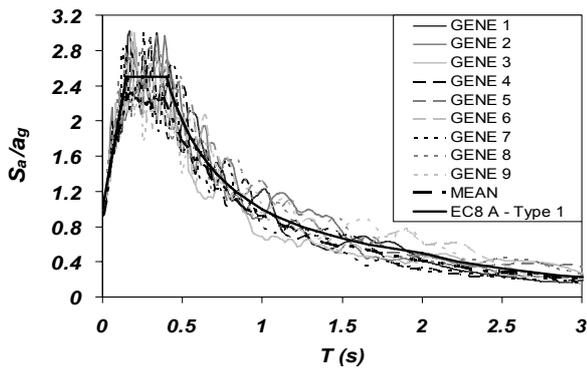


Figura 5 – Spettri di risposta dei segnali artificiali ( $\xi=5\%$ ).

D'altra parte si osserva come l'incremento del rapporto di smorzamento dei dispositivi  $\xi_{esi}$  sempre nell'ambito dello stesso intervallo, comporta per alcuni casi esaminati anche l'aumento dei parametri di risposta della sovrastruttura (Fig.7). A tal riguardo si verifica l'incremento del valore massimo dello spostamento IDR d'interpiano rapportato all'altezza di piano per i casi di Bevagna, Kobe e Tolmezzo dello schema a due livelli e per i casi di El Centro, Kobe, M.S. Severino, Northridge e Tolmezzo di quello a cinque livelli.

Di seguito gli schemi strutturali isolati alla base sono stati sottoposti ad un set di nove segnali accelerometrici artificiali generati a partire dallo spettro elastico proposto dall'EC8 per suolo di tipo A. La generazione dei segnali accelerometrici è stata effettuata in maniera tale da avere una durata complessiva pari a 40s con una parte pseudo-stazionaria di circa 20s; inoltre la media delle ordinate spettrali relative ai diversi accelerogrammi presenta uno scarto in difetto non superiore al 10%, rispetto alla corrispondente ordinata dello spettro elastico di partenza ( $\xi=5\%$ ), per ogni punto dell'intervallo  $0,15s \div 1,2 T_{iso}$  (Fig. 5).

I risultati delle analisi *time-history*, sempre in campo non lineare, relativi a detti segnali artificiali, scalati allo stesso valore di PGA, mostrano come al crescere del rapporto di smorzamento del sistema d'isolamento  $\xi_{esi}$  si registra un incremento dello spostamento del piano d'isolamento nella maggior parte dei casi esaminati, mentre l'incremento nei valori di risposta della sovrastruttura ed in particolare del valore di IDR si evidenzia solo in pochi casi (Figg. 8-9).

I risultati ottenuti nel loro complesso evidenziano che l'impiego di dispositivi d'isolamento ad elevatissimo smorzamento (20-30%) può determinare un'amplificazione delle azioni sulla sovrastruttura. Tale conseguenza è collegabile sia al trasferimento di una maggiore quantità di energia alla sovrastruttura mediante i dispositivi, che alla maggiore partecipazione alla risposta sismica dei modi di vibrare superiori al primo. E' possibile in definitiva considerare, con riferimento ai casi esaminati, che l'impiego di dispositivi con rapporti di smorzamento elevati se da un lato consente la limitazione degli spostamenti del piano di isolamento, di contro determina un incremento delle sollecitazioni e delle deformazioni nella sovrastruttura.

Le analisi dinamiche *time-history* erano state condotte in precedenza anche considerando per i dispositivi di isolamento un comportamento visco-elastico lineare equivalente (Time-History Analysis - THA). In particolare i risultati di tali analisi sono stati confrontati in termini di errore percentuale con i risultati "esatti" ottenuti a partire dall'NTHA. Da tali analisi di confronto si evidenzia come l'analisi *time-history* in campo lineare conduce ad una stima conservativa dei parametri di risposta della sovrastruttura espressi in termini di IDR sia per quanto riguarda le analisi condotte con impiego di segnali storici che per quelle riferite a segnali artificiali.

D'altra parte i risultati ottenuti dalle analisi *time-history* lineari (THA) possono invece condurre, per la maggior parte

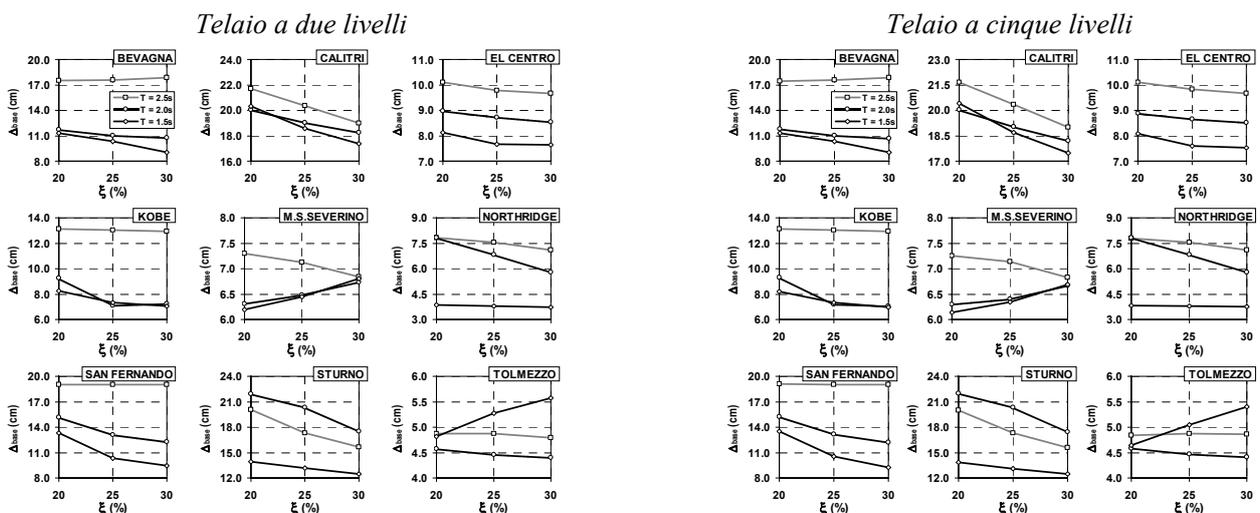
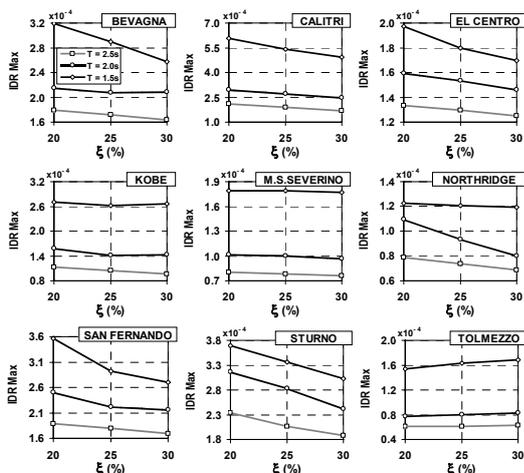


Figure 6 – Spostamento massimo dei dispositivi di isolamento al variare di  $\xi_{esi}$  e di  $T_{iso}$  – segnali registrati.

Telaio a due livelli



Telaio a cinque livelli

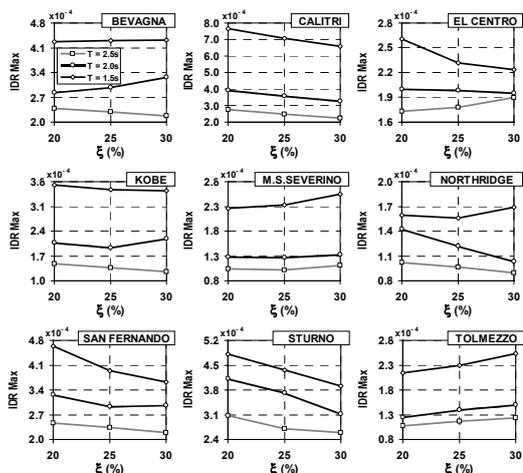
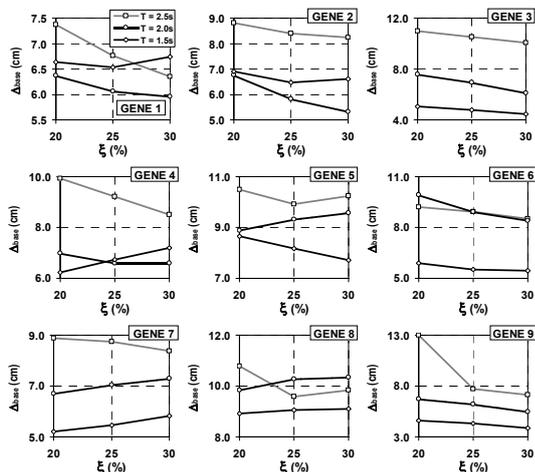


Figura 7 – Interstorey drift ratio (IDR) al variare di  $\xi_{esi}$  e di  $T_{iso}$  – segnali storici.

Telaio a due livelli



Telaio a cinque livelli

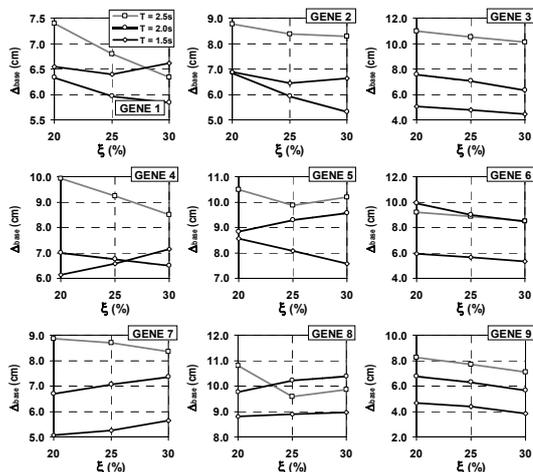
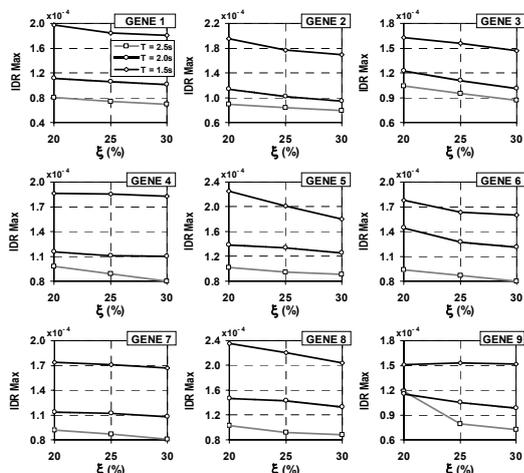


Figure 8 – Spostamento massimo dei dispositivi di isolamento al variare di  $\xi_{esi}$  e di  $T_{iso}$  – segnali artificiali.

Telaio a due livelli



Telaio a cinque livelli

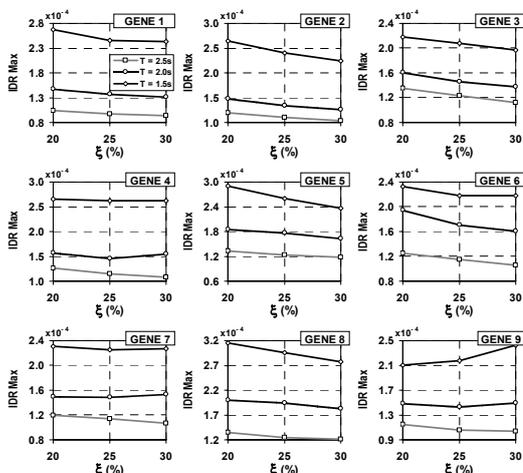


Figura 9 – Interstorey drift ratio (IDR) al variare di  $\xi_{esi}$  e di  $T_{iso}$  – segnali artificiali.

Telaio a due livelli

Telaio a cinque livelli

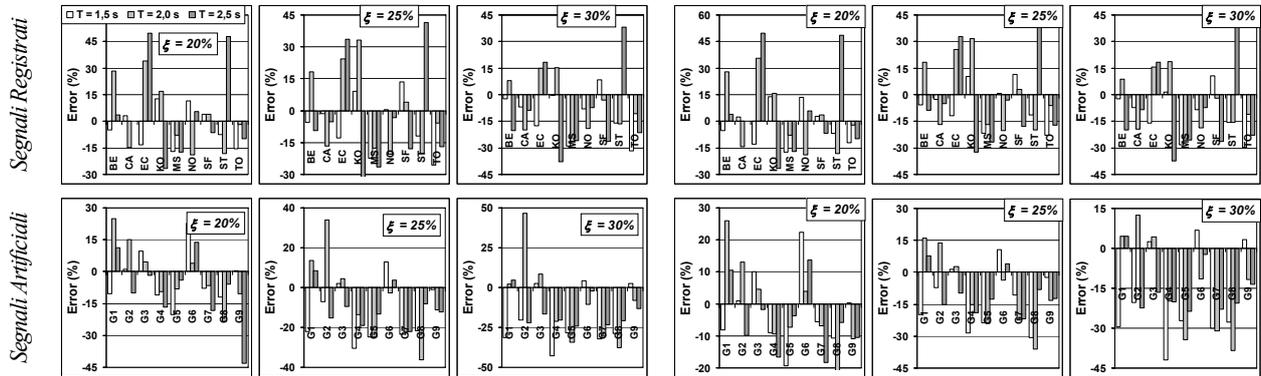


Figura 10 – Spostamento massimo dei dispositivi di isolamento al variare di  $\xi_{esi}$  e di  $T_{iso}$  – confronto in termini di errore percentuale tra i risultati dell’analisi time-history in campo lineare (THA) e non lineare (NTHA).

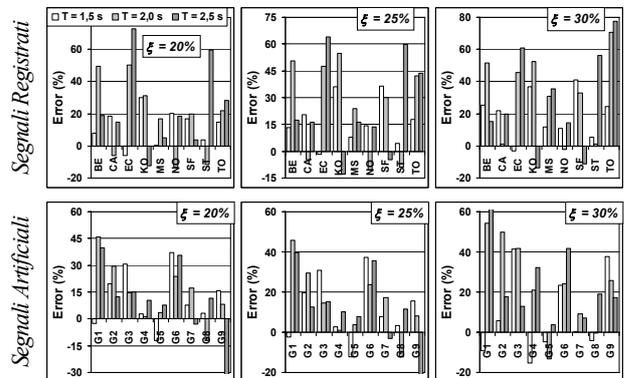
dei casi analizzati, ad una stima non conservativa nella valutazione del valore massimo di spostamento dei dispositivi di isolamento. I risultati del confronto determinano valori dell’errore percentuale -rispetto ai risultati “esatti” dell’analisi *time-history* in campo non lineare- che raggiungono un massimo del 30% nel caso dei segnali registrati e del 45% nel caso dei segnali artificiali (Fig.10). Questi risultati evidenziano come l’impiego dell’analisi *time-history* condotta considerando un comportamento visco-elastico lineare equivalente per i dispositivi (THA) può condurre ad una stima non accurata della richiesta di spostamento agli organi di isolamento. Di conseguenza, l’impiego di tale tipo di analisi dovrebbe essere evitata nella valutazione della risposta sismica di strutture isolate alla base con dispositivi elastomerici LRB ad elevato smorzamento.

### 5. CONFRONTI CON I RISULTATI DELL’ANALISI MODALE CON SPETTRO ASSEGNATO

Come già richiamato in precedenza, per l’analisi della risposta di strutture isolate alla base alcuni regolamenti consentono, anche in presenza di dispositivi di isolamento con rapporti di smorzamento di valore elevatissimo (fino al 30%), l’impiego dell’analisi modale con spettro assegnato (Response Spectrum Analysis - RSA). In particolare, con riferimento al modo fondamentale del sistema viene consentita una significativa riduzione delle ordinate dello spettro elastico per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{iso}$  attraverso un coefficiente  $\eta$  (che può valere fino a 0.55) dipendente dal valore del rapporto di smorzamento  $\xi_{esi}$  del sistema di isolamento. Per i modi superiori della struttura con  $T \leq 0,8 T_{iso}$  è possibile invece assumere che il rapporto di smorzamento del modello completo sia quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa. Su questa base, le analisi modali degli schemi in esame sono state svolte con

riferimento agli spettri di risposta elastici dei diversi segnali opportunamente scalati come da norma. I risultati ottenuti sono stati confrontati in termini di errore percentuale con i valori “esatti” ricavati a partire dalle analisi *time-history* (NTHA) condotte considerando un comportamento non lineare dei dispositivi. Dai dati ottenuti si evince che l’impiego dell’analisi modale con spettro assegnato può condurre ad una sottostima dei valori di spostamento assolu-

Telaio a due livelli



Telaio a cinque piani

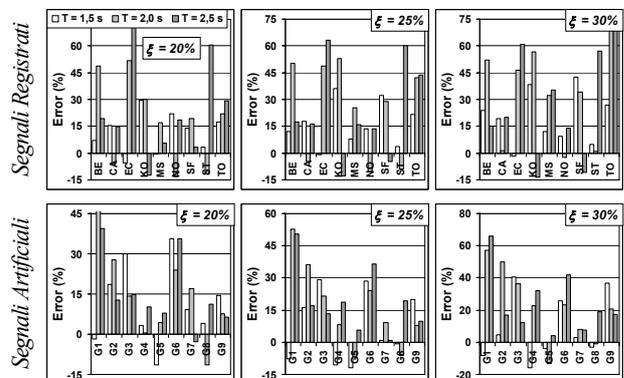


Figura 11 – Spostamento massimo dei dispositivi – confronto tra analisi modale RSA e analisi time-history non lineare NTHA.

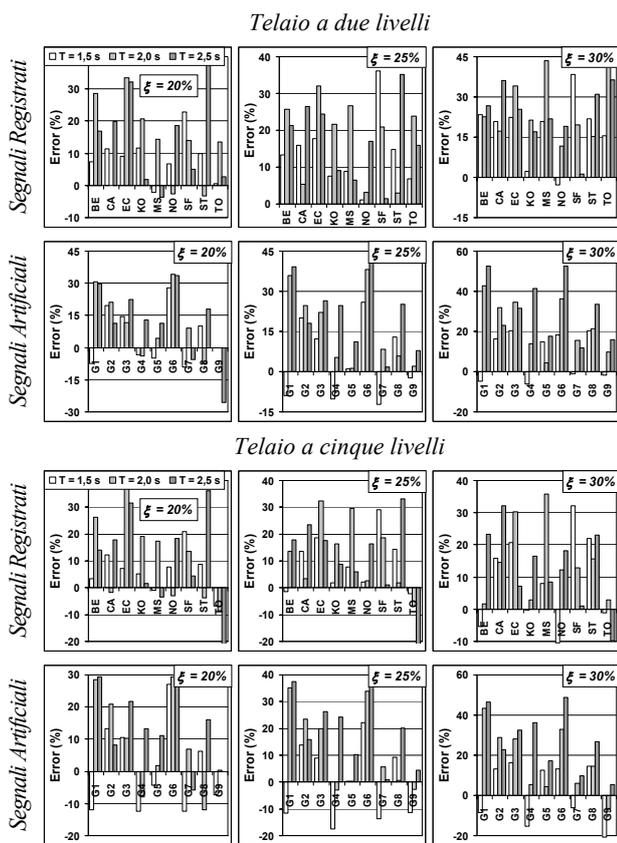


Figura 12 – Interstorey drift ratio (IDR) – confronto tra analisi modale RSA ed analisi *time-history* non lineare NTHA.

to dei dispositivi, caratterizzati da valori negativi dell'errore percentuale, per entrambi gli schemi analizzati (Fig.11). In particolare tale effetto si riscontra per alcuni dei casi esaminati, con valori dell'errore che possono raggiungere il 15% nel caso dei segnali registrati ed anche il 30% nel caso dei segnali artificiali. Inoltre il confronto tra i risultati ottenuti con i due metodi di analisi evidenzia come l'analisi modale con spettro assegnato comporta in alcuni casi una stima non conservativa anche dei parametri di risposta della sovrastruttura (IDR), che per entrambi gli schemi strutturali analizzati può introdurre valori dell'errore percentuale fino al 20% sia nel caso dei segnali storici che di quelli artificiali (Fig.12).

I risultati delle analisi svolte con riferimento ai casi qui esaminati evidenziano quindi come l'impiego dell'analisi modale con spettro assegnato può condurre a stime poco accurate e non conservative di tutti i parametri della risposta di strutture isolate alla base con dispositivi elastomerici LRB aventi valori del rapporto di smorzamento compresi nell'intervallo 0.2-0.3. Si può allora ritenere che in questi casi la valutazione della risposta strutturale sotto sisma debba essere opportunamente condotta mediante impiego di analisi dinamica *time-history* in campo non lineare, utilizzando un gruppo significativo di segnali accelerometrici da definire in funzione delle caratteristiche del sito.

## 6. CONCLUSIONI

Il presente lavoro riguarda lo studio della risposta sotto sisma di strutture in c.a. isolate alla base mediante dispositivi elastomerici LRB “ad elevatissimo smorzamento”, con lo specifico obiettivo di valutare l'effetto dell'impiego di elevati valori del rapporto di smorzamento del sistema di isolamento ( $0.2 \leq \xi_{esi} \leq 0.3$ ).

A tale scopo è stata analizzata la risposta di semplici sistemi MDOF (a due e cinque livelli) isolati alla base in modo da conseguire periodi fondamentali rispettivamente pari a 1.5, 2.0 e 2.5s effettuandone l'analisi dinamica *time-history* con integrazione diretta delle equazioni del moto sia in ambito lineare (THA) che non lineare (NTHA). In particolare l'analisi della risposta al passo è stata condotta su un modello definito con una distribuzione “esatta” dei dispositivi di smorzamento tra i piani, impiegando sia registrazioni accelerometriche di terremoti storici significativi che segnali artificiali generati a partire dallo spettro EC8 per suolo tipo A.

I risultati “esatti” ottenuti dalle analisi *time-history* in ambito non lineare (NTHA) hanno evidenziato, per tutti gli schemi strutturali esaminati, l'effetto non favorevole che l'impiego di dispositivi d'isolamento LRB ad elevatissimo smorzamento ( $0.20 \leq \xi_{esi} \leq 0.30$ ) può produrre sui parametri di risposta della sovrastruttura. Tale circostanza dipende principalmente dal trasferimento alla sovrastruttura di una maggiore quantità di energia da parte del sistema d'isolamento, nonché da una minore efficacia dello stesso in quanto i modi superiori di vibrare del sistema isolato partecipano maggiormente alla risposta complessiva.

Il successivo confronto tra i risultati delle analisi NTHA ed i corrispondenti valori ricavati dalle analisi THA condotte considerando un comportamento visco-elastico lineare equivalente per i dispositivi, mostrano come queste ultime se da un lato possono condurre, per tutti i casi esaminati, ad una stima conservativa dei parametri di risposta della sovrastruttura, d'altra parte risultano invece non conservative nella valutazione dello spostamento massimo dei dispositivi.

La risposta dei sistemi MDOF di cui sopra è stata infine valutata anche mediante analisi modale con spettro assegnato (RSA), condotta secondo le indicazioni fornite da codici sismici sia in ambito nazionale che internazionale, utilizzando spettri di risposta corrispondenti al set di segnali accelerometrici impiegati per le analisi dinamiche. Dal confronto dei risultati ottenuti dalle RSA con quelli dell'analisi *time-history* NTHA si evidenzia come per alcuni casi esaminati l'analisi modale con spettro assegnato conduce, per entrambi gli schemi considerati, ad una sottostima sia dei parametri di risposta della sovrastruttura che del valore di spostamento massimo dei dispositivi.

I risultati ottenuti da tutte le analisi di confronto svolte evidenziano in generale come l'impiego di una schematizzazione visco-elastica lineare equivalente dei dispositivi di iso-

lamento sia non conservativa nella valutazione della risposta di strutture isolate alla base con dispositivi LRB caratterizzati da valori del rapporto di smorzamento compresi tra 0.2 e 0.3. In questi casi sembra dunque opportuno ricorrere all'impiego dell'analisi *time history* in ambito non lineare, considerando una schematizzazione bilineare per i dispositivi di isolamento ed utilizzando un gruppo significativo di segnali accelerometrici da definire in funzione delle caratteristiche del sito.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] J.A. Inaudi, J.M. Kelly (1992), Optimum Damping in Base-Isolated Structures, *Proceedings Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid.
- [2] H.R. Ahmadi, K.N.G. Fuller, A.H. Muhr (1993), Current Research At MRPRA Related To Seismic Isolation of Buildings, *Int. Post-Smirt Seminar*, Capri, Napoli, Italy.
- [3] B. Palazzo, L. Petti (1996), Response of Base Isolated Systems to Random Excitations, *European Earthquake Engineering*, Pàtron Editore, vol. 2.
- [4] J.M. Kelly (1999), The role of damping in seismic isolation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Wiley & Sons, 28, 3-20.
- [5] I. Politopoulos (2008), A review of adverse effects of damping in seismic isolation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Wiley & Sons, 37, 447-465.
- [6] FEMA 451 (2006), NEHRP Recommended Provisions: Design Examples, *Federal Emergency Management Agency*. Washington.
- [7] CEN-European Committee for Standardization (2004), Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance, Part 1: general rules, seismic actions and rules for building, *EN 1998-1*.
- [8] D.M. 14.01.2008. NTC-Norme Tecniche per le Costruzioni, *Gazzetta Ufficiale n.9 del 04.02.2008*.
- [9] J.M. Kelly (1992), Theory and practice of seismic-isolation design. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California at Berkeley.
- [10] R.I. Skinner, W.H. Robinson, G.H. McVerry (1993), An introduction to seismic isolation. *John Wiley & Sons*. New York.
- [11] V.A. Zayas, S.S. Low, S.A. Mahin (1987), The FPS earthquake resisting system: experimental report, *Technical Report, Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.
- [12] D.M. Fenz, M.C. Constantinou (2008), Mechanical Behaviour of Multi-Spherical Sliding Bearings. Technical Report MCEER-08-0007, Buffalo, New York.
- [13] W.H. Robinson (1982), Lead-rubber hysteretic bearings suitable for protecting structures during earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Wiley & Sons, Vol. 10, 593-604.
- [14] J.M. Kelly, R.I. Skinner, A.J. Heine (1972), Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures, *Bulletin of the New Zealand, National Society for Earthquake Engineering*, Vol. 5, 78-89, 1972.
- [15] J.M. Kelly, D.F. Tsztoo (1977), Energy absorbing devices in structures under earthquake loading", *6<sup>th</sup> World Conference on the Earthquake Engineering*, Vol. 2, 1369-1374, New Delhi, 1977.
- [16] R.I. Skinner, J.M. Kelly, A.J. Heine (1975), Hysteretic dampers for earthquake resistant structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, 287-296.
- [17] J.M. Kelly (1997), Earthquake-resistant design with rubber, *Springer-Verlag*, 2<sup>nd</sup> edition, London.
- [18] P. Malangone, M. Ferraioli (1998), A modal procedure for seismic analysis of non-linear base-isolated multistorey structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, 27, 397-412.
- [19] N. Makris (1997), Rigidity-plasticity-viscosity: can electro-rheological dampers protect base isolated structures from near-source ground motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26:571-91, 1997.
- [20] A.M. Avossa, P. Malangone (2010), Remarks on the response of base-isolated structures with LRB-HD devices, *Proceedings 14<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Macedonia.
- [21] C. Christopoulos, A. Filiatrault (2006), *Principles of passive supplemental damping and seismic isolation*, IUSS Press, Pavia-Italy.
- [22] J. Hall (1999), The role of damping in seismic isolation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Discussion, John Wiley & Sons, 28, 1717-1720.
- [23] J.S. Hwang, J.M. Chou (1996), An equivalent linear model of lead-rubber seismic isolation bearings, *Engineering Structures*, Elsevier, 18:7, 528-536.
- [24] N. Makris, S. Chang (1998), Effects of damping mechanisms on the response of seismically isolated structures, *PEER report 1998/06. Berkeley (CA): Pacific Earthquake Engineering Research Center*, College of Engineering, University of California.
- [25] V.A. Matsagar, R.S. Jangid (2004), Influence of isolator characteristics on the response of base-isolated structures, *Engineering Structures*, 26, 1735-1749, 2004.
- [26] C.P. Providakis (2008), Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations. *Engineering Structures*, Elsevier 30, 1187-1198.
- [27] H.C. Tsai, J.M. Kelly (1993), Seismic response of heavily damped base isolated buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, 633-645, 1993.
- [28] E.D. Wolf, M. Constantinou (2004), Experimental study of seismic isolation systems with emphasis on secondary system response and verification of accuracy of dynamic response history analysis methods. *Report No. MCEER-04-0001, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, USA.
- [29] CEN-European Committee for Standardization (2005), Structural bearings – part 3: elastomeric bearings, UNI-EN 1337-3:2005.

# FORMA CHIUSA PER L'OTTIMIZZAZIONE DELL'ARMATURA IN STRUTTURE IN CALCESTRUZZO SOGGETTE A STATI PIANI DI TENSIONE

**Gabriele Bertagnoli, Luca Giordano, Giuseppe Mancini**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

## SOMMARIO

Durante gli ultimi tre decenni sono stati proposti diversi criteri di progettazione per valutare la capacità portante ultima dei strutture in calcestruzzo armato soggette a stati di tensione piana. Alcune di queste teorie consentono la progettazione dell'armatura a seguito di un'analisi elastica lineare. L'approccio suggerito dal nuovo Model Code 2010, basato sulla ricerca sviluppata dagli autori all'inizio del 2000, consente il calcolo dell'armatura necessaria e la verifica delle sollecitazioni nel calcestruzzo, quando la direzione del campo di compressione allo stato limite ultimo è noto. L'armatura ottimale può essere determinata in accordo a questo approccio trovando la direzione del campo di compressione tramite la soluzione di un'equazione non lineare. Seguendo l'approccio del Model Code, sono presentate le superfici di interazione per la progettazione di elementi in calcestruzzo armato soggetti a stati di tensione piana. In aggiunta è fornita una soluzione approssimata che permette il calcolo delle armature in forma chiusa.

## CLOSED FORM SOLUTION FOR OPTIMUM REINFORCEMENT DESIGN IN REINFORCED CONCRETE SHELL ELEMENTS

## SUMMARY

During the last three decades many design criteria have been proposed to evaluate the ultimate bearing capacity of reinforced concrete membrane elements. Some of these theories allow for the design of reinforcement once a linear elastic analysis is performed. The approach suggested by the new Model Code 2010 and based on the research developed by the authors at the beginning of 2000, leads to the calculation of the required reinforcement and to the verification of concrete stresses once the compression field direction at ultimate limit state is known. The optimum reinforcement can be determined in accordance to this approach finding the compression field direction by solving a nonlinear equation. Following the Model Code approach, the interaction surfaces for the design of membrane elements are presented in this paper. In addition an approximated closed form solution that allows to evaluate the reinforcement is given.

## 1. INTRODUZIONE

Il criterio di progetto di elementi bidimensionali in calcestruzzo armato soggetti a stati di tensione piana presentato in questo lavoro è basato sugli studi eseguiti da Carbone et al. [1] e [2] e Bertagnoli & Carbone [3].

In accordo con questo approccio, la resistenza a compressione del calcestruzzo è correlata alla variazione angolare  $\Delta\theta$  tra l'angolo che identifica la direzione,  $\theta_e$ , della tensione principale di compressione in campo elastico rispetto all'asse x e l'angolo corrispondente alla direzione della tensione principale di compressione al collasso,  $\theta_{pl}$ .

La resistenza del calcestruzzo in campo fessurato,  $f_{cd2}$ , decresce al crescere di  $\Delta\theta$  raggiungendo valori sensibilmente inferiori alla resistenza uniassiale  $f_{cd}$ .

Nel prossimo paragrafo l'approccio sviluppato in [1] e [2] sarà brevemente ripreso e sviluppato in una nuova procedura che permette di calcolare in forma chiusa approssimata l'armatura ottima per un dato stato di tensione ( $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ ,  $\tau$ ) ed il relativo  $\theta_e$ .

## 2. APPROCCIO PLASTICO ALLA SOLUZIONE DI ELEMENTI MEMBRANALI

Si consideri un elemento soggetto a stato piano di tensione e mostrato in fig. 1(a).

La fig. 1(b) mostra la sezione di tale elemento con un piano parallelo all'inclinazione  $\theta_{pl}$  del campo delle tensioni di compressione nel calcestruzzo al collasso, mentre la fig. 1(c) mostra la sezione del medesimo elemento con un piano ortogonale al precedente.

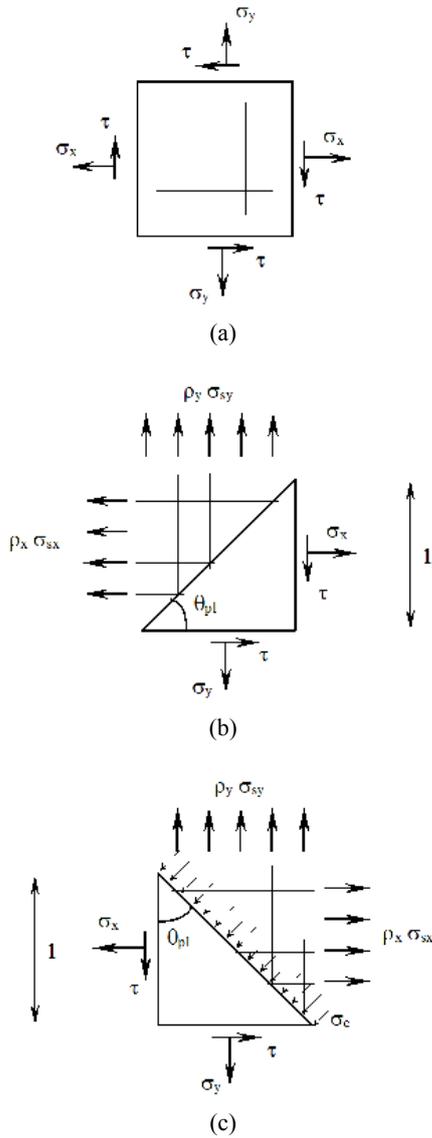


Figura 1 – Schemi per la scrittura degli equilibri plastici

L'equilibrio della sezione mostrata in fig. 1(b) alla traslazione orizzontale e verticale è rispettivamente garantito dalla scrittura delle equazioni (1) e (2); mentre l'equilibrio della sezione mostrata in fig. 1(c) alla traslazione orizzontale e verticale è dato dalla scrittura delle equazioni (3) e (4).

$$\sigma_x + \tau \cot \vartheta_{pl} - \sigma_{sx} \rho_x = 0 \quad (1)$$

$$\tau + \sigma_x \cot \vartheta_{pl} - \sigma_{sy} \rho_y \cot \vartheta_{pl} = 0 \quad (2)$$

$$\tau \tan \vartheta_{pl} - \sigma_x + \sigma_{sx} \rho_x - \sigma_c = 0 \quad (3)$$

$$\tau - \sigma_y \tan \vartheta_{pl} + \sigma_{sy} \rho_y \tan \vartheta_{pl} - \sigma_c \tan \vartheta_{pl} = 0 \quad (4)$$

dove:

$$\rho_x = A_{sx}/t \quad \rho_y = A_{sy}/t \quad (5)$$

e  $t$  è lo spessore dell'elemento,  $A_{sx}$  e  $A_{sy}$  sono le aree di armatura per unità di lunghezza nelle direzioni  $x$  e  $y$ .

Le tre incognite  $\sigma_{sx} \rho_x$ ,  $\sigma_{sy} \rho_y$ ,  $\sigma_c$  del problema costituito dalle equazioni (1-4), possono essere calcolate come segue dal momento che una delle quattro equazioni è linearmente dipendente dalle altre tre.

$$\sigma_{sx} \rho_x = \sigma_x + \tau \cot \vartheta_{pl} \quad (6)$$

$$\sigma_{sy} \rho_y = \tau \tan \vartheta_{pl} + \sigma_y \quad (7)$$

$$\sigma_c = \frac{\tau}{\sin \vartheta_{pl} \cdot \cos \vartheta_{pl}} \quad (8)$$

Le equazioni (6-8) possono essere risolte sia in presenza di armatura snervata che nella situazione di acciaio in campo elastico. Nel prossimi paragrafi si mostreranno le due soluzioni.

## 2.1 Soluzione in presenza di armatura snervata

Se si introducono i criteri di rottura dell'acciaio e del calcestruzzo le equazioni (6-8) diventano:

$$\sigma_{sx} \rho_x = \sigma_x + \tau \cot \vartheta_{pl} \leq f_{yd} \rho_x \quad (9)$$

$$\sigma_{sy} \rho_y = \tau \tan \vartheta_{pl} + \sigma_y \leq f_{yd} \rho_y \quad (10)$$

$$\sigma_c = \frac{\tau}{\sin \vartheta_{pl} \cdot \cos \vartheta_{pl}} \leq f_{cd2} (1 - 0.032 |\theta_{pl} - \theta_e|) \quad (11)$$

dove  $f_{yd}$  è la tensione di snervamento dell'acciaio,  $f_{cd2}$  è la resistenza del calcestruzzo in stato fessurato e la variazione di inclinazione del campo di compressioni nel calcestruzzo dalla prima fessurazione al collasso è limitato a  $20^\circ$  come suggerito da Bertagnoli et al.[4]:

$$f_{cd2} = 0.6 f_{cd} (1 - f_{ck}/250) \quad (12)$$

$$|\theta_{pl} - \theta_e| \leq \Delta \theta_{max} = 20^\circ \quad (13)$$

Le equazioni (9-11) possono quindi essere riscritte ottenendo il valore della tensione tangenziale  $\tau$  in funzione di  $\rho_x$  e  $\rho_y$  e dell'angolo  $\theta_{pl}$ .

$$\tau \leq (f_{yd} \rho_x - \sigma_x) \tan \vartheta_{pl} \quad (14)$$

$$\tau \leq (f_{yd} \rho_y - \sigma_y) \cot \vartheta_{pl} \quad (15)$$

$$\tau \leq f_{cd2} (1 - 0.032 |\theta_{pl} - \theta_e|) \sin \vartheta_{pl} \cdot \cos \vartheta_{pl} \quad (16)$$

Si può quindi adimensionalizzare il problema calcolando le tensioni adimensionalizzate con le equazioni (17) e introducendo le percentuali meccaniche di armatura con le equazioni (18).

$$n_x = \sigma_x / f_{cd2} \quad n_y = \sigma_y / f_{cd2} \quad v = \tau / f_{cd2} \quad (17)$$

$$\omega_x = \rho_x \frac{f_{yd}}{f_{cd2}} \quad \omega_y = \rho_y \frac{f_{yd}}{f_{cd2}} \quad (18)$$

Le equazioni (14-16) diventano quindi:

$$v \leq v_1(\vartheta_{pl}) = (\omega_x - n_x) \tan \vartheta_{pl} \quad (19)$$

$$v \leq v_2(\vartheta_{pl}) = (\omega_y - n_y) \cot \vartheta_{pl} \quad (20)$$

$$v \leq v_3(\vartheta_{pl}) = (1 - 0.032 |\theta_{pl} - \theta_e|) \sin \vartheta_{pl} \cdot \cos \vartheta_{pl} \quad (21)$$

L'armatura minima si ottiene ponendo sempre  $\theta_{pl} = 45^\circ$ , come descritto da Nielsen [5] se si trascura la rottura lato calcestruzzo. Se invece si considera la resistenza del calcestruzzo in accordo con l'espressione (11) si possono configurare i due scenari mostrati in fig. 2:

1. se  $v \leq v_3(45^\circ)$  e  $\vartheta_e - \Delta\vartheta_{max} \leq 45^\circ \leq \vartheta_e + \Delta\vartheta_{max}$  (vedi fig. 2a) l'approccio di Nielsen è ancora valido e l'armatura ottima si ottiene per  $\theta_{pl} = 45^\circ$  come mostrato nelle equazioni (22-23) seguenti:

$$\omega_x = v + n_x \quad (22)$$

$$\omega_y = v + n_y \quad (23)$$

2. se  $v > v_3(45^\circ)$  due  $\theta_{pl}$ , chiamati  $\theta_{pl,1}$  e  $\theta_{pl,2}$  possono essere calcolati risolvendo l'equazione  $v = v_3(\theta_{pl})$  come mostrato in fig. 2b. L'armatura ottima corrisponde alla soluzione ottenuta scegliendo tra  $\theta_{pl,1}$  e  $\theta_{pl,2}$  il valore più prossimo a  $45^\circ$ .

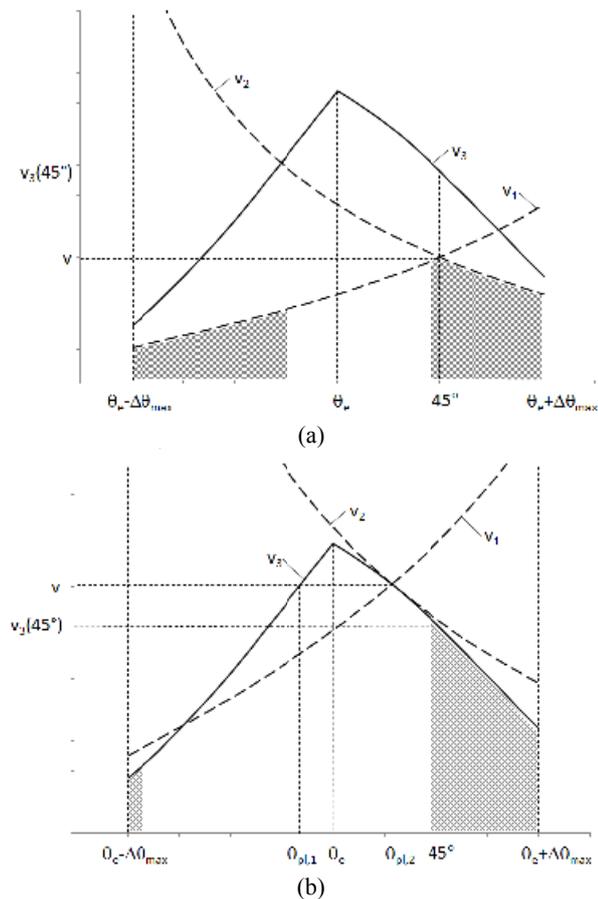


Figura 2 – Soluzione grafica dei sistemi di disequazioni (14-16)

## 2.2 Soluzione in presenza di armatura in campo elastico

Se non esiste alcun  $|\Delta\theta| = |\theta_{pl} - \theta_e| \leq 20^\circ$  tale per cui sia soddisfatta la (11) significa che le sollecitazioni comportano un eccessivo tasso di lavoro lato calcestruzzo. In questo caso una soluzione è ancora possibile disponendo armatura che lavori in campo elastico.

L'ampiezza delle fessure risulterà notevolmente ridotta e non si potranno apprezzare delle variazioni significative di  $\Delta\theta$ , che quindi viene assunto pari a 0.

$$|\Delta\theta| = 0^\circ \Rightarrow \theta_{pl} = \theta_e \quad (24)$$

L'equazione (12) in accordo con [4] diviene:

$$\sigma_c = f_{cd} - \frac{\sigma_s \cdot f_{cd2}}{f_{yd}} \left( \frac{f_{cd}}{f_{cd2}} - 1 \right) \quad (25)$$

sostituendo la (25) nella (8) in cui  $\theta_{pl} = \theta_e$  si ottiene

$$f_{cd} - \frac{\sigma_s \cdot f_{cd2}}{f_{yd}} \left( \frac{f_{cd}}{f_{cd2}} - 1 \right) = \frac{\tau}{\sin \vartheta_e \cdot \cos \vartheta_e} \quad (26)$$

Da cui è ricavabile la massima tensione ammissibile nell'armatura affinché il calcestruzzo sia verificato in compressione:

$$\sigma_s = \frac{f_{yd} \left( f_{cd} - \frac{\tau}{\sin \vartheta_e \cdot \cos \vartheta_e} \right)}{f_{cd2} \left( \frac{f_{cd}}{f_{cd2}} - 1 \right)} \quad (27)$$

Di conseguenza si potranno calcolare le percentuali geometriche di armatura sostituendo la tensione  $\sigma_s$  data dalla (27) nelle (14-15) in cui  $\theta_{pl} = \theta_e$  ottenendo:

$$\rho_x = \frac{\tau \cdot \cot \vartheta_e + \sigma_x}{\sigma_s} \quad (28)$$

$$\rho_y = \frac{\tau \cdot \tan \vartheta_e + \sigma_y}{\sigma_s} \quad (29)$$

## 2.3 Rappresentazione grafica

Una chiara rappresentazione grafica del risultato può essere fornita nel piano delle tensioni principali  $[\sigma_1, \sigma_2]$  (dove  $\sigma_1 \geq \sigma_2$ ) aggiungendo l'effetto dell'armatura al criterio di rottura di Ottosen [6] per il calcestruzzo in campo bidimensionale.

Se si definisce  $\varphi$  l'angolo tra la direzione di  $\sigma_1$  e la maggiore tra le due tensioni  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ , è possibile determinare per ogni coppia di  $[\sigma_1, \sigma_2]$  la corrispondente terna  $\sigma_x, \sigma_y, \tau$  grazie alla relazione (30)

$$\begin{bmatrix} \sigma_x & \tau \\ \tau & \sigma_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \varphi & \sin \varphi \\ -\sin \varphi & \cos \varphi \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 \\ 0 & \sigma_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \varphi & -\sin \varphi \\ \sin \varphi & \cos \varphi \end{bmatrix} \quad (30)$$

I valori di  $\omega_x$  e  $\omega_y$  corrispondenti al minimo dell'armatura totale  $\omega_{tot} = \omega_x + \omega_y$  possono quindi essere calcolati in funzione del solo angolo  $\theta_{pl}$  con la procedura presentata in precedenza: per ogni terna  $[\varphi, \sigma_1, \sigma_2]$  si troverà l'angolo  $\theta_{pl}$  che contemporaneamente minimizza l'armatura totale e verifica la resistenza del calcestruzzo (eq. 21 o 26).

La figura 3 mostra le cinque zone, che corrispondono a differenti comportamenti strutturali nel piano delle tensioni principali:

- zona 1: il calcestruzzo è in stato di compressione biassiale all'interno del dominio di rottura, non è necessaria armatura per la verifica;
- zona 2: il calcestruzzo è in stato di tensione biassiale trazione-compressione o trazione-trazione

- all'interno del dominio di rottura: non essendo fessurato è generalmente richiesta soltanto l'armatura minima per il controllo di un'eventuale fessurazione non attesa;
- zona 3: il calcestruzzo è collassato in compressione biassiale o in trazione-compressione in presenza di elevate compressioni: la verifica dell'elemento può essere soddisfatta soltanto aumentando la classe di resistenza del calcestruzzo o lo spessore dell'elemento;
  - zona 4: il calcestruzzo è in trazione-compressione o trazione-trazione all'esterno del dominio di rottura e con tensione dei campi di compressione in regime fessurato inferiore a  $f_{cd2}$ : l'equilibrio può essere garantito disponendo armatura che lavora alla tensione di snervamento;
  - zona 5: il calcestruzzo è in trazione-compressione all'esterno del dominio di rottura e con tensione dei campi di compressione in regime fessurato maggiore di  $f_{cd2}$ : l'equilibrio può essere garantito disponendo armatura che lavora in campo elastico (non snervata, vedi Carbone et al. [2]), ma questa soluzione può non risultare economica.

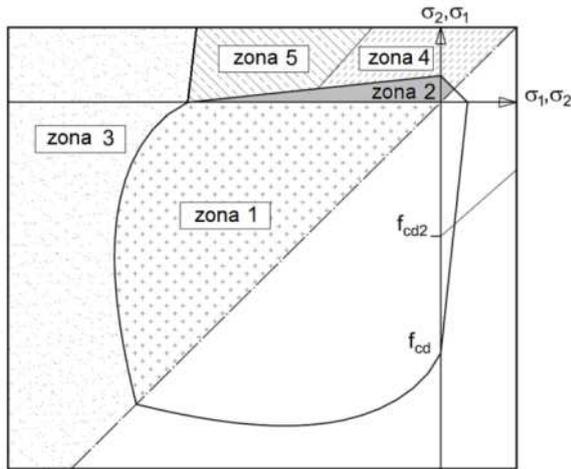


Figura 3 – Zone resistenti nel piano delle tensioni principali

Si può quindi diagrammare il valore di  $\theta_{pl}$  nelle zone 4 e 5 ottenendo una superficie mostrata in fig. 4.

### 3. SOLUZIONE IN FORMA CHIUSA

La ricerca del  $\theta_{pl}$  conduce a una funzione non lineare risultato di un processo di ottimizzazione.

Tale funzione può essere però approssimata da una superficie formata da tre piani commettendo errori piuttosto modesti. Dei tre piani due esterni sono orizzontali ( $\theta_{pl} = \text{costante}$ ) e limitano un piano inclinato che li unisce. La scrittura di questa superficie consente di risolvere il problema in forma chiusa.

Il primo piano rappresenta il primo valore costante di  $\theta_{pl}$  dato dalla eq. 31:

$$\theta_{pl}^a = f_1(\theta_e, \Delta\theta_{\max}) = a_1 \quad (31)$$

Dove:

$$\begin{aligned} a_1 &= 90^\circ - (\theta_e + \Delta\theta_{\max}) \quad \text{per } \theta_e < (45^\circ - \Delta\theta_{\max}) \\ a_1 &= 45^\circ \quad \text{per } |45^\circ - \theta_e| < \Delta\theta_{\max} \\ a_1 &= 90^\circ - (\theta_e - \Delta\theta_{\max}) \quad \text{per } \theta_e > (45^\circ + \Delta\theta_{\max}) \end{aligned} \quad (32)$$

Il secondo piano rappresenta il secondo valore costante di  $\theta_{pl}$  dato dalla eq. 33:

$$\theta_{pl}^b = f_2(\theta_e, \Delta\theta_{\max}) = a_2 \quad (33)$$

dove:

$$\begin{aligned} a_2 &= (45^\circ + \Delta\theta_{\max}) - c_1 \quad \text{per } \theta_e < (45^\circ - \Delta\theta_{\max}) \\ a_2 &= 90^\circ - \theta_e \quad \text{per } |45^\circ - \theta_e| < \Delta\theta_{\max} \\ a_2 &= (45^\circ - \Delta\theta_{\max}) + c_2 \quad \text{per } \theta_e > (45^\circ + \Delta\theta_{\max}) \end{aligned} \quad (34)$$

dove:

$$\begin{aligned} c_1 &= (\theta_e - \Delta\theta_{\max})/2 \\ c_2 &= (90^\circ - \theta_e - \Delta\theta_{\max})/2 \end{aligned} \quad (35)$$

Il piano inclinato è dato dalla eq. 36:

$$\theta_{pl}^c = f_3(\sigma_1, \sigma_2) = a + b \cdot \sigma_1 + c \cdot \sigma_2 \quad (36)$$

dove:

$$a = \frac{\theta_{pl}^a - \theta_{pl}^b}{q + f_{cd2}} f_{cd2} + \theta_{pl}^b \quad (37)$$

$$b = -\frac{\theta_{pl}^a - \theta_{pl}^b}{q + f_{cd2}} \quad (38)$$

$$c = \frac{\theta_{pl}^a - \theta_{pl}^b}{q + f_{cd2}} \quad (39)$$

dove:

$$q = \left[ \frac{0.55 f_{cd2} |45^\circ - \theta_e|}{\Delta\theta_{\max}} \right] - f_{cd2} \quad (40)$$

$$\text{per } |45^\circ - \theta_e| < \Delta\theta_{\max}$$

$$q = \left[ \frac{0.55 f_{cd2} \theta_e}{45^\circ - \Delta\theta_{\max}} \right] - f_{cd2} \quad (41)$$

$$\text{per } \theta_e < (45^\circ - \Delta\theta_{\max})$$

$$q = \left[ \frac{0.55 f_{cd2} (90^\circ - \theta_e)}{45^\circ - \Delta\theta_{\max}} \right] - f_{cd2} \quad (42)$$

$$\text{per } \theta_e > (45^\circ + \Delta\theta_{\max})$$

L'angolo plastico  $\theta_{pl}$  risulta in conclusione essere dato da:

$$\theta_{pl}^a \leq \theta_{pl} = \theta_{pl}^c \leq \theta_{pl}^b \quad \text{per} \quad \theta_e < 45^\circ$$

$$\theta_{pl}^b \leq \theta_{pl} = \theta_{pl}^c \leq \theta_{pl}^a \quad \text{per} \quad \theta_e \geq 45^\circ$$
(43)

Nel caso di armatura non snervata la soluzione in forma chiusa approssimata coincide con la soluzione presentata nel paragrafo 2.2.

#### 4. ESEMPIO

In questo paragrafo viene presentato un esempio di applicazione della procedura descritta ai paragrafi 2 e 3.

I risultati sono presentati in forma grafica nelle zone 4 e 5 mostrate in fig. 3.

Si è scelto un acciaio la cui tensione di snervamento sia  $f_{yd} = 391$  MPa ed un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

- $f_{ck} = 25$  MPa
- $f_{cd} = 16.7$  MPa
- $f_{ctd} = 1.2$  MPa
- $f_{cd2} = 9.0$  MPa

Si è inoltre scelto un angolo  $\varphi$  pari a  $30^\circ$  in verso orario e conseguentemente un angolo  $\theta_e$  di inclinazione della tensione principale di compressione in campo elastico pari a  $60^\circ$ .

Nelle figure 4, 5 e 6 si possono vedere rispettivamente le tensioni  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ , al variare di  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$ .

Nella figura 7 è mostrata la soluzione in forma chiusa che consente di calcolare il  $\theta_{pl}$  con le espressioni (31÷42); nella fig. 8 è invece presentata la soluzione corretta per il  $\theta_{pl}$ , che si ottiene con la procedura mostrata in fig.2. Le differenze tra la soluzione in forma chiusa approssimata e quella corretta sono mostrate in percentuale in fig. 9.

Nelle figure 10 e 11 sono rispettivamente mostrate la massima tensione di trazione nell'armatura  $\sigma_x$  e la massima

tensione di compressione nel calcestruzzo in campo fessurato  $\sigma_c$ .

Le figure 12, 13 e 14 rappresentano i domini di interazione in termini delle percentuali geometriche di armatura  $\rho_x$ ,  $\rho_y$  e  $\rho_{tot}$ , mentre le figure 15, 16 e 17 mostrano le differenze tra le  $\rho_x$ ,  $\rho_y$  e  $\rho_{tot}$  calcolate in forma chiusa e le medesime grandezze calcolate in forma esatta.

#### 5. CONCLUSIONI

Si è presentata una procedura che consente di calcolare l'armatura ottima in strutture bidimensionali soggette a stati piani di tensione.

Seguendo l'approccio del Model Code si possono tracciare le superfici che rappresentano le armature adimensionalizzate nelle due direzioni x e y in funzione delle tensioni principali  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  e dell'angolo  $\varphi$  tra la direzione di  $\sigma_1$  e la maggiore tra le due tensioni  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ .

Si è presentata inoltre una formulazione che consente di ottenere una ottimizzazione approssimata in forma chiusa, velocizzando notevolmente i tempi di calcolo.

Le differenze tra le armature calcolate in forma approssimata e quelle calcolate con l'approccio rigoroso sono nulle in ampie zone del dominio, di entità molto bassa (qualche permille) in zone molto limitate del dominio e sempre a favore di sicurezza; l'armatura ottima calcolata in forma approssimata è sempre maggiore di quella teorica.

La verifica lato calcestruzzo è comunque garantita anche seguendo l'approccio approssimato.

Un possibile sviluppo futuro dei risultati ottenuti potrebbe essere l'estensione di questo approccio agli elementi shell e a quelli tridimensionali.

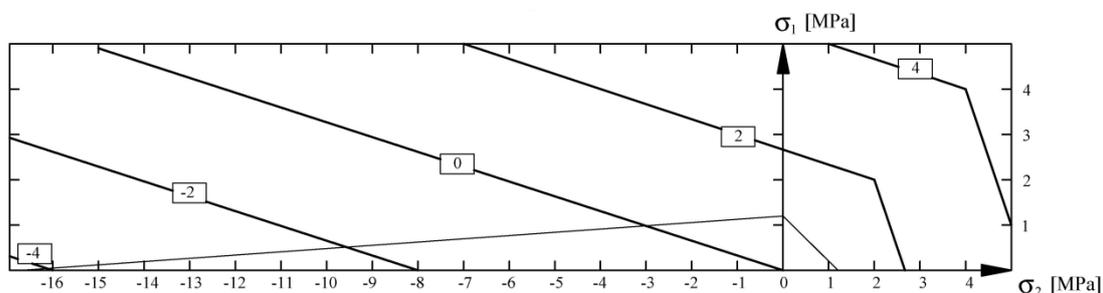


Figura 4 – tensione  $\sigma_x$  [MPa]

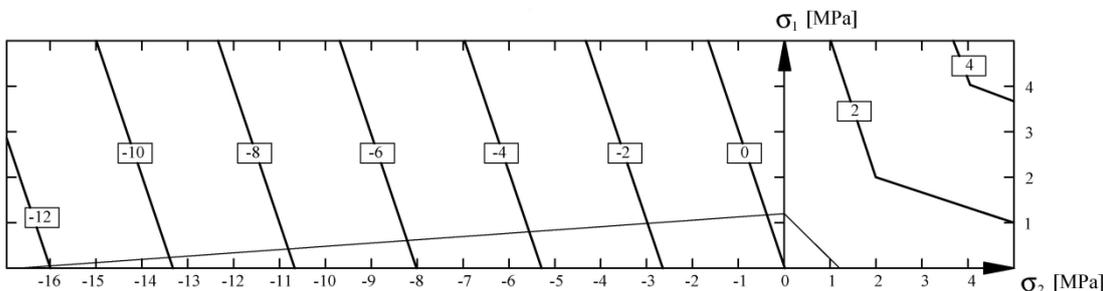


Figura 5 – tensione  $\sigma_y$  [MPa]

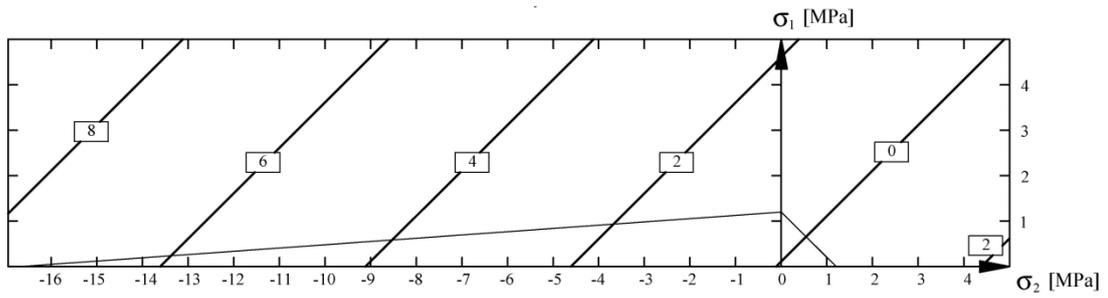


Figura 6 – tensione  $\tau_{xy}$  [MPa]

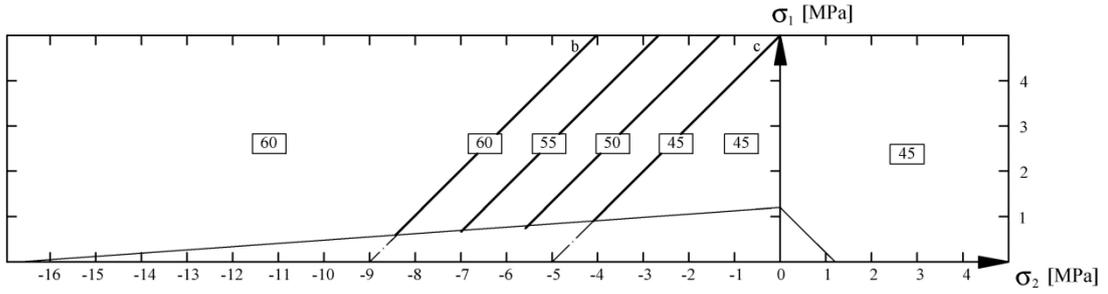


Figura 7 – angolo  $\theta_{pl}$  calcolato in forma chiusa approssimata [°]

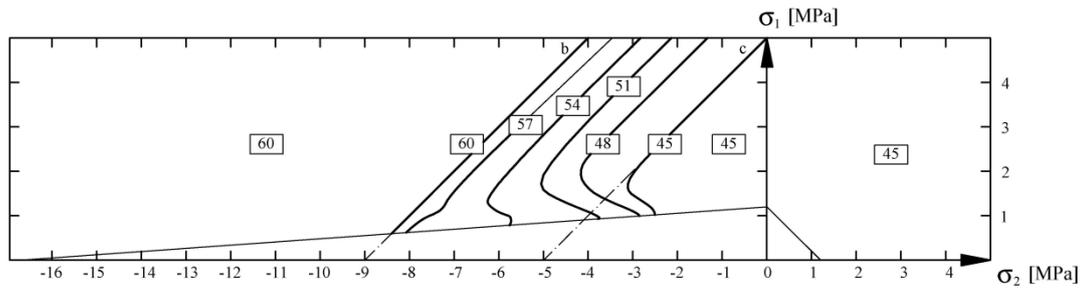


Figura 8 – valore teorico dell'angolo  $\theta_{pl}$  [°]

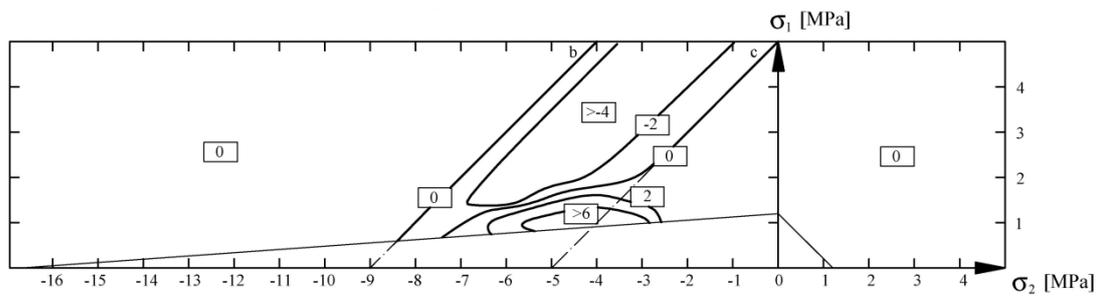


Figura 9 – differenza percentuale tra il valore teorico dell'angolo  $\theta_{pl}$  e il suo valore approssimato

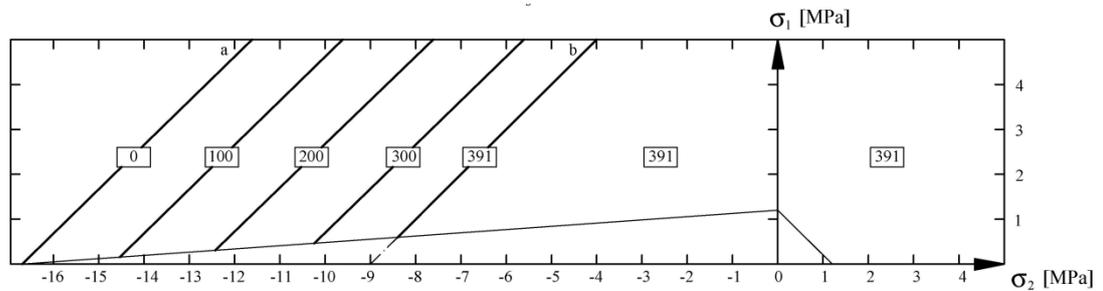


Figura 10 – massima tensione nelle armature  $\sigma_s$  [MPa]

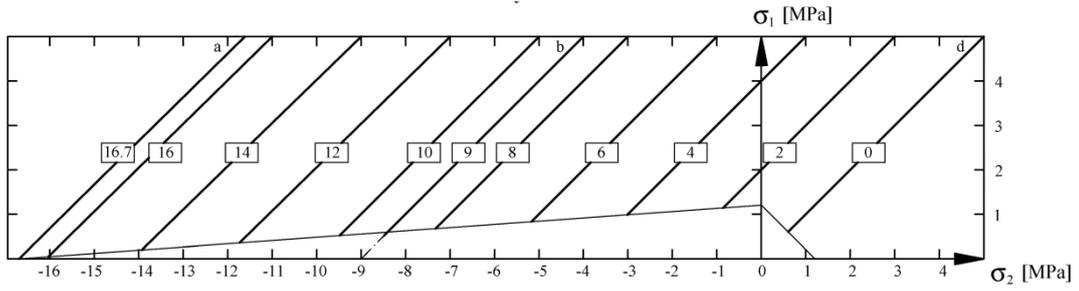


Figura 11 – massima tensione  $\sigma_c$  nei campi di compressione in stato fessurato [MPa]

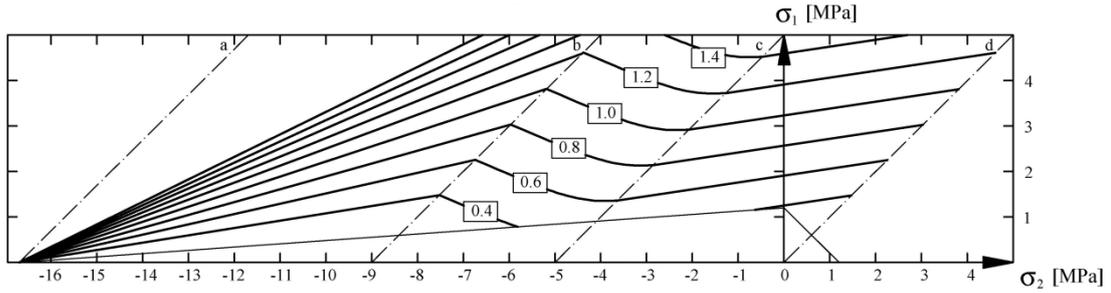


Figura 12 – rapporto geometrico di armatura  $\rho_x$  [%]

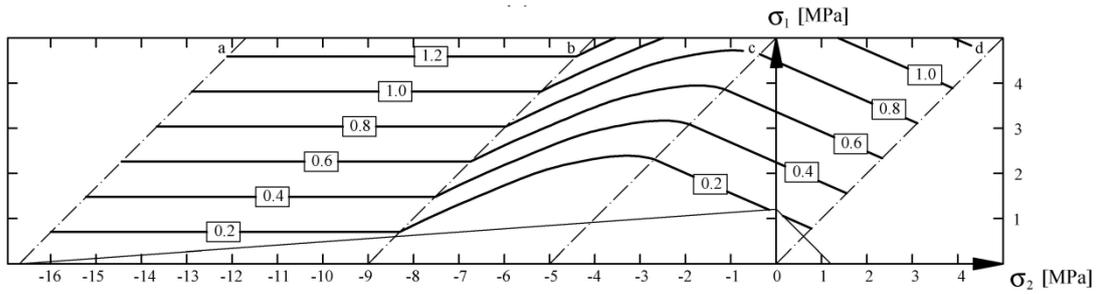


Figura 13 – rapporto geometrico di armatura  $\rho_y$  [%]

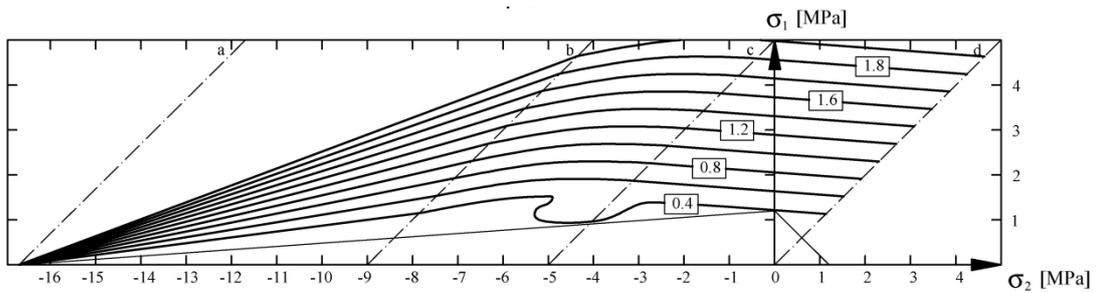


Figura 14 – rapporto geometrico di armatura  $\rho_{tot} = \rho_x + \rho_y$  [%]

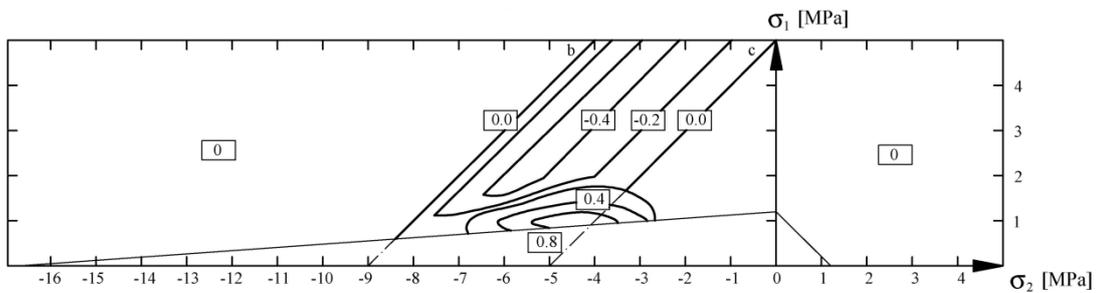


Figura 15 – differenza tra la soluzione approssimata e quella corretta di  $\rho_x$  [%]

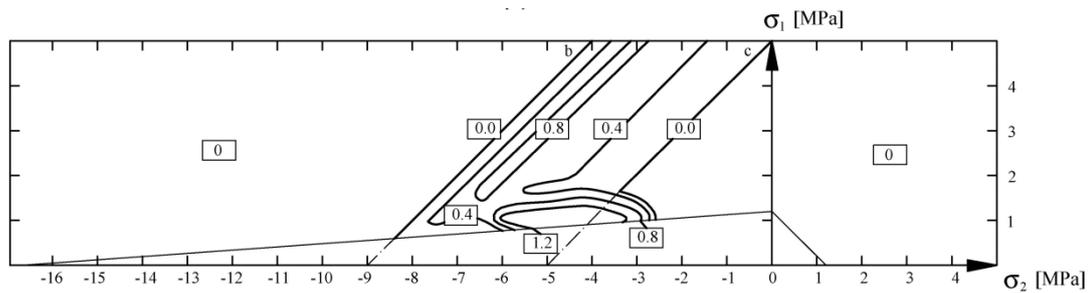


Figura 16 – differenza tra la soluzione approssimata e quella corretta di  $\rho_y$  [‰]

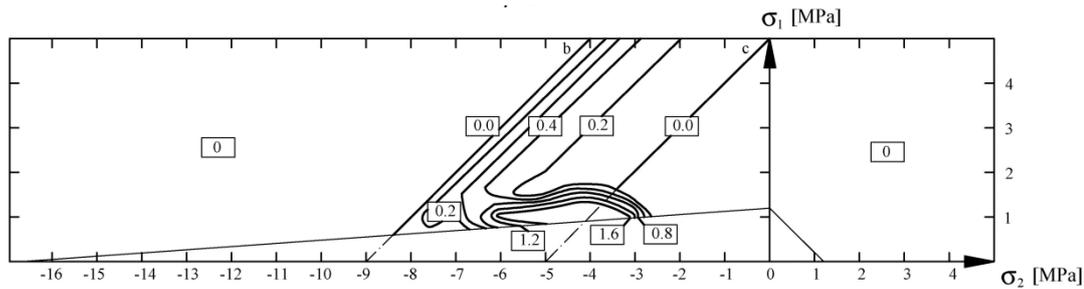


Figura 17 – differenza tra la soluzione approssimata e quella corretta di  $\rho_{tot}$  [‰]

## BIBLIOGRAFIA

- [1] CARBONE, V.I., GIORDANO, L., MANCINI, G. - (2001), Resisting model for r.c. and p.c. panels, *Atti della Accademia delle Scienze di Torino. Classe di Scienze Fisiche Matematiche e Naturali*, vol. 135, pp. 3-18.
- [2] CARBONE, V.I., GIORDANO, L., MANCINI, G. - (2002), Design of r.c. Membrane Element, *Structural Concrete*, vol. 2, pp. 213-223.
- [3] BERTAGNOLI, G., CARBONE, V.I. (2008), A Finite Element formulation for concrete structures in plane stress, *Structural Concrete*, Vol. 9, pp. 87-99.
- [4] BERTAGNOLI, G., MANCINI, G., RECUPERO A., SPINELLA N. - (2011), Rotating compression field model for reinforced concrete beams under prevalent shear actions, *Structural Concrete*, Vol. 12, n°3, pp. 178-186.
- [5] NIELSEN, M.P. - (1971), On the strength of reinforced concrete discs, *Acta Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series*, Vol. 70, pp.1-261.
- [6] OTTOSEN, N. S. - (1977), A failure criterion for concrete, *Journal Engineering Mechanics Division (ASCE)*, Vol. 103, No. 4, pp. 527-535.

# VULNERABILITA' SISMICA DI VIADOTTI AUTOSTRADALI

**Pietro Crespi<sup>1</sup>, Nicola Giordano<sup>2</sup>, Nicola Longarini<sup>2</sup>, Giuseppe Pasqualato<sup>3</sup>,  
Giuseppe Silvestro<sup>4</sup>, Marco Zucca<sup>2</sup>**

1 Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito, Politecnico di Milano

2 Consorzio CISE, Milano

3 Sineco S.p.A, Milano

4 Ingegnere, Libero professionista, Milano

## SOMMARIO

Negli ultimi anni la comunità tecnico-scientifica ha rivolto un interesse crescente nei confronti delle tematiche inerenti alla valutazione della vulnerabilità sismica delle costruzioni esistenti. In quest'ampio panorama spiccano, per importanza strategica e complessità tecnica, i viadotti della rete autostradale. La maggior parte di questi manufatti è stata realizzata tra gli anni '60 e '70 con approcci progettuali che ignoravano le attuali conoscenze nel campo dell'ingegneria sismica. Pertanto, è emersa la necessità di indagare con moderne tecniche di analisi le effettive capacità resistenti di queste strutture, traendone conclusioni circa il loro livello di sicurezza in occasione di un terremoto. Nell'applicazione sistematica a più manufatti di una rete, è stato adottato un approccio basato sull'analisi "pushover" multi-modale che permette di tenere in conto sia il comportamento non lineare, dovuto ai complessi fenomeni di redistribuzione delle azioni che avvengono in campo post-elastico, sia la complessità della risposta dinamica del sistema, dovuta alle diverse forme modali significative della struttura. A tal proposito, si è implementata una routine automatica che, appoggiandosi ai risultati ottenuti dal software FEM, esegue in automatico le combinazioni modali e le verifiche degli elementi costruttivi, riducendo in modo considerevole i tempi di lavoro e garantendo un maggiore controllo dei risultati. Gli indici di rischio così ottenuti vengono riassunti in opportune schede di analisi di vulnerabilità sismica (fornite e raccolte dalla Protezione Civile).

## SEISMIC VULNERABILITY OF MOTORWAY BRIDGES

### SUMMARY

In recent years, the technical-scientific community has increased its interest on the evaluation of the seismic vulnerability of existing structures. Among this wide range of structures, motorway viaducts stand out for their strategic relevance and technical complexity. Major part of these structures was built between '60 and '70 years, according to design procedures which ignored nowadays knowledge in seismic engineering. Thus, the necessity to evaluate the real strength capacity of these structures with modern analysis techniques has become essential, leading to the determination of their safety level in case of an earthquake. For the assessment of several bridges of a motorway net, a multi-modal pushover analysis approach has been considered. This analysis technique allows considering the nonlinear behaviour and the complex dynamic response of such a structures. For this reason, a software routine was implemented. The routine starts from the pushover results of a FEM commercial software and executes the modal combinations and the safety verifications, reducing the time cost and the possibility of errors. The risk indexes calculated in this way are reported in seismic vulnerability forms collected by the Italian Hazard Management Agency.

### 1. INTRODUZIONE SULL'ANALISI PUSHOVER

L'analisi pushover è una procedura che permette la determinazione del comportamento non-lineare di una struttura sottoposta ad un'azione incrementale di spinta orizzontale, quale il sisma. In generale, in ogni analisi pushover è possibile ritrovare tre concetti chiave [1]: la curva di capacità, lo spettro della domanda e il punto di funzionamento.

La curva di capacità rappresenta la possibilità della struttura di resistere alle azioni orizzontali e viene determinata sottoponendo la struttura stessa a un profilo di carichi incrementali fino al raggiungimento di una prefissata condizione limite. Tale curva viene rappresentata in un diagramma tra taglio alla base e spostamento di un punto rappresentativo che sintetizza il comportamento globale della struttura. Il profilo di spinta spesso viene assunto

proporzionale a una deformata modale:

$$\mathbf{s}_n^* = \mathbf{M}\Phi_n \quad (1)$$

dove  $\mathbf{M}$  è la matrice di massa del sistema,  $\Phi_n$  è l'autovettore associato al modo n-esimo,  $\mathbf{s}_n^*$  è il vettore di carico applicato alla struttura durante l'analisi. La curva di capacità può essere riportata in un piano spostamento ( $S_d$ ) - accelerazione ( $S_e$ ) tramite le seguenti equazioni:

$$S_e = \frac{V_{bn}}{M_n^*}, \quad S_d = \frac{u_{rn}}{\Gamma_n \Phi_{rn}} \quad (2)$$

dove:  $V_{bn}$  è il taglio alla base associato al modo n-esimo,  $u_{rn}$  è il valore dello spostamento di un punto di monitoraggio,  $M_n^*$  è la massa modale effettiva dell'n-esimo modo,  $\Gamma_n$  è il fattore di partecipazione modale e  $\Phi_{rn}$  è la componente dell'n-esimo autovettore modale associato al punto di monitoraggio.

La curva della domanda rappresenta il sisma considerato tramite lo spettro ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), ricavabile dallo spettro di risposta elastico orizzontale in accelerazione mediante la:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} \cdot S_e \cdot T^2 \quad (3)$$

Il punto di funzionamento della struttura è definito come la condizione nella quale il sistema si trova ad "operare" in riferimento allo specifico input sismico e viene ottenuto come punto di intersezione delle curve di capacità e della domanda nel piano ADRS (Fig. 1).

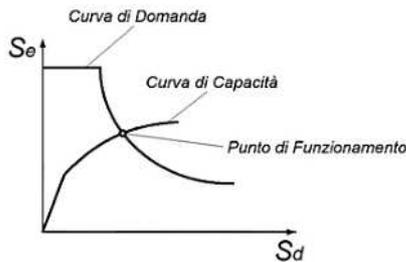


Figura 1 – Determinazione del punto di funzionamento

Per la valutazione del punto di funzionamento è possibile adottare differenti tecniche che sono state sviluppate nel corso degli anni (si veda a tal proposito [2]). Tramite una bilinearizzazione della curva di capacità è possibile calcolare un coefficiente riduttore della domanda (in termini di fattore di struttura o di smorzamento equivalente) necessario per tenere in conto le dissipazioni di energia che si verificano in campo non lineare. L'intersezione tra lo spettro della domanda ridotto e la curva di capacità individua il punto di funzionamento associato allo specifico input sismico. Il metodo adottato in questo caso è il CSM (Capacity Spectrum Method) che rappresenta ad oggi la tecnica proposta dalle più avanzate normative americane in termini di valutazione della vulnerabilità sismica ([1], [3] e [4]). La procedura può essere riassunta come segue:

1. definizione dell'input sismico in termini di spettro ADRS;
2. scelta di un punto  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  di primo tentativo, sulla curva di capacità;
3. bilinearizzazione della curva di capacità con tratto iniziale a pendenza  $K_I$  e tratto incrudente a pendenza

definita dal principio di uguale energia delle aree  $A_1$  e  $A_2$  e dal passaggio per il punto di tentativo  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ . Calcolo dei punti  $a_y$  e  $d_y$ , nonché della pendenza del tratto incrudente (Fig. 2);

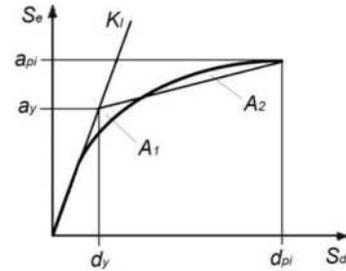


Figura 2 – Bilinearizzazione della curva di capacità

4. a partire da questi dati è possibile effettuare la riduzione dello spettro della domanda calcolando lo smorzamento effettivo che tiene conto sia del contributo isteretico sia del contributo viscoso (pari al 5% per strutture in c.a.);
5. intersezione tra le due curve, con individuazione del punto di funzionamento (tramite procedura iterativa, si veda la Fig. 3).

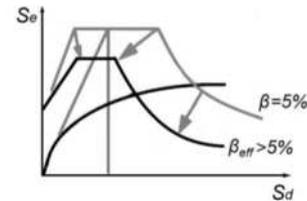


Figura 3 – Riduzione dello spettro della domanda

## 2. L'ANALISI DI PUSHOVER MULTI-MODALE

Come si può facilmente intuire, nel caso di sistemi strutturali complessi (come ad esempio i ponti) la scelta del profilo di carico non è univoca e può condizionare in modo rilevante i risultati dell'analisi. Pertanto, nel corso degli anni, sono state presentate varie forme e metodologie di analisi di pushover che tengono in conto il comportamento dinamico della struttura, valutandone la risposta sismica non-lineare tramite combinazione di più modi [5].

Operativamente si calcolano  $N$  curve di capacità (una per ogni modo significativo considerato) e per ognuna di queste curve si determina il relativo punto di funzionamento associato alla domanda sismica di riferimento. Ottenuto il punto di funzionamento, per ciascun modo si estraggono i valori delle sollecitazioni (spostamenti e azioni interne) degli elementi strutturali e si combinano utilizzando le classiche formule di combinazione modale (CQC o SRSS).

## 3. MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 3.1 Materiali

L'esistenza della struttura permette di determinare le effettive caratteristiche meccaniche dei materiali tramite campionamenti e apposite prove di laboratorio. D'altro canto, nell'ambito della stessa struttura, i fattori che influenzano la variabilità di tali caratteristiche sono molteplici. Pertanto, dal punto di vista legislativo, la normativa italiana ([6] e [7])

prevede l'utilizzo di opportuni fattori, detti "fattori di confidenza" ( $FC$ ), strettamente legati al livello di conoscenza conseguito nelle indagini sperimentali, che vanno a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali, definendone i valori da adottare nella verifica. In particolare, per quanto riguarda l'acciaio d'armatura, in mancanza di sufficienti indagini di laboratorio, la caratterizzazione meccanica può essere ricondotta a valori deducibili dalla letteratura tecnico-scientifica (ad es. [8]).

La scelta dei legami costitutivi che definiscono il comportamento dei materiali è un passaggio fondamentale della fase di modellazione che si ripercuote direttamente sui risultati dell'analisi non lineare. In particolare, i legami costitutivi devono tenere conto, seppur in modo semplificato, dei complessi fenomeni tenso-deformativi che si verificano all'interno degli elementi strutturali.

Il comportamento del calcestruzzo risente in modo significativo della disposizione dell'armatura trasversale. Il materiale una volta sollecitato tenta di espandersi lateralmente, ma viene ostacolato dalla presenza delle staffe: all'interno dell'armatura si crea uno stato di sforzo triassiale che provoca un aumento della resistenza a compressione. In particolare, si adotta il modello proposto da Kent e Park (1973) riferito al comportamento del materiale a compressione, trascurando invece la resistenza a trazione del calcestruzzo. Questo legame permette di tenere in conto l'effetto benefico del confinamento dell'armatura trasversale sulla resistenza a compressione tramite il parametro  $K$ . Inoltre, il coefficiente  $Z$  consente di definire il deterioramento del materiale in fase di "softening" (Fig. 4). Anche per l'acciaio d'armatura si è utilizzato il legame costitutivo proposto da Kent e Park (Fig. 5).

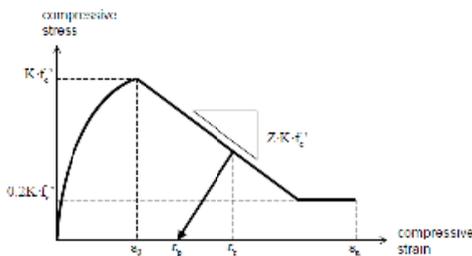


Figura 4 – Legame costitutivo calcestruzzo, modello Kent e Park

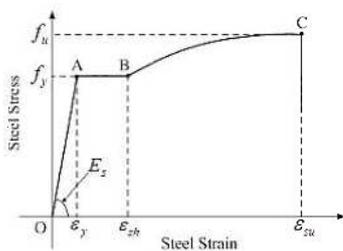


Figura 5 – Legame costitutivo acciaio, modello Kent e Park

### 3.2 Modello a Elementi Finiti

Per quanto concerne la definizione del modello ad EF, nelle strutture da ponte risulta più efficace utilizzare elementi lineari piuttosto che elementi piani, per ottenere tempi di analisi contenuti e risultati direttamente utilizzabili per le considerazioni progettuali. Per simulare correttamente il

comportamento dinamico della struttura è necessario tener conto della riduzione di rigidità dovuta alla fessurazione, in particolar modo delle pile, applicando dei coefficienti di riduzione della rigidità elastica della sezione lorda di calcestruzzo ricavabili dai diagrammi momento-curvatura ( $M-\chi$ ) delle sezioni (come indicato in Eurocodice 8-2, § 2.3.6.1 [9]). Le masse sismiche da considerare in fase di calcolo sono quelle a ponte scarico (NTC 2008, § 3.2.4 [6]) somma delle masse strutturali  $G_1$  e non strutturali  $G_2$ .

Un passaggio fondamentale nell'implementazione di un'analisi pushover consiste nella definizione delle fonti di non-linearità. Il comportamento degli elementi strutturali è caratterizzato da due tipologie di meccanismi resistenti: da un lato i "meccanismi duttili", caratterizzati da curve forza-spostamento in cui è possibile riscontrare una fase elastica seguita da un esteso ramo incrudente; dall'altro lato i "meccanismi fragili", rappresentati da un legame lineare fino al raggiungimento della forza massima, oltre la quale si assiste a una rapida caduta di resistenza.

Nel caso di pile da ponte in cemento armato, il "meccanismo duttile" è strettamente correlato alle capacità rotazionali delle cerniere plastiche che si formano in concomitanza di azioni trasversali di forte intensità. Dall'altro lato, il "meccanismo fragile" è governato dalla resistenza a taglio dell'elemento. Dal punto di vista fisico, questi meccanismi possono coesistere nel medesimo istante in diversi punti della struttura e, in generale, interagiscono l'uno con l'altro influenzando il comportamento globale del sistema. Volendo adottare un modello il più possibile accurato, risulterebbe necessario inserire entrambe le fonti di non linearità. Tuttavia, in un'ottica di verifica, risulta più significativo conoscere le capacità resistenti della struttura indagandone la risposta secondo differenti modalità di crisi. Questo permette di definire una serie di "indici" utilizzabili come strumento di supporto per la progettazione di eventuali interventi di adeguamento sismico.

#### 3.2.1 Meccanismo di collasso duttile

La non linearità è introdotta definendo opportune cerniere plastiche, concentrate in corrispondenza delle sezioni dove si ipotizza la formazione di un "meccanismo duttile" in grado di sopportare deformazioni ampie, senza subire consistenti perdite di resistenza (Fig. 6).

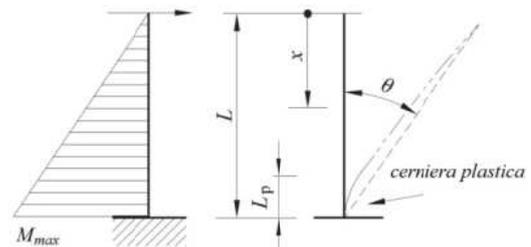


Figura 6 – Collocazione e modellazione della cerniera plastica

La necessità di definire un legame idealizzato della cerniera plastica suggerisce di estrapolare dalla curva  $M-\chi$  alcune coppie di valori che riassumono in maniera sintetica le caratteristiche prestazionali della sezione. Il punto di snervamento iniziale consente di definire la rigidità fessurata dell'elemento e il livello di carico oltre il quale si assiste a un

comportamento plastico-incrudente. Il punto associato al raggiungimento della curvatura ultima permette invece di definire le capacità duttili della membratura espresse in termini di “duttilità in curvatura”  $\mu_\theta$ , definita come il rapporto tra la curvatura ultima e a snervamento:

$$\mu_\theta = \frac{\chi_u}{\chi_y} \quad (4)$$

A partire dalle informazioni ricavate dalla curva  $M-\chi$  è necessario riportarsi a un diagramma momento-rotazione. Tale passaggio necessita la definizione di una lunghezza di cerniera plastica  $L_{pl}$  sulla quale integrare le curvature sezionali. Ipotizzando un andamento costante dei momenti flettenti all'interno della zona di cerniera plastica, la rotazione a snervamento e la rotazione ultima sono definite dall'espressione:

$$\theta_y = L_{pl} \cdot \chi_y, \quad \theta_u = L_{pl} \cdot \chi_u \quad (5)$$

Per il calcolo di  $L_{pl}$  si utilizza la formula proposta dall'Eurocodice 8 [9] che tiene conto di tre contributi: la “luce di taglio”  $L_V$ , ovvero la distanza tra il punto a momento massimo e il punto a momento nullo (pari all'altezza della pila nel caso di impalcati isostatici in semplice appoggio), la dimensione caratteristica della sezione (attraverso la sua altezza  $h$ ) e i parametri meccanici dei materiali, secondo la seguente espressione analitica:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bl} \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (6)$$

dove:  $d_{bl}$  è il diametro dell'armatura longitudinale a trazione,  $f_y$  è la tensione di snervamento dell'acciaio e  $f_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo.

Indicazioni utili per la definizione delle curve di capacità forza-spostamento generalizzate sono fornite all'interno della FEMA-356 (§2.4.4.3) [3], documento sviluppato dalla Federal Emergency Management Agency (FEMA) e dall'American Society of Civil Engineers (ASCE). Con riferimento alla seguente Figura 7, il legame è definito da un tratto iniziale (AB) lineare, seguito da un ramo incrudente fino al punto C che rappresenta in ordinata la forza (o coppia) massima del generico componente strutturale e in ascissa la deformazione oltre la quale si registra un rapido decremento della resistenza (CD). Infine, la resistenza residua è descritta da un ramo a forza costante assunta convenzionalmente pari al 20% della forza massima (CE). Oltre il punto E, la componente strutturale non fornisce più alcuna resistenza.

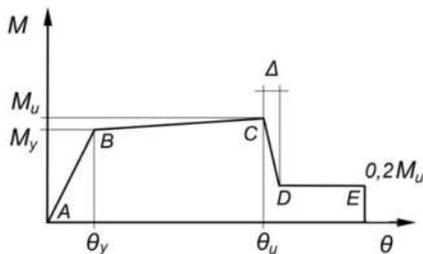


Figura 7 – Elementi duttili, curva idealizzata adottata nelle analisi

Il criterio di accettabilità, in termini di deformazione, che individua il raggiungimento della condizione di stato limite considerato (in questo caso, SLV), viene assunto pari ai  $\frac{3}{4}$  della rotazione  $\theta_u$ , corrispondente al punto C.

### 3.2.2 Meccanismo di collasso fragile

La definizione delle caratteristiche non lineari, nel caso di meccanismo di collasso fragile, deve tenere in conto alcune peculiarità riferite al comportamento a taglio delle membrature in calcestruzzo armato esistenti. Queste strutture sono state infatti generalmente progettate per sopportare modesti carichi laterali, pertanto non sono in grado di resistere in maniera adeguata neanche ad azioni sismiche di modesta intensità.

Nel corso degli anni, la sperimentazione si è concentrata sulla valutazione della resistenza ultima a taglio degli elementi in cemento armato al fine di formulare espressioni di immediato utilizzo nella pratica progettuale. I recenti codici normativi, in accordo con questi studi, consentono di valutare la resistenza a taglio a partire da una serie di parametri caratteristici. A tal proposito si è scelto di adottare l'approccio contenuto nell'Eurocodice 8-3 (§A.3.3.1) [10], che definisce la resistenza a taglio ciclica  $V_R$  nella regione di formazione della cerniera plastica, come somma di tre fattori che dipendono rispettivamente dall'azione assiale agente, dalla resistenza del calcestruzzo e dal contributo fornito dall'armatura trasversale, secondo la seguente formulazione:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \frac{h-x}{2L_V} \min(N; 0,55A_c f_c) + \frac{1}{\gamma_{el}} \left(1 - 0,05 \min(5; \mu_\Delta^{pl})\right) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot \left(1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right)\right) \cdot \sqrt{f_c} A_c + V_w\right] \quad (7)$$

dove:  $\gamma_{el}$  è pari a 1,15 per elementi sismici primari e a 1,0 per elementi sismici secondari,  $x$  è l'altezza della zona compressa,  $N$  è la forza assiale di compressione,  $\mu_\Delta^{pl}$  è la duttilità in rotazione,  $A_c$  è l'area della sezione trasversale,  $\rho_{tot}$  è il rapporto totale dell'armatura longitudinale e  $V_w$  è il contributo dell'armatura trasversale alla resistenza a taglio.

Calcolata la resistenza massima a taglio della pila  $V_R$  è necessario definire un legame costitutivo idealizzato da assegnare alle componenti non lineari della struttura. Si ipotizza (come nel caso del meccanismo duttile) che le deformazioni si concentrino nella regione di cerniera plastica. Inoltre si considera un comportamento elastico lineare fino al raggiungimento della forza limite, definendo la curva idealizzata elasto-fragile riportata in Figura 8, in accordo alle indicazioni della FEMA-356 [3].

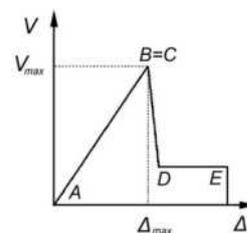


Figura 8 – Elementi fragili, curva idealizzata adottata nell'analisi

## 4. VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA'

Definito il modello strutturale in tutte le sue componenti, è possibile procedere alla valutazione della vulnerabilità dell'opera. Tale valutazione è gestita da un software

automatico, appositamente implementato, che, a partire dai risultati dell'analisi FEM mediante software commerciale, permette di calcolare in modo automatizzato i parametri rappresentativi della verifica sismica. La procedura si articola nelle seguenti fasi:

1. definizione della domanda in termini di spettro ADRS (utilizzando le formule indicate in normativa [6]);
2. calcolo dei punti di funzionamento associati ad ogni deformata modale significativa ed estrazione dei corrispondenti valori sollecitanti;
3. combinazioni modali (CQC o SRSS) e verifica degli elementi strutturali.

La procedura descritta deve essere ripetuta iterativamente amplificando in modo graduale lo spettro di domanda, fino al raggiungimento della condizione limite che corrisponde allo scenario oltre il quale non è più soddisfatta la verifica in almeno uno degli elementi strutturali. In particolare, la domanda sismica associata alla situazione limite è caratterizzata da un valore di accelerazione al suolo  $a_g$  e da un periodo di ritorno  $T_R$  che indicano rispettivamente la severità e la ricorsività nel tempo del sisma.

In accordo con le indicazioni fornite dalle "SCHEDE DI LIVELLO 2" della Protezione Civile è infine possibile calcolare gli indici di rischio associati al viadotto:

- indicatore di rischio in accelerazione ( $IR_{a_g}$ ): rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA;
- indicatore di rischio in periodo di ritorno ( $IR_{T_R}$ ): rapporto fra capacità e domanda in termini di periodi di ritorno dell'azione sismica.

Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

## 5. ESEMPIO APPLICATIVO

Il viadotto considerato (Figg. 9 e 10) è formato da due vie di corsa affiancate e indipendenti, una per ogni senso di marcia, costituite da una successione di 10 campate semplicemente appoggiate di 33 m di luce, secondo un tracciato planimetrico e altimetrico rettilineo. La larghezza complessiva della sede stradale è di 9,50 m e ogni campata del viadotto è realizzata mediante un graticcio formato da 3 travi prefabbricate longitudinali e 5 traversi trasversali. La soletta di impalcato è costituita da un getto in calcestruzzo di spessore pari a 20 cm. Ogni campata del viadotto insiste su 2x3 dispositivi di appoggio elastomerico posizionati alle estremità di ogni singola trave principale.



Figura 9 – Vista del viadotto analizzato

Ogni pila è strutturalmente separata da quella adiacente e presenta una sezione di forma circolare cava di diametro 3 m e spessore 0,7 m con un pulvino in sommità su cui s'impongono direttamente i dispositivi di appoggio per le soprastanti campate. Le spalle d'estremità sono costituite da una trave trasversale, in calcestruzzo armato, che funge da basamento d'appoggio delle campate d'accesso. I materiali da costruzione impiegati sono calcestruzzo classe C25/30 e acciaio AQ50. La Figura 11 mostra il modello a elementi finiti del viadotto.

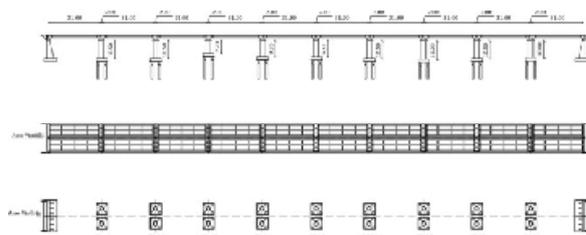


Figura 10 – Pianta e profilo longitudinale del viadotto

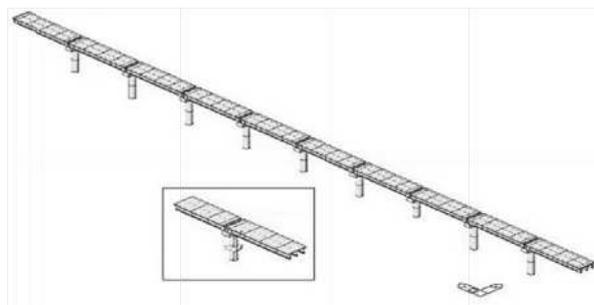


Figura 11 – Vista del modello a elementi finiti del viadotto

### 5.1 Elemento duttile

Il viadotto, nel suo complesso, risulta isostatico rispetto ai carichi verticali quindi i diagrammi momento-curvatura vengono tracciati tenendo conto dell'azione assiale in presenza dei soli carichi statici. In particolare, per la pila 1, si ha  $N = 6325$  kN. Ne consegue il diagramma momento-curvatura riportato in Figura 12. A questo punto, integrando le curvature sulla lunghezza di cerniera plastica si ottengono i legami costitutivi generalizzati delle varie pile, normalizzati rispetto ai valori di snervamento in Figura 13 nel caso della pila 1.

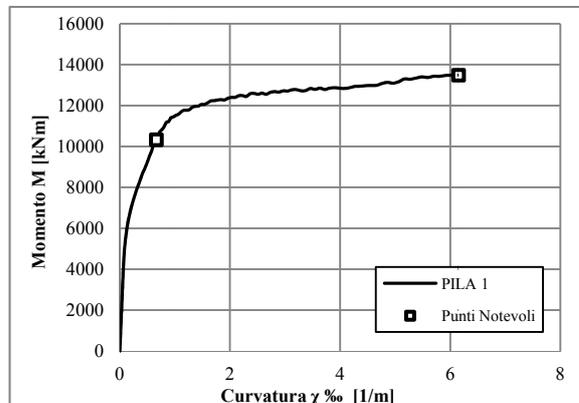


Figura 12 – Diagramma momento curvatura della pila 1

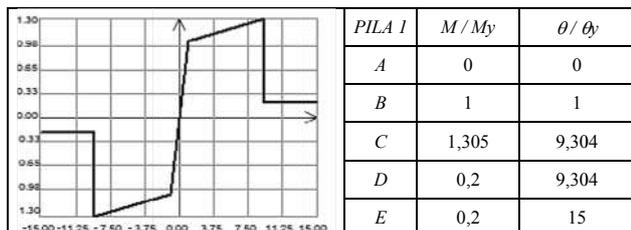


Figura 13 – Legame idealizzato cerniera plastica pila 1

## 5.2 Elemento fragile

Analogamente, per il meccanismo fragile, si calcola la resistenza a taglio e si traccia il legame costitutivo generalizzato forza-spostamento delle varie pile. In Figura 14 è rappresentato tale legame, normalizzato rispetto ai valori di snervamento, sempre nel caso della pila 1

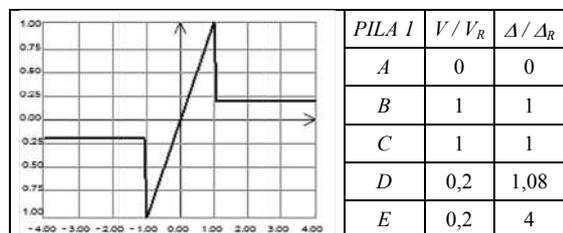


Figura 14 – Legame idealizzato a taglio (fragile) pila 1

## 5.3 Valutazione dei modi principali

Completata la modellazione a elementi finiti del viadotto se ne effettua l'analisi ad autovalori che consente di definire i modi di vibrare significativi (nelle due direzioni longitudinale e trasversale all'asse del viadotto) da considerare nell'implementazione della MPA. Nelle Tabelle 1 e 2 vengono riassunti i modi di vibrare più significativi, riportandone il periodo proprio e la massa partecipante. Le Figure 15 e 16 mostrano le deformate modali dei due modi di vibrare principali rispettivamente in direzione trasversale e longitudinale.

Tabella 1 – Modi di vibrare del viadotto, direzione trasversale

Modo	Periodo [s]	Massa partecipante [%]
1	1,118	47,53
2	1,112	19,26
4	0,992	13,02
10	0,843	2,93
somma		82,74

Tabella 2 – Modi di vibrare del viadotto, direzione longitudinale

Modo	Periodo [s]	Massa partecipante [%]
5	0,958	61,22
6	0,944	12,01
7	0,934	3,91
11	0,828	5,11
16	0,716	3,67
somma		85,92



Figura 15 – Modo principale in direzione trasversale



Figura 16 – Modo principale in direzione longitudinale

## 5.4 Verifica SLV – Meccanismo duttile

Vengono effettuate le analisi pushover su ogni singolo modo selezionato, ottenendone le corrispondenti curve di capacità in termini di spostamento spettrale e accelerazione spettrale (piano ADRS). Le Figure 17 e 18 mostrano le due curve di capacità dei due modi prevalenti rispettivamente in direzione trasversale e longitudinale.

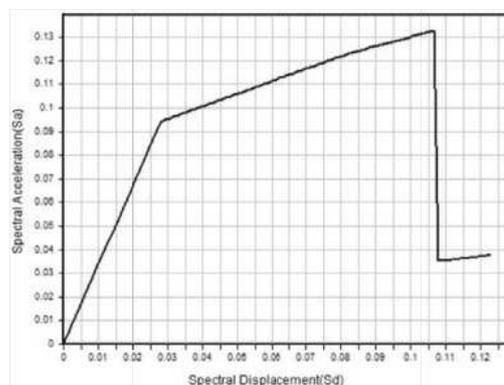


Figura 17 – Curva di capacità del modo prevalente trasversale

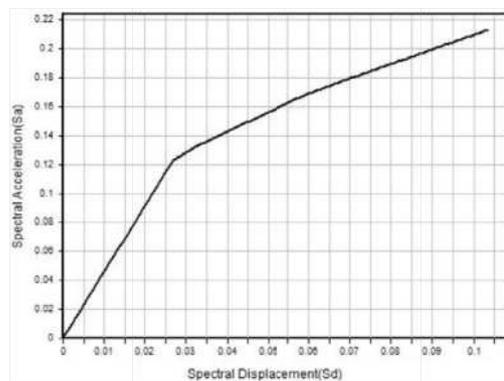


Figura 18 – Curva di capacità del modo prevalente longitudinale

Successivamente si procede col calcolo del punto di funzionamento associato al generico input sismico, per ogni modo considerato. In Figura 19 è mostrata la procedura di determinazione del punto di funzionamento dell'analisi di pushover per il modo prevalente in direzione longitudinale (modo 5).

Quindi si effettua la combinazione modale dei parametri sollecitanti associati ai punti di funzionamento e si verifica la condizione di accettabilità. Se la verifica risulta soddisfatta si procede aumentando l'input sismico fino al raggiungimento della condizione limite. In Figura 20 si riportano, per la stessa curva di capacità, i valori del punto di funzionamento per differenti livelli di accelerazione progressivamente crescenti.

Infine, la procedura di calcolo descritta nel paragrafo 2 porta alla determinazione degli indici di rischio associati alla condizione limite elencati in Tabella 3.

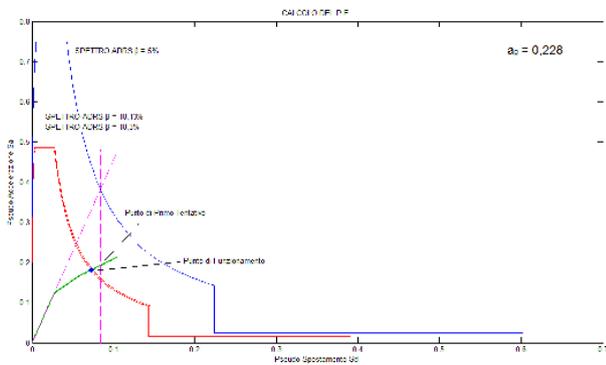


Figura 19 – Punto di funzionamento modo prevalente longitudinale

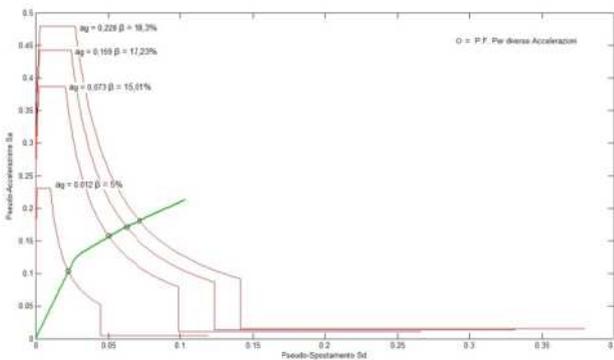


Figura 20 – Punti di funzionamento per diverse accelerazioni

Tabella 3 – Indici di rischio – modalità duttile

Direzione trasversale	
$a_g$ [g]	0,228
$T_R$ [anni]	1917
$IRa_g$	1,24
$IR_{TR}$	1,33
Direzione longitudinale	
$a_g$ [g]	0,258
$T_R$ [anni]	2866
$IRa_g$	1,4
$IR_{TR}$	1,57

## 5.5 Verifica SLV – Meccanismo fragile

Analogamente, si effettua l'analisi sui modi prevalenti per il meccanismo fragile. Di seguito si riportano le curve di capacità riferite ai modi prevalenti in direzione trasversale (Fig. 21) e longitudinale (Fig. 22) in termini di spostamento spettrale e accelerazione spettrale. Di seguito vengono riportati i valori degli indici di rischio per la modalità di rottura a taglio (Tab. 4).

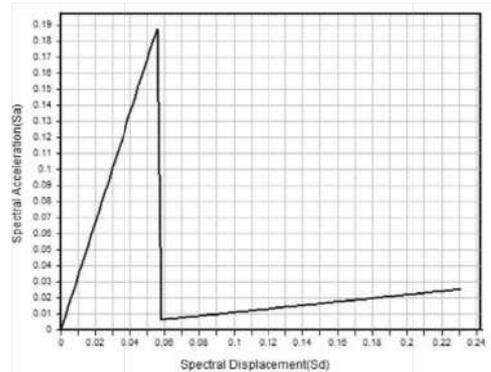


Figura 21 – Curva di capacità del modo prevalente trasversale

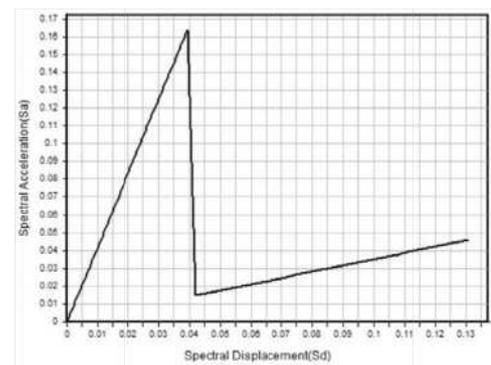


Figura 22 – Curva di capacità del modo prevalente longitudinale

Tabella 4 – Indici di rischio – modalità fragile

Direzione trasversale	
$a_g$ [g]	0,093
$T_R$ [anni]	152
$IRa_g$	0,505
$IR_{TR}$	0,472
Direzione longitudinale	
$a_g$ [g]	0,102
$T_R$ [anni]	152
$IRa_g$	0,557
$IR_{TR}$	0,472

## 5.6 Commento dei risultati del viadotto esempio

Gli indici di rischio rispecchiano i risultati attesi: per quanto riguarda il meccanismo duttile, l'opera risulta conforme in termini di sicurezza sismica. Le pile del ponte, adeguatamente progettate per assorbire i carichi verticali, presentano armature longitudinali sufficienti (68 $\phi$ 16) a sopportare le azioni flettenti derivanti dal sisma. L'indice di rischio, per entrambe le direzioni dell'azione sismica, risulta in questo caso superiore all'unità. Al contrario, l'esigua staffatura ( $\phi$ 8/20 cm) comporta una scarsa resistenza a taglio

della sezione e si traduce in un valore dell'indice di rischio inferiore all'unità.

## 6. CONCLUSIONI

La valutazione della vulnerabilità sismica di viadotti autostradali su larga scala richiede la definizione di una procedura di calcolo non lineare, in grado di coniugare attendibilità dei risultati e oneri computazionali. A tal fine è stato adottato un approccio analitico basato sull'analisi pushover multi-modale che ha permesso di valutare la risposta dinamica non lineare di queste strutture tramite una successione di analisi pushover standard, calibrate sui risultati dell'analisi modale.

Per questo motivo è stato necessario stabilire regole procedurali univoche per quanto concerne la scelta dei legami costitutivi dei materiali, la modellazione della struttura e la definizione delle componenti di non linearità. Tali regole, stabilite sulla base di analisi comparative effettuate su una serie di "viadotti campione", permettono di ottenere risultati comparabili tra opera ed opera, requisito fondamentale in previsione di una programmazione mirata di interventi di miglioramento ed adeguamento sismico.

In particolare, al fine di velocizzare i tempi di analisi, garantendo maggiore accuratezza dei risultati e minore possibilità di errore, è stato implementato un software di calcolo automatico che permette di ricavare direttamente gli "indici di rischio" associati alla struttura in esame. Questo risultato rappresenta uno strumento prezioso per la pratica professionale in quanto sopperisce alla carenza degli attuali programmi commerciali, che non includono tecniche di analisi sofisticate come l'analisi pushover multi-modale.

## BIBLIOGRAFIA

[1] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (1996), - ATC40 "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings",

8.1-8.66, Redwood City, CA

- [2] M. CAUSEVIC, S. MITROVIC (2011), - Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions, *Bull Earthquake Eng, Springer*, 467-489
- [3] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) (2000) - Pre standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356,. 3.1-3.28, Washington, DC
- [4] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA) (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA-440, 6.1-6.10, Washington, DC
- [5] CHOPRA AK, GOEL RK (2002) A modal pushover procedure to estimate seismic demands of buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31:561-582.
- [6] DM 14-01-2008 (NTC 08), "Norme Tecniche per le Costruzioni 2008".
- [7] Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, "Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008".
- [8] VERDERAME G.M., STELLA A., COSENZA E. (2001), Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60, X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza e Matera 9-13 Settembre 2001
- [9] EN 1998-2:2005, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges", CEN (European Committee for Standardization), Management Centre, Brussels.
- [10] EN 1998-3:2005, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings", CEN (European Committee for Standardization), Management Centre, Brussels.

# PROGETTAZIONE AGLI SPOSTAMENTI PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO ESISTENTE

**Adriano De Sortis**

Dipartimento della Protezione Civile, Presidenza del Consiglio dei Ministri

## SOMMARIO

Le vigenti norme tecniche non prevedono un approccio diretto per il calcolo della configurazione finale di un edificio da sottoporre ad adeguamento sismico. Di solito si adotta una procedura iterativa, con la quale si sperimentano le possibili soluzioni e si dimensiona l'intervento fino al raggiungimento dell'obiettivo. Lo scopo della presente memoria è quello utilizzare il metodo agli spostamenti per ottimizzare la configurazione post intervento di un edificio esistente. La configurazione così individuata viene alla fine verificata con i metodi di analisi non lineari previsti dalla normativa vigente.

## SEISMIC RETROFIT OF AN EXISTING BUILDING USING DISPLACEMENT BASED DESIGN

### SUMMARY

Since no direct approach is reported in the Italian seismic code for the design of a retrofitted structural configuration of an existing building, usually an iterative procedure is applied until the desired performance is reached. The aim of the paper is to define a new structural configuration of an existing building using the displacement-based design. At the end, the new configuration is checked using nonlinear analysis methods allowed by the seismic code.

### 1. INTRODUZIONE

La procedura di progetto dell'adeguamento sismico [21] discussa di seguito è stata messa a punto nell'ambito di un progetto di riparazione dei danni con adeguamento sismico e funzionale di un edificio sede del Comando regionale dei Vigili del fuoco a L'Aquila (progetto architettonico e coordinamento di LCA). L'edificio ha subito danni minori in occasione del recente evento del 2009. Tale comportamento può essere in parte attribuito alla presenza delle tamponature, come è stato osservato anche in passato a seguito di terremoti [5], [6] e confermato da simulazioni numeriche [2], [8], [12]. Il periodo di ritorno della scossa principale del terremoto del 2009 può essere stimata in circa 600 anni [15], [4], [1], mentre il progetto di adeguamento, trattandosi di edificio strategico, si riferisce ad un periodo di ritorno di circa 2500 anni. Quindi è da attendersi una significativa modifica della capacità di resistenza e dissipazione per raggiungere tale obiettivo.

Seguendo una delle procedure previste dalla vigente normativa sismica del 2008, si può partire da un'analisi statica nonlineare dell'edificio esistente, per evidenziarne le vulnerabilità. Dal momento che non è previsto dalla norma un

approccio diretto per definire la configurazione adeguata dell'edificio, di solito si applica una procedura iterativa fino al raggiungimento dell'obiettivo di adeguamento. Questo implica la ripetizione di diverse analisi e la procedura diventa anche più difficoltosa in presenza di marcato comportamento nonlineare della struttura. Inoltre, procedendo in tal modo, si rischia anche di introdurre resistenze e rigidità non strettamente necessarie. Lo scopo della procedura è quindi quello di applicare l'approccio agli spostamenti (displacement-based design, DBD) in modo da pervenire ad una configurazione adeguata dell'edificio. Tale configurazione viene infine verificata con i metodi di analisi previsti dalla vigente normativa, con benefici in termini di calcolo e, soprattutto, di allocazione razionale delle risorse.

Il metodo DBD è stato proposto in [17], allo scopo di: 1) stabilire una relazione tra risposta sismica di un edificio in termini di spostamenti relativi di interpiano e comportamento sismico delle diverse membrature; 2) sviluppare una tecnica per predire la risposta sismica di un edificio in termini di spostamento; 3) incorporare queste tecniche in una procedura basata sugli spostamenti.

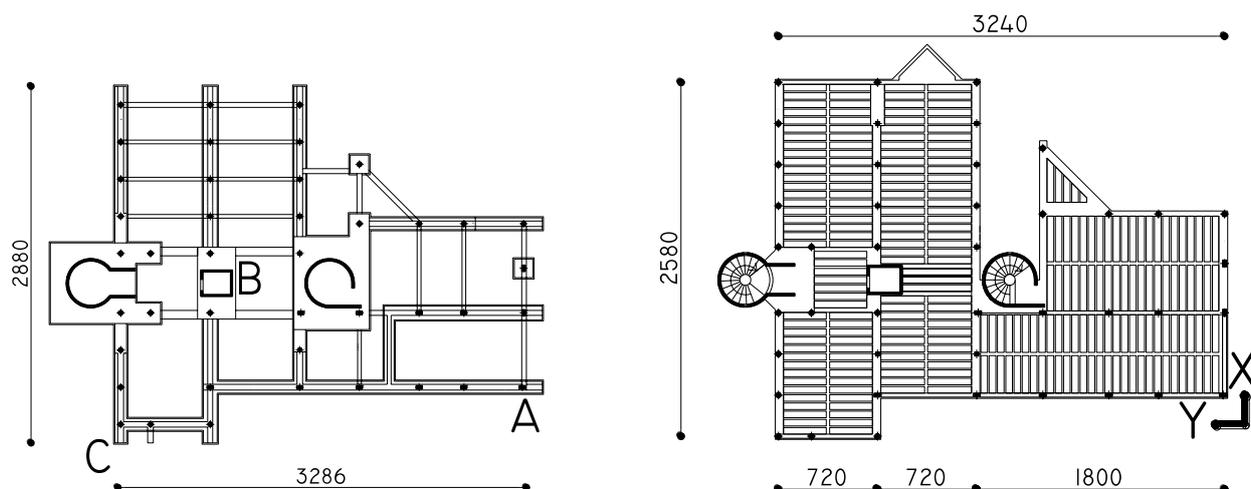


Figura 1 – Edificio da adeguare, pianta delle fondazioni (a sinistra) e del primo solaio (a destra)

Successivamente sono comparsi in letteratura molti studi dedicati a questo approccio, che vengono qui solamente elencati per motivi di brevità [16], [18], [20], [14]. Per quanto riguarda gli edifici esistenti, il metodo può presentare alcune limitazioni [9], [10], [13], [19]. Gli studi presenti in letteratura sono dedicati essenzialmente a casi esemplari, mentre nella presente memoria si cerca di sviluppare l'analisi tenendo conto dei problemi connessi ad un edificio reale. L'intervento di adeguamento prescelto, basato sull'aggiunta di controventi di acciaio, risulta idoneo ad essere dimensionato ricorrendo alla procedura DBD.

## 2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

Il fabbricato da adeguare è a due livelli con copertura piana, superficie in pianta 600 mq circa, con forma ad L con i due lati maggiori di lunghezza circa 32.80 e 24.80 m circa. In Fig. 1 si riportano alcune piante dell'edificio. I solai sono realizzati con predalles prefabbricate con controsoletta di spessore 5 cm e con getto di completamento di 25 cm di spessore.

Le fondazioni sono costituite da travi rovesce di sviluppo nastriforme al di sotto degli allineamenti principali dei pilastri, con collegamenti trasversali pressoché sotto tutti i pilastri costituiti da travi di sezione rettangolare per lo più molto snelle (30 x 20 cm) nelle parti interne e più rigide negli allineamenti di chiusura esterna; al di sotto dei tre nuclei di elevata rigidità ed inerzia, costituiti dai due corpi scala con pareti armate a forma circolare e dal vano ascensore a forma rettangolare, sono poste platee armate di notevole altezza ed inerzia.

In elevazione i pilastri sono di forma circolare (diametro 40 cm) in corrispondenza del porticato e dell'atrio e rettangolare per gli altri allineamenti, con dimensioni da 30 x 30 a 30 x 50 cm, con armatura molto contenuta, al piano terra

da 4 a 6  $\phi 12$  con staffatura  $\phi 6$  passo 15, per i pilastri circolari l'armatura è a spirale e 6  $\phi 16$  con la stessa staffatura per i pilastri di due allineamenti.

Al piano primo le armature passano da 6 a 4  $\phi 12$  con rinforzi in testa ad alcuni pilastri e staffe  $\phi 6/15$  cm; le travi su cui sono tessuti i solai (del tipo predalles) sono in parte a spessore del solaio stesso (30 cm), con larghezza variabile da 60 a 100 cm ed in parte in elevazione di larghezza 30 cm ed altezza 60 cm; al piano di copertura prevalgono in gran parte travi a spessore di solaio.

Tutti i pilastri sono collegati in testa dalle travi negli allineamenti di tessitura dei solai, a costituire i telai di appoggio dei solai stessi, mentre negli allineamenti ortogonali a tali telai (secondo la tessitura dei solai stessi), le travi di collegamento sono presenti soltanto nei lati esterni o in corrispondenza delle pareti dei corpi scala ed ascensore.

Dalla relazione di calcolo risulta che il progettista ha inteso affidare la totalità delle azioni taglianti da azione sismica alle due strutture verticali costituite dalle torri delle scale, di forma pressoché circolare, costituite da pareti gettate in opera dello spessore di 22 cm, progettando le rimanenti strutture intelaiate a resistere ai soli carichi verticali.

## 3. PROGETTO DELL'INTERVENTO

Tra i nuovi metodi di progettazione sismica degli edifici, quello basato sugli spostamenti può fornire un approccio abbastanza razionale per il predimensionamento dei controventi da disporre nell'edificio in esame. Nel seguito si farà riferimento al metodo descritto nella letteratura sull'argomento (Priestley et al., 2007), opportunamente modificato per essere applicato agli edifici esistenti.

Consideriamo l'edificio esistente, di cui conosciamo le proprietà dei materiali (tensione di snervamento dell'acciaio, resistenza cilindrica del calcestruzzo, rispettivi moduli

elastici). I valori si intendono come valori medi, ossia non affetti da coefficienti parziali di sicurezza. Infatti una delle condizioni alla base del metodo è quella di ipotizzare una configurazione di collasso della struttura, il più possibile realistica e quindi non alterata da coefficienti di sicurezza sui materiali. Dell'edificio, inoltre, conosciamo le proprietà geometriche delle sezioni ed i quantitativi di armatura longitudinale. Seguendo i passaggi riportati in (Vestroni et al., 2007) opportunamente adattati ed ampliati, si perviene alla stima della rotazione alla corda in condizione di snervamento  $\theta_y$  ed in condizioni di rottura  $\theta_u$  per ogni pilastro e per ogni livello. Come è noto, questi parametri possono essere assimilati a spostamenti relativi di interpiano. Tali valori vengono determinati nelle due direzioni principali in pianta dell'edificio. Alla base di questo schema vi è l'ipotesi che la configurazione deformata sotto sisma non comporti eccessive rotazioni dei diaframmi di piano. La posizione in pianta dei controventi può essere calibrata a questo fine.

La modalità di rottura qui ipotizzata segue uno schema tipo shear-type, in cui le travi rimangono elastiche e tutto il danno si concentra nei pilastri. Tale modalità, che potrà essere verificata con il modello di calcolo di cui si tratterà nel seguito, trova riscontro in numerose osservazioni del comportamento post-sisma di telai di c.a. la cui progettazione, come nel caso in esame, ha seguito normative del passato basate su approcci alle forze.

La presenza dei diaframmi di piano, che si considerano sufficientemente rigidi, e la regolarità del comportamento ipotizzato sotto sisma, che porta ad una traslazione quasi uniforme di ogni solaio nella direzione considerata per il sisma, fanno sì che si possa parlare di un solo valore di  $\theta_{y,i}$  e  $\theta_{u,i}$  per ogni livello  $i$  dell'edificio. Tali valori andranno scelti in base di un giudizio esperto. Nel metodo qui applicato si è scelta la rotazione allo snervamento come valore medio di quella dei diversi elementi verticali. La rotazione al collasso andrebbe assunta come la più piccola tra quelle dei vari elementi verticali ad un certo livello. Come si vedrà più avanti, alcuni (pochi) elementi verticali di bassa duttilità potrebbero condizionare l'intero progetto. Si può effettuare in questi casi una scelta diversa, purché debitamente motivata.

Alle rotazioni alla corda prescelte corrispondono gli spostamenti relativi dei diversi livelli:

$$\delta_{y,i} = H_i \theta_{y,i} \quad \delta_{u,i} = H_i \theta_{u,i} \quad (1)$$

dove  $H_i$  è l'altezza di interpiano del livello  $i$ . Lo spostamento complessivo del solaio al livello  $j$  nella condizione di snervamento e ultima si ottiene semplicemente:

$$d_{y,j} = \sum_{i=1}^j \delta_{y,i} \quad d_{u,j} = \sum_{i=1}^j \delta_{u,i} \quad (2)$$

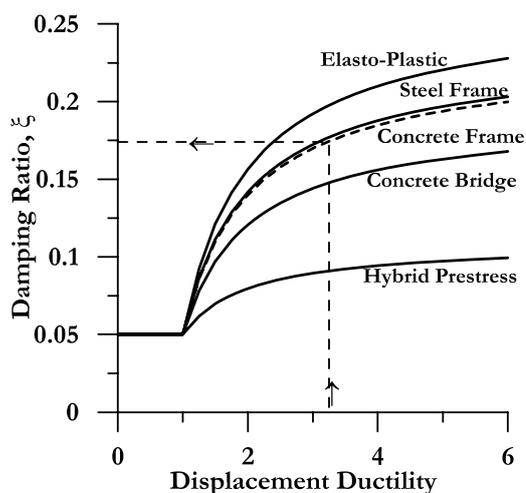


Figura 1 – Relazione tra smorzamento viscoso equivalente e duttilità (da [16])

A questo punto si può definire l'oscillatore elementare equivalente alla struttura esaminata. Esso avrà gli spostamenti di snervamento e ultimo rispettivamente:

$$\Delta d_y = \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{y,i}^2}{\sum_{i=1}^N m_i d_{y,i}} \quad \Delta d_u = \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{u,i}^2}{\sum_{i=1}^N m_i d_{u,i}} \quad (3)$$

da cui è possibile ricavare la duttilità disponibile di progetto:

$$\mu = \frac{\Delta d_y}{\Delta d_u} \quad (4)$$

Come aspetto interessante del metodo si può rilevare come la duttilità disponibile, da cui in ultima analisi dipende il fattore di struttura, discende da un esame dettagliato del comportamento a rottura dei diversi elementi strutturali, piuttosto che essere ipotizzata a priori come di solito avviene nell'analisi basata sullo spettro di progetto in accelerazione. Diverse analisi nonlineari poste alla base dello sviluppo del metodo hanno portato alla definizione di curve di equivalenza tra smorzamento viscoso da assumere nel calcolo degli spettri di risposta e duttilità disponibile. In Figura 1 si riporta alcune di queste curve, definite anche in funzione della tipologia costruttiva. Entrando nel grafico con la duttilità prima stimata, si ricava lo smorzamento viscoso equivalente da utilizzare per il calcolo dello spettro di risposta in spostamento.

Nelle analisi riportate di seguito si è fatto riferimento allo spettro dello stato limite di collasso (SLC); ovviamente i passaggi si possono ripetere anche per lo stato limite SLV.

Allo spostamento di progetto corrisponde, nello spettro di risposta in spostamento, il periodo  $T_e$  dell'oscillatore equivalente. La massa dell'oscillatore equivalente si ricava con la seguente relazione:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{u,i}}{\Delta d_u} \quad (5)$$

e quindi è possibile ricavare la corrispondente rigidità:

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (6)$$

Il taglio alla base nell'oscillatore equivalente, che coincide con quello sulla struttura in esame, vale:

$$V_{base} = k_e \Delta d_u \quad (7)$$

Il taglio totale può essere ripartito sui vari livelli con le forze sismiche equivalenti:

$$F_i = V_{base} \frac{m_i d_{u,i}}{\sum_{j=1}^N m_j d_{u,j}} \quad (8)$$

da cui il tagliante al livello  $i$  risulta:

$$V_i = \sum_{k=i}^N F_k \quad (9)$$

Lo studio dei vari elementi verticali, come già detto, ha condotto al calcolo dei momenti ultimi. Da essi si è ricavato il taglio che equilibra il momento ultimo. Sommando questi tagli si ricava il tagliante disponibile nella struttura prima dell'intervento ad ogni livello  $V_{pre,i}$  e per differenza si ricava il tagliante totale da affidare ai controventi ad ogni livello:

$$V_{brac,i} = V_i - V_{pre,i} \quad (10)$$

Il calcolo di  $V_{pre,i}$  deve essere fatto con alcune cautele. Se il valore assunto per  $\theta_{u,i}$  è tale che supera quello disponibile in alcuni elementi, il corrispondente taglio resistente non deve essere considerato nella somma. Analogamente si devono controllare i meccanismi fragili, in particolare la resistenza a taglio. La resistenza disponibile deve essere confrontata con il taglio che equilibra il momento

ultimo, quest'ultimo calcolato con adeguati fattori di sovrarigidità. Se la verifica non è soddisfatta, anche in questo caso il taglio resistente non deve essere considerato nella somma.

I dettagli del calcolo vengono qui omessi per brevità e si riportano solo gli aspetti salienti. Il primo passo consiste nello studiare la configurazione deformata della struttura allo snervamento, come risultato del calcolo delle rotazioni alla corda per i diversi elementi verticali. Un valore medio-basso di rotazione alla corda allo snervamento, pari a 0.006 si può considerare ragionevole, tenendo conto del fatto che i setti sono molto più rigidi dei pilastri. Con questo valore, assunto uguale per i due livelli, si ottiene la configurazione deformata allo snervamento e si può calcolare lo spostamento e la massa dell'oscillatore equivalente.

Per quanto riguarda la condizione ultima, si è osservato che un valore di 0.012 è soddisfatto da tutti i pilastri e dal setto centrale a pianta rettangolare. I setti a pianta circolare, invece, raggiungono la condizione di collasso per rotazioni alla corda generalmente molto più basse. Questi ultimi si considerano non efficaci ai fini del sisma e la loro capacità resistente non viene portata in conto.

Con il valore assunto per la rotazione in condizioni di collasso si ottiene la configurazione deformata della struttura e lo spostamento massimo dell'oscillatore equivalente. Dal rapporto tra lo spostamento ultimo e quello di snervamento si ricava la duttilità richiesta alla struttura, che risulta pari a 2.

Con il metodo prima richiamato, si ottiene il coefficiente di smorzamento equivalente (14%) e si può calcolare, sullo spettro SLC per il sito in esame, il periodo dell'oscillatore equivalente, che risulta di 0.71 s. Calcolata la rigidità equivalente, si ricava il taglio totale alla base. Tale taglio viene ripartito ai vari livelli e si calcola il tagliante di piano.

Il tagliante disponibile si ottiene per somma di quello dei vari elementi verticali. Ovviamente non si tiene conto dei setti a pianta circolare, per quanto detto in precedenza. I pilastri soddisfano le verifiche per i collassi fragili. Il setto centrale a pianta rettangolare deve essere opportunamente rinforzato per assorbire il taglio che consente allo stesso di esibire completamente la sua resistenza flessionale.

Per differenza tra il tagliante richiesto e quello disponibile si ricava la forza totale da fare assorbire ai controventi nelle due direzioni, che risulta rispettivamente di circa 2500 kN in direzione X e 2300 kN in direzione Y al primo livello. Ai livelli superiori le forze da affidare ai controventi sono trascurabili. Tuttavia, per non introdurre irregolarità sull'altezza, i controventi sono stati disposti anche al livello superiore. La forza orizzontale ad essi affidata è pari alla metà della capacità del setto centrale.

Il dimensionamento dei controventi si basa sui dati di progetto prima ottenuti. In Figura 2 si riporta una vista di un telaio a due piani rinforzato con controventi di acciaio. L'elemento dissipativo è costituito dall'elemento verticale

centrale, che si plasticizza per un prefissato valore di spostamento orizzontale di interpiano. Gli altri elementi hanno la funzione di scaricare in fondazione le forze orizzontali gravanti sui controventi senza sovraccaricare gli elementi strutturali esistenti. Questi, pertanto, non necessitano di rinforzi. Le fondazioni esistenti devono essere rinforzate per collegare le teste dei micropali, ai quali è affidato il compito di trasferire al terreno le azioni aggiuntive risultanti dall'intervento di adeguamento.

### 3. VERIFICHE CON ANALISI NONLINEARI

Per la verifica allo Stato Limite di Collasso è stato sviluppato un modello di calcolo con il codice OpenSees [11], da assoggettare ad analisi statica nonlineare. In tal modo è possibile verificare il progetto degli interventi alla luce della vigente normativa. Nel modello è stata simulato il comportamento nonlineare dei vari elementi verticali attraverso una relazione bilineare tra taglio e spostamento relativo tra i nodi di estremità. Il legame tipo per gli elementi a comportamento duttile e per quelli che esibiscono collasso prematura a taglio è riportato in Fig. 3.

Prima di valutare il beneficio apportato dai controventi si studia la situazione dello stato di fatto. In questo caso le forze orizzontali sono applicate proporzionalmente alle masse. Il punto di controllo è in copertura, prossimo al baricentro della pianta. Nella Fig. 4 si riporta la curva di spinta ottenuta in termini di oscillatore equivalente e lo spostamento richiesto. Si vede che lo spostamento richiesto supera quello per il quale si verifica una caduta del 15% della forza massima, quindi la verifica non è soddisfatta nella condizione attuale dalla struttura.

Una vista della configurazione deformata in corrispondenza del punto di funzionamento è riportata in Fig. 5. Si nota chiaramente una concentrazione della richiesta di spostamento al livello più basso, con la presenza di una notevole rotazione del diaframma di piano. Nella configurazione di progetto il modello precedentemente utilizzato per lo stato attuale viene modificato per tenere conto delle nuove solette in corrispondenza del nucleo scala e per simulare la presenza dei controventi. In direzione X, sempre con forze proporzionali alle masse, si ottengono i risultati di Fig. 4. Si osserva che la struttura esibisce un notevole incremento di resistenza in termini di taglio alla base. In particolare si può verificare che il taglio massimo è molto simile a quello di progetto. Questa volta lo spostamento richiesto è inferiore a quello per il quale si verifica una riduzione del 15% della forza massima. In termini di configurazione deformata in Fig. 5 si osserva il benefico effetto di riduzione dello spostamento della testata più corta. In termini di rotazioni alla corda si osserva che i valori si riportano all'interno di quelli massimi suggeriti dalla normativa. Quindi la verifica risulta soddisfatta.

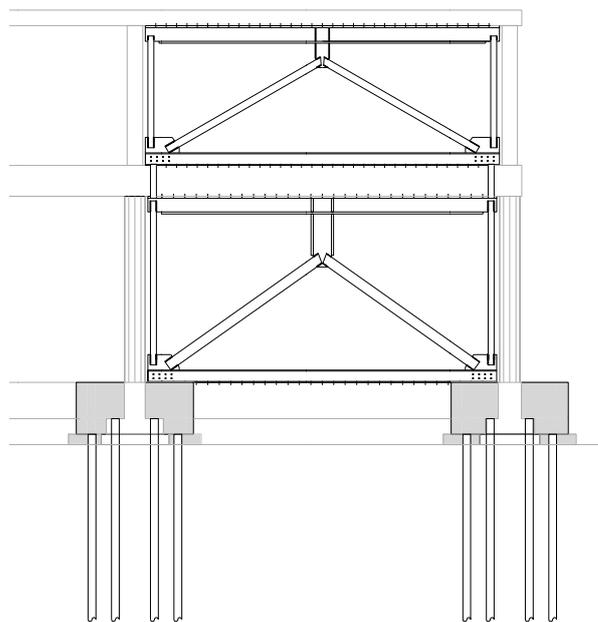


Figura 2 – Vista di un telaio rinforzato con controventi di acciaio

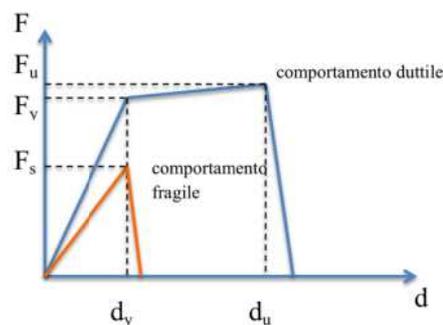


Figura 3 – Legame costitutivo forza-spostamento degli elementi verticali

Rispetto ai valori di rotazione alla corda per i quali sono stati progettati i controventi, si osserva un valore medio praticamente coincidente mentre le variazioni tra un pilastro e l'altro dipendono dalla configurazione abbastanza irregolare dell'edificio in pianta. I risultati prima ottenuti non vengono modificati dal considerare una variazione lineare dei carichi sismici con l'altezza.

Sono state effettuate anche alcune simulazioni dinamiche, selezionando accelerogrammi naturali in modo che, in media, fossero compatibili con gli spettri in spostamento utilizzati per la progettazione. Dal confronto con le analisi statiche nonlineari si è osservato che quest'ultime forniscono risultati confrontabili con quelle dinamiche per la configurazione adeguata, mentre la struttura attuale esibisce un comportamento molto peggiore se sottoposta ad analisi dinamiche.

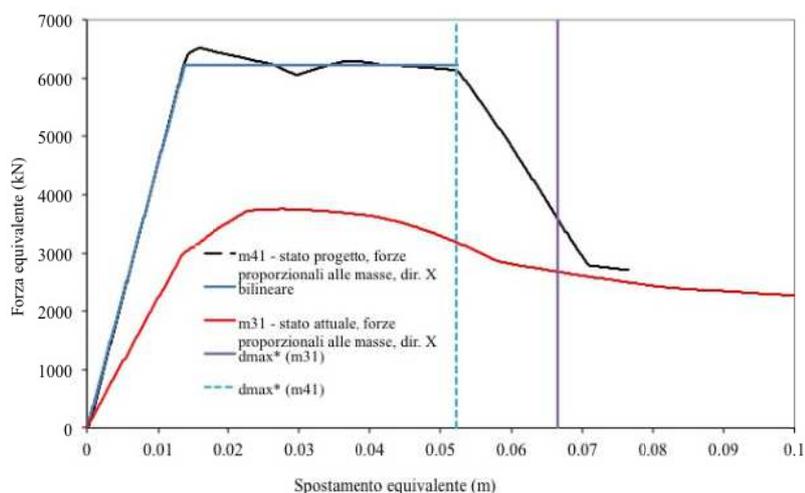


Figura 4 – Curve di spinta nel modello m31 (stato attuale, direzione X) e m41 (stato di progetto, direzione X)

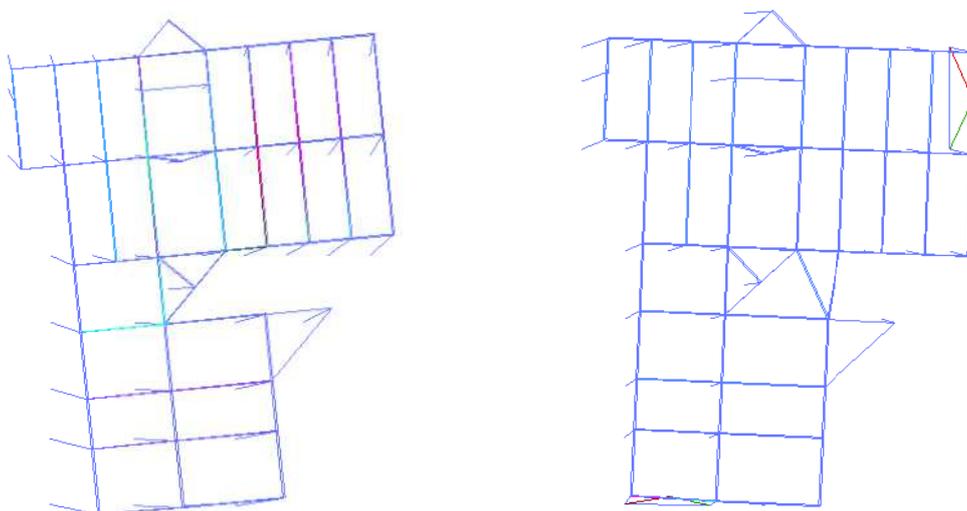


Figura 5 – Configurazioni deformate al termine dell'analisi nel modello m31 (a sinistra) e m41 (a destra)

In particolare la richiesta di duttilità al primo livello è nettamente superiore a quella disponibile. Ciò non sorprende, anche in relazione a quanto precisato dalla vigente normativa, ossia che nei casi di forti comportamenti torsionali dell'edificio è consigliabile superare le analisi statiche con distribuzione di carico predeterminate, passando per esempio a metodi adattivi [7] o pushover modale [3].

#### 4. CONCLUSIONI

Nell'ambito di un progetto di riparazione dei danni e adeguamento sismico di un edificio esistente, la cui funzione strategica richiede il soddisfacimento dello Stato limite di collasso per un'azione sismica di circa 2500 anni di periodo di ritorno, è stato sviluppato un metodo basato sulla

progettazione agli spostamenti. Il metodo è servito alla definizione di una configurazione adeguata dell'edificio, da sottoporre a verifica finale con uno dei metodi di analisi previsti dalla vigente normativa sismica. La procedura si basa sulle seguenti assunzioni: 1) adeguamento basato sull'inserimento di controventi metallici; 2) sforzo normale costante nei pilastri per effetto delle azioni sismiche; 3) comportamento tipo *shar-type*; 4) collasso strutturale per raggiungimento della capacità di deformazione degli elementi verticali. Il soddisfacimento di tali assunzioni non è difficile, soprattutto per edifici esistenti ordinari di altezza contenuta. L'analisi dello stato di progetto, con le procedure statiche e dinamiche nonlineari di normativa, ha consentito di verificare il soddisfacimento degli obiettivi di adeguamento sismico.

Per verificare se il risultato ottenuto per l'edificio esaminato si possa considerare valido anche in generale si possono fare le considerazioni riportate di seguito. Un primo fattore discriminante è che le caratteristiche dimensionali effettive dei controventi potrebbero non essere coincidenti con quelle teoriche calcolate con la procedura agli spostamenti. E' questo il caso dell'edificio esaminato, che non avrebbe richiesto l'inserimento di un controvento al livello superiore. Per non introdurre una irregolarità in altezza con la brusca interruzione del controventamento, ne è stato comunque inserito uno avente resistenza pari a circa la metà della resistenza dei setti di quel livello.

Altro aspetto da considerare nel confrontare la procedura agli spostamenti con i risultati dell'analisi statica nonlineare è che il vettore dei carichi applicati in quest'ultima non necessariamente corrisponde alla distribuzione di forze implicite nel metodo di progetto. Inoltre, anche considerando applicato lo stesso vettore dei carichi, si può dimostrare analiticamente che le discrepanze in termini di spostamenti possono raggiungere il 10%, per duttilità di struttura comprese tra 1 e 3. Infine, il metodo utilizzato ipotizza un comportamento regolare della struttura e non tiene conto di effetti torsionali di piano, ovvero ipotizza che il posizionamento dei controventi sia tale da eliminare questi effetti indesiderati, se presenti, nella struttura da adeguare. Nel caso di studio, a causa di vincoli di varia natura, funzionale ed economica, tali effetti torsionali sono stati molto ridotti, ma non eliminati completamente. In questo campo ha un ruolo importante il giudizio esperto del progettista nel selezionare opportunamente i parametri di progetto in termini di capacità deformative degli elementi.

Si può concludere che, per gli edifici esistenti, è sempre consigliabile controllare con analisi statiche o dinamiche nonlineari il soddisfacimento delle prestazioni richieste. Nel caso di studio la procedura proposta è stata molto efficace nell'indirizzare razionalmente le scelte progettuali e nell'ottimizzare l'allocazione delle risorse, riducendo al minimo l'impatto sull'edificio esistente.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] AISA, E., DE MARIA, A., DE SORTIS, A., NASINI, U. (2011) - Damage analysis of the town of Onna (L'Aquila) after the April, 6, 2009 earthquake [Analisi del danneggiamento di Onna (L'Aquila) durante il sisma del 6 Aprile 2009]. *Ingegneria Sismica* 2011(1), 63-74.
- [2] BAZZURRO, P., MOLLAIOLI, F., DE SORTIS, A., BRUNO, S. (2006) - Effects of masonry walls on the seismic risk of reinforced concrete frame buildings. *8th US National Conference on Earthquake Engineering 2006* 6, 3319-3328.
- [3] CHOPRA, A., GOEL, R. (2002) - A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(3), 561-582.
- [4] CELEBI, M., BAZZURRO, P., CHIARALUCE, L., CLEMENTE, P., DECANINI, L., DE SORTIS, A., ELLSWORTH, W., GORINI, A., KALKAN, E., MARCUCCI, S., MILANA, G., MOLLAIOLI, F., OLIVIERI, M., PAOLUCCI, R., RINALDIS, D., ROVELLI, A., SABETTA, F., STEPHENS, C. (2010) - Recorded motions of the 6 April 2009 Mw 6.3 L'Aquila, Italy, earthquake and implications for building structural damage: Overview. *Earthquake Spectra* 26(3), 651-684.
- [5] DECANINI, L., DE SORTIS, A., GORETTI, A., LIBERATORE, L., MOLLAIOLI, F., BAZZURRO, P. (2004) - Performance of reinforced concrete buildings during the 2002 Molise, Italy, earthquake. *Earthquake Spectra* 20(SPEC. 1), S221-S255.
- [6] DECANINI, L., LIBERATORE, L., MOLLAIOLI, F., DE SORTIS, A. (2005) - Estimation of near-source ground motion and seismic behaviour of RC framed structures damaged by the 1999 Athens earthquake. *Journal of Earthquake Engineering* 9(5), 609-635.
- [7] GUPTA, B., KUNNATH, S. (2000) - Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra* 16(2), 367-391.
- [8] JAYARAM, N., BAZZURRO, P., MOLLAIOLI, F., DE SORTIS, A., BRUNO, S. (2010) - Prediction of structural response in reinforced concrete frames subjected to earthquake ground motions. *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering 2010, Including Papers from the 4th International Tsunami Symposium* 9, 7138-7147.
- [9] KIM, J., CHOI, H. (2006) - Displacement-based design of supplemental dampers for seismic retrofit of a framed structure. *Journal of Structural Engineering* 132(6), 873-883.
- [10] LIN, Y.-Y., CHANG, K.-C., CHEN, C.-Y. (2008) - Direct displacement-based design for seismic retrofit of existing buildings using nonlinear viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering* 6(3), 535-552.
- [11] MCKENNA, F., FENVES, G., FILIPPOU, F., MAZZONI, S., SCOTT, M., ELGAMAL, A., YANG, Z., LU, J., ARDUINO, P., MCKENZIE, P., DEIERLEIN, G., LAW, K. (2013) - Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) rel. 2.4.0. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- [12] MOLLAIOLI, F., LUCCHINI, A., BRUNO, S., DE SORTIS, A., BAZZURRO, P. (2010) - Floor acceleration demand in reinforced concrete frame structures with masonry infill walls. *9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering 2010, Including Papers from the 4th International Tsunami Symposium* 7, 5845-5854.
- [13] PETTINGA, D., CHRISTOPOULOS, C., PAMPANIN, S., PRIESTLEY, N. (2007). Effectiveness of simple approaches in mitigating residual deformations in buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36(12), 1763-1783.
- [14] PETTINGA, J., PRIESTLEY, M., PAMPANIN, S., CHRISTOPOULOS, C. (2007) - The role of inelastic torsion in the determination of residual deformations. *Journal of Earthquake Engineering* 11(SUPPL. 1), 133-157.
- [15] PRICE, H., DE SORTIS, A., SCHOTANUS, M. (2012) - Performance of the San Salvatore regional hospital in the 2009 L'Aquila earthquake. *Earthquake Spectra* 28(1),

239–256.

- [16] PRIESTLEY, M., CALVI, G., KOWALSKY, M. (2007) - Displacement-Based Seismic Design of Structures. *IUSS Press*.
- [17] QI, X., MOEHLE, J. (1991) - Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes. *Report No. UCB/EERC-91.2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*.
- [18] SULLIVAN, T., CALVI, G., PRIESTLEY, M., KOWALSKY, M. (2003) - The limitations and performances of different displacement based design methods. *Journal of Earthquake Engineering* 7(SPEC. 1), 201–241.
- [19] THERMOU, G., PANTAZOPOULOU, S., ELNASHAI, A. (2007) - Design methodology for seismic upgrading of substandard reinforced concrete structures. *Journal of Earthquake Engineering* 11(4), 582–606.
- [20] VIDOT-VEGA, A., KOWALSKY, M. (2013) - Drift, strain limits and ductility demands for RC moment frames designed with displacement-based and force-based design methods. *Engineering Structures* 51, 128–140.
- [21] DE SORTIS, A. (2014) - Displacement-based seismic retrofit of existing buildings. *Earthquake Spectra* (submitted)

# ANALISI DINAMICHE NON LINEARI DI DIGHE IN CALCESTRUZZO

**G. Fiorentino, L. Furgani, C. Nuti**

Dipartimento di Architettura, Università degli studi Roma Tre

## SOMMARIO

In Italia ci sono 542 grandi dighe e per molte di queste si attende una rivalutazione della sicurezza sismica alla luce della nuova Normativa Tecnica sulle Dighe. In questo contesto le analisi dinamiche non lineari diventano uno strumento fondamentale specie per quelle strutture che circa 50 anni fa sono state progettate per resistere ad azioni sismiche più basse di quelle attuali. Nel presente lavoro verranno mostrati alcuni risultati ottenuti per due differenti tipologie di strutture, una diga a gravità ed una diga ad arco gravità in calcestruzzo. Si introdurrà il problema della valutazione dell'azione sismica riferita allo Stato Limite di Collasso e della selezione degli accelerogrammi. In tutti i casi per il calcestruzzo verrà utilizzato il modello non lineare proposto da Lee e Fenves denominato "Damage Plasticity Model". Vengono inoltre modellate le non linearità associate ai giunti che possono aprirsi e scorrere.

## NON-LINEAR DINAMIC ANALYSES ON CONCRETE DAMS

### SUMMARY

There are more than 500 dams in Italy, and for most of them a seismic safety evaluation is needful in the light of the forthcoming Italian Code on Dams. Non-linear dynamic analyses become a useful tool for dams which were designed considering seismic forces lower than the ones expected today. In this work some results obtained for two different concrete dams, an arch-gravity dam and a gravity dam are presented. The problem of the correct evaluation of seismic actions for this high risk structures is also introduced. In every case it is used the Lee and Fenves "Damage plasticity model". Also the non linearities of the contraction joints are modeled.

## 1. INTRODUZIONE

Le dighe in calcestruzzo costituiscono una parte rilevante delle 542 grandi dighe esistenti in Italia. la maggior parte di esse sono state progettate e costruite seguendo criteri di progettazione sismica considerati oggi obsoleti, per questo hanno bisogno di essere verificate per mezzo di analisi che facciano uso delle più moderne tecniche numeriche e conoscenze scientifiche.

Il primo passo per la valutazione della risposta sismica di una diga è la definizione dell'azione sismica. La Nuova Proposta di Aggiornamento della Normativa Italiana in materia di dighe prescrive che allo Stato Limite di Collasso, in zone in cui il terremoto calcolato per un tempo di ritorno di 475 anni è caratterizzato da  $a_g > 0,15g$ , si debba effettuare uno studio sismo- tettonico e una valutazione della pericolosità sismica specifica per calcolare lo spettro target. Sulla base del bollettino 148 redatto da ICOLD (International Committee On Large Dams), la valutazione può essere eseguita utilizzando sia un approccio probabilistico (PSHA) sia uno deterministico (DSHA).

Il PSHA combina le incertezze nella distanza, magnitudo e nei parametri di intensità locale dando come risultato le curve di pericolosità, che forniscono il tasso di occorrenza di ciascun valore del parametro di intensità scelto.

Il DSHA invece considera tutte le possibili sorgenti sismiche che possono avere un effetto sul sito per individuare lo scenario "peggiore" che viene rappresentato da un "terremoto di scenario".

Nel presente lavoro è stato utilizzato un approccio ibrido [2]. Questo consiste nell'individuare un terremoto di scenario che abbia uno spettro di risposta compatibile con lo spettro a

pericolosità uniforme (UHS) utilizzando un processo di disaggregazione [1].

Nella prima parte di questo lavoro sono stati calcolati gli spettri di risposta con una valutazione della pericolosità utilizzando il metodo descritto in precedenza per quattro siti di riferimento. Gli spettri sono stati utilizzati per generare dei set di accelerogrammi modificati e scalati. Per tutti i siti sono stati utilizzati due set da 7 accelerogrammi, uno con segnali scalati con REXEL [7], l'altro con gli stessi segnali ottenuti con REXEL ma modificati nel dominio del tempo con Seismomatch [5].

Inizialmente, per ogni sito è stata effettuata un'analisi dinamica non lineare per analizzare l'influenza del segnale sismico sullo scorrimento alla base della diga modellando il sistema come un oscillatore equivalente ad un grado di libertà [8]. Le analisi sono state effettuate facendo riferimento ad un concio di diga a gravità di altezza pari ad 87 metri.

Nella seconda parte del lavoro sono state selezionate come casi di studio due grandi dighe in calcestruzzo, una a gravità di altezza 87 m e l'altra di tipo ibrido ad arco-gravità di altezza 100 m. Per entrambe le strutture sono state effettuate analisi dinamiche non lineari su modello tridimensionale utilizzando due segnali sismici ottenuti nella prima parte dello studio per la zona meno sismica e per quella più sismica. I risultati ottenuti hanno permesso di confrontare la risposta non lineare di differenti tipologie di dighe rispetto a sismicità diverse.

## 2. VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ

Per fornire un quadro della sismicità dei siti dove sorgono le dighe esistenti italiane sono state selezionate quattro

località riportate nella Tabella 1. Per ciascuna di queste zone la nuova Normativa in tema di dighe richiede che sia fatta una valutazione della pericolosità sismica "ad hoc". I siti sono stati selezionati in modo da avere livelli di azioni sismiche crescenti.

Tabella 1 Siti per la valutazione delle azioni sismiche

Sito	Regione	ag per Tr=475 anni	ag per Tr=1950 anni
A	Piemonte	0,15g	0,25g
B	Toscana	0,22g	0,35g
C	Abruzzo	0,26g	0,42g
D	Calabria	0,27g	0,46g

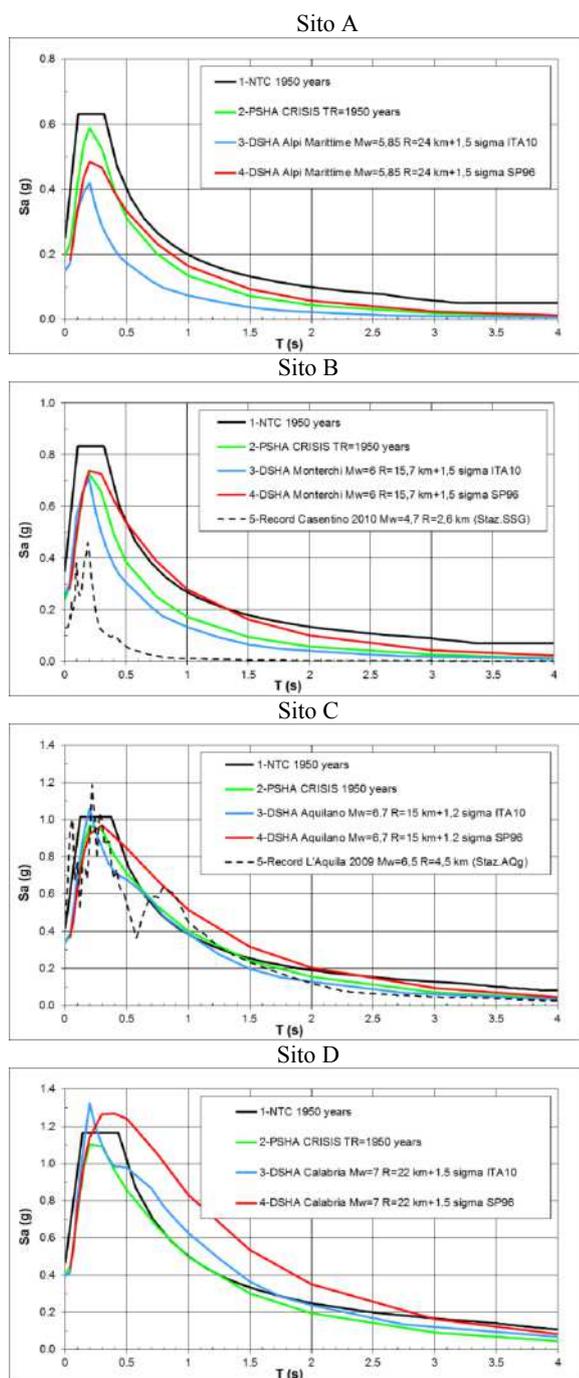


Figura 1 Spettri di risposta su roccia per 4 siti a) Piastra b) Montedoglio c) Campotosto d) Passante

La valutazione della pericolosità è stata eseguita dapprima con un approccio probabilistico per mezzo del software CRISIS 2007 e scegliendo la zonazione sismogenetica italiana ZS9. Per l'azione sismica considerata allo Stato Limite di Collasso, il tempo di ritorno di 1950 anni (SLC per dighe esistenti) è maggiore del periodo di completezza del catalogo sismico italiano, che è quasi sempre inferiore a 1000 anni. Dunque la magnitudo massima è stata aumentata per ogni zona di 0,5 unità di M. La relazione di attenuazione utilizzata nei calcoli è stata la SP96 [14]. Nella relazione è stato introdotto un troncamento a  $3\sigma$  [11] [13]. Il programma CRISIS consente di ottenere gli spettri a pericolosità uniforme, riportati in *Figura 1*.

Questi, però, non danno alcuna informazione sul terremoto che li ha generati. Al fine di ottenere dei segnali per eseguire analisi dinamiche si va alla ricerca di un "terremoto di scenario", caratterizzato da una coppia di M ed R. Per individuarlo si effettua l'analisi di disaggregazione della pericolosità [1].

Gli spettri relativi ai terremoti di scenario sono stati calcolati facendo uso di due diverse relazioni di attenuazione, la già citata SP96 e la ITA10 [2]. La dispersione dei valori può avere una grande influenza sul calcolo dei parametri. Al fine di rendere gli spettri deterministici confrontabili con quelli probabilistici, sono state usate frazioni di  $\sigma$  variabili tra 1,2 e 1,5. In *Figura 1* sono riportati gli spettri ottenuti con PSHA e con DSHA. I risultati mostrano che gli spettri ottenuti col PSHA hanno valori leggermente inferiori a quelli dello spettro di normativa, mentre per gli spettri deterministici i valori maggiori di pericolosità sono stati ottenuti per il sito D e quelli inferiori il sito A. Questi risultati sono coerenti con la sismicità dei diversi siti.

### 3. SELEZIONE DEGLI ACCELEROGRAMMI

La selezione degli accelerogrammi è stata eseguita utilizzando due metodi per capire se e come la metodologia di selezione e generazione può influenzare la risposta delle dighe. Per ciascun sito sono state calcolate le risposte per due differenti set di accelerogrammi. Il primo set è stato estratto da REXEL [7]. Il secondo set è stato ottenuto utilizzando gli stessi 7 accelerogrammi estratti da REXEL, modificandoli con Seismomatch, un software che utilizza delle wavelet per modificare il segnale [5]. In entrambi i metodi lo spettro target utilizzato è stato quello della Normativa allo SLC. La *Figura 2* mostra i due set relativi al sito D. Si può notare che i segnali modificati con Seismomatch sono molto vicini allo spettro target, mentre quelli scalati con REXEL hanno una dispersione maggiore.

Inizialmente la risposta è stata valutata in modo semplificato per mezzo di un oscillatore equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Le proprietà del sistema sono state definite in accordo con la teoria di Fenves e Chopra [4] che permette di valutare le interazioni tra fluido, fondazione e struttura. La massa è stata aumentata per tenere in conto l'effetto dell'acqua del bacino, la rigidità è stata modificata in modo da riprodurre gli effetti dell'interazione con la fondazione e lo smorzamento è stato aumentato in modo da considerare il contributo del fluido e del suolo.

Per valutare lo spostamento residuo prodotto durante il sisma è stata introdotta un legame elasto-plastico perfetto tra il nodo alla base della diga e la fondazione tale da riprodurre un attrito alla Coulomb. Quando il taglio alla base prodotto dal terremoto supera la resistenza allo scorrimento si ottiene uno scorrimento. Al fine di mettere in risalto le differenze tra gli effetti degli accelerogrammi definiti in precedenza è stata considerato un angolo di attrito pari a  $45^\circ$  (la coesione è stata considerata nulla). Il modello è stato implementato nel software Opensees.

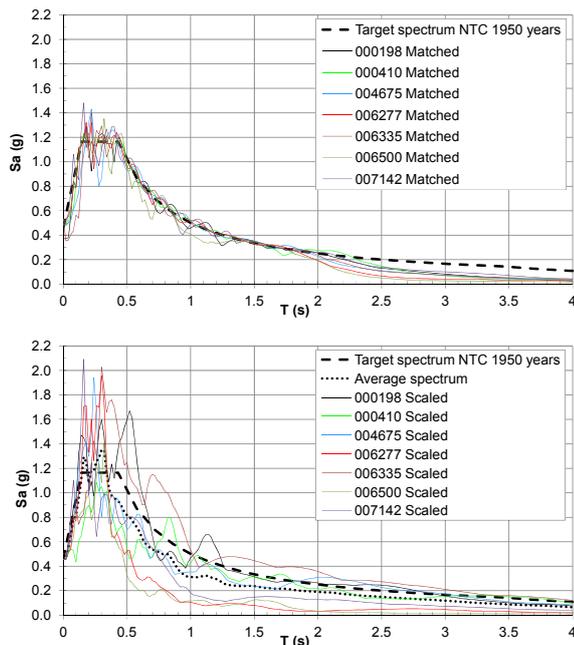


Figura 2 Segnali selezionati per le analisi dinamiche non lineari agli elementi finiti

Con questo programma sono state effettuate 56 analisi non lineari con diversi segnali di input, ma utilizzando lo stesso oscillatore. La diga considerata ha un'altezza di 87 m, una larghezza del coronamento di 5 m e la pendenza del paramento di valle vale 0,7. Il periodo della struttura a vuoto è di 0,21 s. Considerando invece la quota di massima regolazione il periodo equivalente diviene 0,29 s e lo smorzamento il 7%, caratteristiche che si avvicinano a quelle ottenute con il modello agli elementi finiti del concio più alto della diga a gravità analizzata successivamente.

La Tabella 2 riporta il confronto tra la media, la deviazione standard e la covarianza (COV) ottenute per i diversi gruppi di segnali mostrando che i segnali modificati con una procedura di "match" hanno una covarianza sensibilmente minore rispetto a quella dei segnali scalati.

Tabella 2 Grandezze statistiche dello spostamento residuo alla base ottenuto per i diversi gruppi di segnali

Gruppo di segnali	Media [mm]	Dev.st. [mm]	COV
Sito A - 7 Matched Signals (NTC)	16	7	0.47
Sito B - 7 Matched Signals (NTC)	59	25	0.43
Sito C - 7 Matched Signals (NTC)	143	52	0.36
Sito D - 7 Matched Signals (NTC)	190	96	0.50
Sito A - 7 Scaled Signals (NTC)	41	50	1.21
Sito B - 7 Scaled Signals (NTC)	54	50	0.92
Sito C - 7 Scaled Signals (NTC)	146	45	0.31
Sito D - 7 Scaled Signals (NTC)	240	185	0.77

Le analisi semplificate hanno il vantaggio della rapidità di esecuzione e permettono di comprendere quali segnali siano più dannosi per la struttura considerata. Questo può essere utile anche per capire in quali casi vadano invece eseguite analisi più accurate. Queste sono indispensabili per studiare con precisione l'evoluzione della risposta della struttura nel tempo.

Al fine di evidenziare le differenze nella risposta al variare del segnale scelto, sono stati scelti due accelerogrammi, uno relativo al sito A (pericolosità minore) e l'altro relativo al sito D (pericolosità maggiore). I segnali scelti sono riportati in Figura 3.

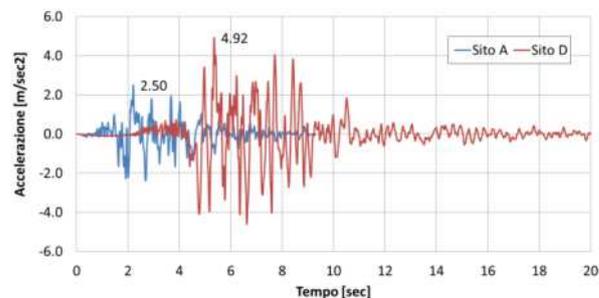


Figura 3 Accelerogrammi selezionati per le analisi

#### 4. CASI STUDIO ESAMINATI

Le dighe a gravità sono formate da conci verticali gettati in tempi diversi che resistono alle azioni orizzontali per mezzo del loro peso. In questo tipo di strutture i giunti non hanno generalmente una funzione statica, perciò ciascun concio può essere assunto indipendente dagli altri e studiato con analisi semplificate piane. Questi metodi hanno il pregio di fornire dei risultati in tempi brevi ma cadono in difetto nel caso in cui gli effetti tridimensionali diventino rilevanti. Uno di questi casi è rappresentato dalle dighe su valli strette o con andamento in pianta non rettilinea. Per queste dighe ed in ogni caso per quelle più vulnerabili devono essere eseguite analisi avanzate, che tengano conto delle interazioni tra struttura, fluido e fondazioni e del comportamento non lineare nelle tre dimensioni dello spazio.

La diga a gravità analizzata di seguito è composta da 19 conci larghi 20.0 m e con altezza variabile da 20.0 m ad 87.0 m. Tutti i blocchi hanno una larghezza del coronamento di sommità di 5.0 m con inclinazione del paramento di monte e di valle rispettivamente pari a 0.03 e 0.7. Se si escludono le sezioni degli sfioratori le larghezze alla base variano da 13.0 a 62.0 m. L'estensione del coronamento, non rettilinea, è pari a 380 m. Le caratteristiche principali del calcestruzzo sono: modulo elastico di  $E=23.64$  GPa e una massa di  $\rho=2390$  kg/m<sup>3</sup>. Per la roccia di fondazione si è assunto un modulo  $E=41.55$  GPa. Come usualmente ipotizzato i modelli matematici considerano una fondazione priva di massa. Di seguito si riporta il modello numerico della diga e lo stato tensionale e deformativo pre-sismico derivante dall'applicazione del peso proprio e della spinta idrostatica riferita al livello di massima regolazione.

La Figura 4 mostra come nello stato pre-sismico le tensioni massime principali nel corpo diga siano molto limitate, raggiungendo al massimo un valore di 0.43 MPa. Nella figura sono state riportate anche le isostatiche di compressione che mostrano chiaramente come la spinta dell'acqua sia scaricata alla base dei conci. Il massimo spostamento in sommità si ottiene per il concio più alto ed è pari a 19.0 mm.

Le dighe ad arco-gravità resistono alle azioni orizzontali con un doppio comportamento a mensola ed arco. I due meccanismi non sono separabili ma interagiscono tra loro e per questo vanno modellate nelle tre dimensioni attraverso programmi agli elementi finiti. La diga ad arco-gravità presa come riferimento ha un'altezza massima di 100.0 m ed un'estensione del coronamento di 250.0 m. È composta da 11 conci monolitici separati da giunti. I tre conci centrali hanno una sezione simile a quelle previste per le dighe a gravità

mentre i conci laterali, con spessori che variano da 21.0 a 4.0 m hanno una conformazione più vicina alle dighe ad arco. Lo spessore del concio centrale varia da 100.0 m alla base ai 10.0 al coronamento. Le proprietà considerate nell'analisi sono le seguenti: modulo elastico  $E=31,47$  GPa, densità di massa del calcestruzzo  $\rho=2390$  kg/m<sup>3</sup>. Il modulo elastico della fondazione è stato posto pari  $E=30$  GPa. Si riporta di seguito il modello tridimensionale della diga e lo stato tenso-deformativo agente prima dell'arrivo del sisma.

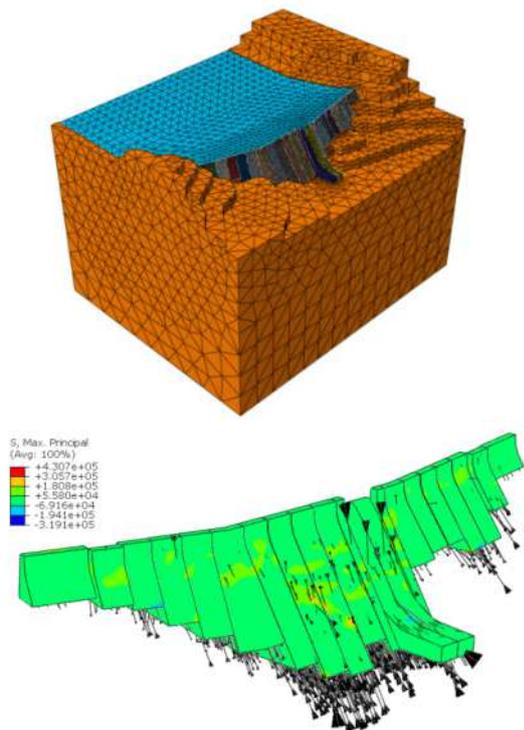


Figura 4 Modello tridimensionale e stato tensionale pre-sismico per la diga a gravità

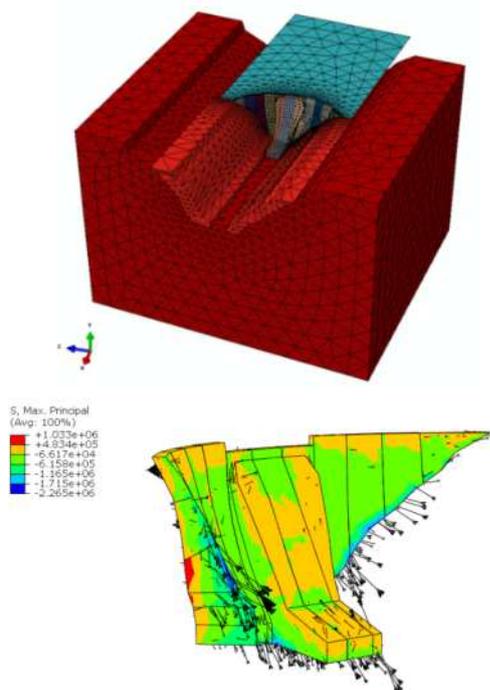


Figura 5 Modello tridimensionale e stato tensionale pre-sismico per la diga ad arco-gravità

Anche per questa tipologia di diga le tensioni in condizioni pre-sismiche sono modeste, arrivando ad una trazione massima di circa 1.0 MPa.

Nelle analisi dinamiche successive le interazioni fluido-struttura sono state modellate, considerando la comprimibilità dell'acqua, attraverso elementi tetraedrici acustici (Bulk Modulus = 2.2 GPa). Il modello del bacino si estende a monte della diga per una lunghezza pari a circa 3 volte l'altezza della diga. Sulla faccia più a monte del bacino è stata imposta la condizione di non riflessione delle onde di pressione. Sul fondo del bacino è stato riprodotto un parziale assorbimento delle onde prodotto dalla deformabilità dei depositi sul fondo del bacino (Chopra, 1974).

Le deformazioni plastiche dei giunti verticali e delle superfici di contatto tra roccia e calcestruzzo sono state modellate utilizzando un legame attritivo alla Coulomb. Per tutte queste superfici di contatto si è assunto un angolo di attrito pari a 45°.

Le non linearità associate al materiale sono state modellate attraverso il modello proposto da Lee e Fenves [15] nel quale viene riprodotta sia la deformazione plastica sia la riduzione della rigidità del materiale per effetto dei carichi ciclici. I parametri utilizzati per il modello sono stati desunti dalle analisi svolte dagli autori per la diga di Koyna assumendo come resistenza a trazione un valore di 1.3 MPa.

## 5. RISULTATI DELLE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

La valutazione della sicurezza delle dighe esistenti deve essere fatta per differenti Stati Limite. Di seguito si analizzerà lo Stato Limite di Collasso per il quale bisogna garantire che non avvenga un rilascio incontrollato dell'acqua. Questo può essere assicurato dimostrando che, per effetto delle azioni sismiche, le tensioni massime registrate siano inferiori alle resistenze del calcestruzzo per una estensione limitata nel tempo e nello spazio.

Nel caso in cui questa condizione non fosse assicurata occorre approfondire le analisi in campo non lineare. In questi casi si perdono di vista le tensioni e ci si concentra sui parametri principali che identificano le deformazioni residue. Nel presente studio queste grandezze sono lo scorrimento e l'apertura dei giunti, il danneggiamento del calcestruzzo e la formazione di deformazioni plastiche.

Per rappresentare le differenti risposte delle strutture rispetto agli stessi terremoti viene riportata di seguito la storia degli spostamenti relativi registrati sul concio più alto della diga a gravità e al centro del coronamento della diga ad arco-gravità.

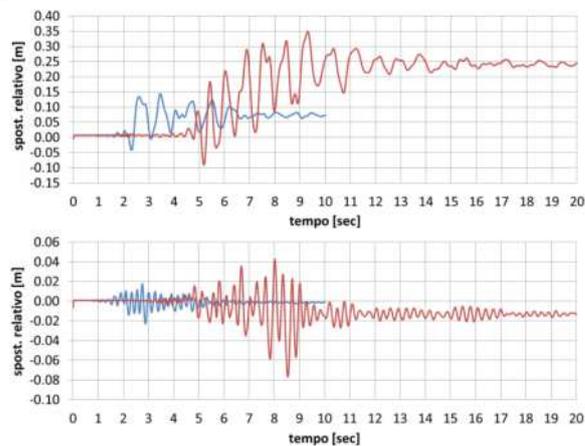


Figura 6 Storia degli spostamenti relativi del concio centrale delle due dighe a gravità (sopra) e ad arco-gravità (sotto) per il terremoto riferito alla zona A e D.

Per la diga a gravità al termine dei terremoti si osserva uno spostamento residuo del concio verso valle, effetto del comportamento non lineare del materiale. Per quella ad arco-gravità, molto più rigida della precedente, gli spostamenti sono notevolmente inferiori. In questo caso la deformazione residua avviene nella direzione di monte.

Per identificare le zone di massima concentrazione delle tensioni di trazione vengono riportate le mappe delle variabili di danneggiamento al termine del terremoto (il colore rosso identifica le zone in cui il calcestruzzo non è più in grado di resistere a trazione). Si riporta dapprima il caso della diga a gravità.

Come si può vedere dalla Figura 7 le zone dove si concentra il danneggiamento si trovano al centro dei paramenti di monte e valle. Dalla deformata, amplificata 10 volte, si nota inoltre uno scorrimento dei conci laterali in avanti. A tal proposito, sono stati valutati degli scorrimenti e delle aperture dei giunti di 55 cm e 1.77 cm per il sito A e di 56 cm e 4.9 cm per il sito D. La massima deformazione plastica ottenuta per il sito D è pari a  $3.73 \cdot 10^{-3}$  per il primo sito e  $14.6 \cdot 10^{-3}$  per il secondo. Da questa, considerando una mesh che ha una dimensione media di 5.0 m si ottiene una valutazione approssimativa delle aperture delle fessure, risultate di 19 mm e 73 mm e registrate al centro del paramento di monte di uno dei conci sfioratori.

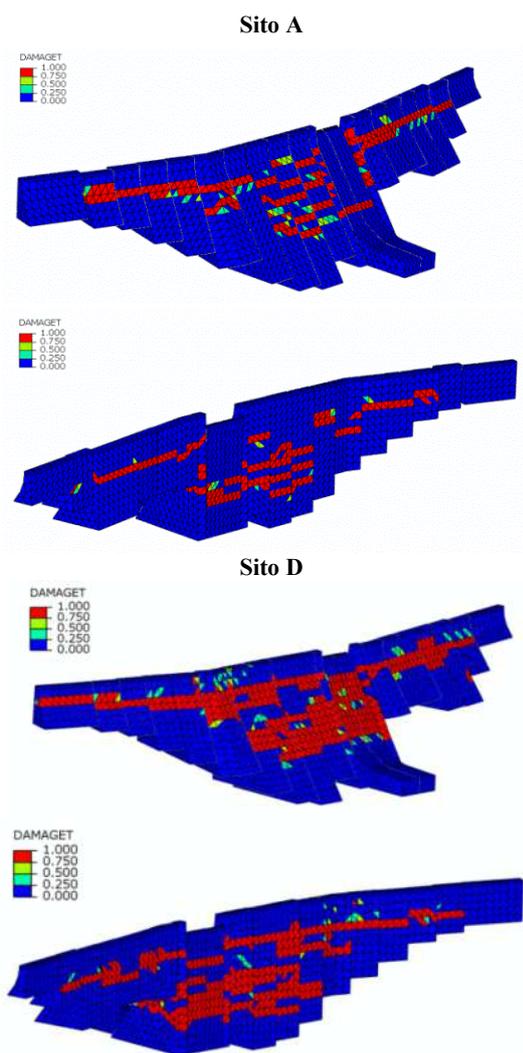


Figura 7 Danneggiamento ottenuto sui paramenti di valle e di monte per la diga a gravità

Al termine del terremoto non si osservano possibili cinematismi in grado di portare al collasso la struttura. Sulla base di questi risultati è possibile affermare che la diga è in grado di resistere al terremoto allo stato limite di collasso senza provocare un rilascio incontrollato dell'acqua.

I danneggiamenti registrati nel caso della diga ad arco-gravità con il segnale relativo al sito A sono concentrati sul perimetro del paramento di monte e a metà dei paramenti di valle dei conci a gravità. Gli scorrimenti tra i giunti arrivano ad un massimo di 15 mm mentre le aperture raggiungono valori di 8,3 mm. Per completare il quadro sul comportamento non lineare si valuta l'apertura delle fessure risultata pari a 3,2 mm. Le analisi svolte con il segnale relativo al sito D mostrano, come era prevedibile, parametri sensibilmente maggiori. Osservando la storia degli spostamenti sul concio centrale della diga è evidente uno spostamento residuo di 1,38 cm. I danneggiamenti sono notevolmente più estesi sia sul paramento di valle sia su quello di monte. Gli scorrimenti tra i giunti arrivano ad un massimo di 57,7 mm, e le aperture sono di 26,7 mm. L'apertura delle fessure raggiunge i 16,7 mm.

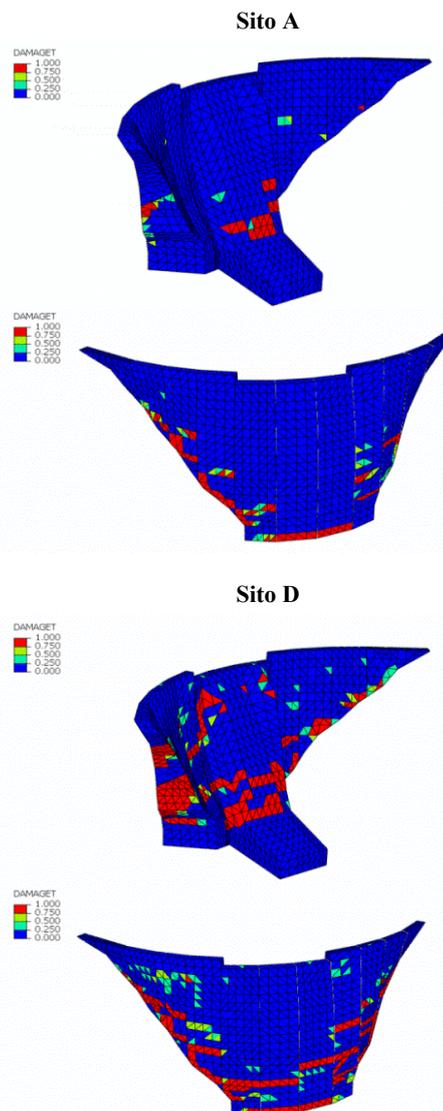


Figura 8 Danneggiamento ottenuto sui paramenti di valle e di monte per la diga ad arco-gravità

È importante notare che, a differenza del caso precedente, la risposta sismica della diga rispetto agli spostamenti monte-valle è influenzata dall'attivazione dell'effetto arco. I danneggiamenti prodotti sul paramento di valle sono l'effetto di spostamenti della diga verso monte e quindi associati ad un comportamento a mensole indipendenti. Questo dimostra l'importanza di aver modellato i giunti verticali tra i conci. Un altro aspetto che va tenuto presente è la sicurezza della diga al termine del sisma. Nonostante i danneggiamenti una volta applicata la pressione dell'acqua viene ripristinato l'effetto ad arco.

## 6. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati descritti alcuni metodi per la selezione del segnale sismico e per la valutazione della risposta delle dighe in calcestruzzo in campo non lineare.

Riferendoci allo Stato Limite di Collasso sono stati individuati 4 siti di riferimento e per questi sono stati eseguiti degli studi di pericolosità specifici con il metodo probabilistico e quello deterministico. A partire dagli spettri sono poi stati selezionati e modificati degli accelerogrammi naturali in modo da garantirne la spettro-compatibilità. Attraverso un metodo semplificato sono stati inoltre valutati gli effetti dei segnali sulla risposta.

Il comportamento sismico delle dighe in calcestruzzo è stato poi valutato utilizzando analisi tridimensionali agli elementi finiti effettuate su due casi studio: una diga a gravità alta 87.0 m ed una diga ad arco gravità alta 100.0 m. In entrambe i casi sono state effettuate analisi dinamiche non lineari in grado di tener conto dei fenomeni più importanti quali: l'interazione fluido-struttura, l'interazione fondazione-struttura, la presenza dei giunti modellandone il comportamento non lineare, il possibile scorrimento alla base e l'apertura delle fessure attraverso il modello di Lee e Fenves.

I risultati delle analisi hanno dimostrato la capacità dei metodi più avanzati di analisi di fornire con sufficiente accuratezza le grandezze grazie alle quali è possibile valutare lo stato di sicurezza della struttura. La diga ad arco-gravità si è dimostrata più resistente alle azioni sismiche confermando le esperienze provenienti dai terremoti del passato.

## RIFERIMENTI

- [1] Bazzurro P and Cornell CA (1999): Disaggregation of seismic hazard, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 89, No. 2, 501-520.
- [2] Bindi D, Pacor F, Luzi L, Puglia R, Massa M, Ameri G, Paolucci R (2011): Ground Motion Prediction Equations Derived from the Italian Strong Motion Database, *Bulletin of Earthquake Engineering* 9:1899-1920
- [3] Bommer JJ (2002): Deterministic Vs. Probabilistic Seismic Hazard Assessment: An Exaggerated And Obstructive Dichotomy, *Journal of Earthquake Engineering*, 6:S1, 43-73
- [4] Fenves G and Chopra AK (1986): Simplified analyses for earthquake resistant design of concrete gravity dam, *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*
- [5] Hancock J, Watson-Lamprey J, Abrahamson NA, Bommer JJ, Markatis A, McCoy E, Mendis R (2006): "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10, 67-89
- [6] ICOLD (1989) Bulletin n.72, Selecting seismic parameters for large dams, guidelines
- [7] Iervolino I, Galasso C, Cosenza E (2009): REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8:339-362
- [8] Nuti C and Basili M (2009): Seismic simulation and base sliding of concrete gravity dams, *Computational Method in Earthquake Engineering*, 21:427-454
- [9] Ordaz M, Aguilar A, Arboleda J (2007): CRISIS2007 – A Program for computing Seismic Hazard
- [10] Ordaz M (2004), "Some integrals useful in probabilistic seismic hazard analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 94, No.4, pp. 1510-1516
- [11] PEGASOS Project (2004): Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Swiss Nuclear Power Plant Site, Final Report Volume 5, 65-66, Wetingen
- [12] Sabetta F, Naso G, Pagliaroli A (2012): Selezione dell'input per simulazioni numeriche ai fini della microzonazione sismica, *Proceedings of 31° GNGTS National Conference*, Potenza, 20-22 Novembre 2012
- [13] Sabetta F, Lucantoni A, Bungum H, Bommer JJ (2005): Sensitivity of PSHA results to ground-motion prediction relations and logic-tree weights, *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 25, 317-329
- [14] Sabetta F and Pugliese A (1996): Estimation of response spectra and simulation of non stationary earthquake ground motion, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.86, 337-352
- [15] J. Lee, G. Fenves (1998): A Plastic-Damage Concrete Model For Earthquake Analysis Of Dams, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27: pp. 937-956.

# MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO CICLICO DI BARRE IN ACCIAIO INOSSIDABILE INCLUDENDO IL BUCKLING NONLINEARE

**Davide Lavorato, Camillo Nuti, Zhihao Zhou**

Dipartimento di Architettura, Università di Roma Tre, Largo Giovanni Marzi 10, Roma (00153), Italia

## SOMMARIO

Le barre in acciaio inossidabile (inox), se utilizzate per realizzare le armature delle strutture in calcestruzzo armato (CA), incrementano la durevolezza delle opere soprattutto in ambienti molto aggressivi come quello marino (strutture offshore o in prossimità del mare) o a contatto diretto con il terreno (gallerie, muri di sostegno, opere interrato) perché sono molto resistenti alla corrosione. In questo articolo viene proposto un modello ciclico per le barre inox che descrive la relazione tra tensioni e deformazioni in modo esplicito includendo i fenomeni non lineari di instabilità delle barre compresse (buckling). Questo modello è ottenuto calibrando opportunamente il modello ciclico proposto da Monti e Nuti per l'acciaio al carbonio che simula bene anche i fenomeni di buckling post elastico delle barre compresse. Il modello Monti-Nuti utilizza la curva scheletro proposta da Menegotto e Pinto. I parametri che descrivono l'andamento della curva sono aggiornati ad ogni semiciclo (ramo tra due punti di inversione della storia di deformazione applicata) considerando quattro regole (cinematica, isotropica, saturazione e memoria). La validità del modello numerico proposto per l'inox è analizzata mediante i confronti tra le curve tensione-deformazione cicliche numeriche e sperimentali.

## MODELING OF THE CYCLIC BEHAVIOR OF STAINLESS STEEL REBARS INCLUDING THE NON-LINEAR BUCKLING

### SUMMARY

Stainless steel rebars used as reinforcement in reinforced concrete (RC) structures, increase the structures durability and life span, especially in very aggressive environments as in case of marine structures (offshore or near the sea structures) or structures in contact with the ground (tunnels, retaining walls, underground structures) because stainless steel material is very resistant to corrosion. In this paper a cyclic model for steel rebars (explicit type), that includes the non-linear phenomena of instability of the compressed rebars (buckling), is proposed. This model is obtained calibrating properly the cyclic model proposed by Monti and Nuti for the carbon steel that simulates very well the post elastic buckling of the compressed rebars. The Monti- Nuti model uses the skeleton curve proposed by Menegotto and Pinto. The parameters, which describe the shape of the curve, are updated at every half cycle (curve branch between two turning points of the deformation history applied) on the base of four rules (kinematic, isotropic, saturation and memory). The proposed numerical model for stainless steel is validated by comparisons between numerical and experimental cyclic stress-strain curves.

## 1. INTRODUZIONE

### 1.1 Uso dell'acciaio inossidabile nelle costruzioni civili

Il calcestruzzo armato (CA) è ampiamente usato nelle costruzioni civili sin dagli inizi del 20<sup>th</sup> secolo. Oggi diverse strutture con più di 30 anni mostrano però segni di deterioramento dovuto alla corrosione delle armature. Il costo annuo per la riparazione di queste strutture nella sola Europa dell'ovest si stima essere superiore a 5 bilioni di US \$ [1]. Le principali cause della corrosione delle armature in acciaio sono: l'attacco dei cloridi (sali di origine marina, sali presenti nel terreno o sali utilizzati per sciogliere il ghiaccio sulle strade) e la carbonatazione del calcestruzzo con formazione di carbonati per effetto dell'anidride carbonica [2]. Un acciaio resistente alla corrosione per la sua composizione chimica, come quello inossidabile, è una valida alternativa all'acciaio comune al carbonio soprattutto per strutture poste in ambienti particolarmente aggressivi (opere marine o interrate). Questo acciaio è sempre più utilizzato nelle costruzioni civili poiché nonostante ci siano maggiori costi iniziali rispetto all'acciaio al carbonio, si ha un notevole risparmio nei costi di manutenzione durante la vita utile dell'opera. Un esempio di struttura in cui si è usato l'inossidabile è il ponte presente a Progreso in Mexico. Questo ponte è stato costruito negli anni 40 con più di 200t di acciaio inox e le sue pile non presentano ancora segni evidenti di corrosione delle armature [3].

### 1.2 Modelli numerici per il legame tra tensione e deformazione delle barre in acciaio

In letteratura esistono due principali famiglie di modelli numerici per descrivere il comportamento ciclico (legame tra tensioni e deformazioni) di una barra di acciaio per calcestruzzo armato (CA): modelli impliciti e modelli espliciti.

I modelli di tipo implicito pongono la deformazione in funzione della tensione e si basano sul modello proposto da Ramberg-Osgood. Questi modelli sono di più difficile implementazione e uso nei software di calcolo scientifici e professionali agli elementi finiti.

Differentemente i modelli espliciti pongono la tensione in funzione della deformazione e sono più semplici da implementare ed utilizzare nei software.

In questo articolo gli autori propongono un modello esplicito per modellare il comportamento ciclico dell'acciaio inox AISI304 prodotto in Italia prima del 2008 (la normativa tecnica italiana NTC2008 [10] dal 2008 richiede specifiche caratteristiche meccaniche anche per questo acciaio) che presenta un comportamento monotono e ciclico asimmetrico a compressione ed a trazione.

Questo modello si basa su quello presentato da Monti e Nuti [11] per l'acciaio al carbonio in grado di simulare anche i fenomeni di instabilità delle barre compresse (buckling).

È molto importante considerare e prevenire il fenomeno del buckling nella progettazione delle strutture in CA.

Le strutture esistenti in CA, in cui il passo delle staffe è troppo grande rispetto al diametro della barra longitudinale confinata, se soggette alle grandi oscillazioni dovute a un terremoto subiscono gravi danneggiamenti o collassi per effetto del buckling. Infatti le barre longitudinali compresse negli elementi strutturali se si instabilizzano durante i cicli indotti dal terremoto, si deformano tra le armature trasversali di confinamento con espulsione del copriferro e conseguente riduzione della resistenza degli elementi.

Il modello Monti-Nuti utilizza la curva scheletro proposta da Menegotto e Pinto [12] ma aggiorna ad ogni semiciclo della storia deformativa applicata alla barra (tratto di curva tra due successivi punti di inversione della storia di deformazione), i parametri necessari per descrivere la curva. Questi parametri sono aggiornati in funzione di quattro regole

(cinematica, isotropica, memoria e saturazione) in grado di considerare gli effetti dei cicli di deformazione precedenti.

Gli autori ritengono che questo modello se opportunamente calibrato in base alle prove sperimentali monotone e cicliche sulle barre in acciaio inox [9], è in grado di simulare molto bene anche il comportamento di acciai inossidabili sia in trazione che in compressione includendo i fenomeni di buckling. La validità del modello proposto è analizzata confrontando le curve tensione-deformazione ottenute con il modello Monti-Nuti, i cui parametri sono modificati per l'inossidabile, con quelle sperimentali [9].

## 2. PROVE SPERIMENTALI SU BARRE IN ACCIAIO INOSSIDABILE

### 2.1 Proveni di barra provati in laboratorio

Il comportamento di barre ad aderenza migliorata in acciaio inossidabile AISI304 di tipo austenitico è stato studiato durante una precedente campagna di prove sperimentali cicliche e monotone [9]. Queste barre, molto usate nelle costruzioni civili in CA, sono state gentilmente fornite dalle acciaierie Valbruna in Italia. La composizione chimica dell'acciaio provato è data in tabella 1.

Tabella 1 - Composizione chimica dell'acciaio inossidabile AISI304

	C	Si	Mn	P	S
AISI304	0.034	0.53	1.85	0.029	0.001
	N	Cr	Mo	Ni	N
	-	18.09	-	8.58	-

È bene precisare che le barre oggetto di studio sono quelle prodotte prima del 2008. Dopo tale data, le barre inox sono state prodotte con resistenze e caratteristiche diverse seguendo gli specifici requisiti fissati nella normativa tecnica italiana NTC2008 ad oggi vigente [10].

L'acciaio inox provato ha una tensione di snervamento di 790Mpa mentre la tensione massima è di 941Mpa.

Le barre provate hanno diametro (D) di 12mm e lunghezza libera (L) di 60mm o 132 mm date le snellezze (L/D) pari a 5 o 11 come mostrato in Fig.1. La distanza di estremità pari a 95mm è dovuta all'ingombro delle morse della macchina di prova MTS con cui si afferra il provino.

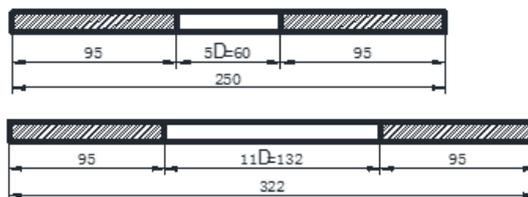


Figura 1 - Geometria dei campioni di barra AISI304 con diametro D di 12mm aventi snellezze 5 o 11. [mm]

### 2.2 Sistema di prova

La macchina universale di prova è una MTS 810 (Fig.2.) che può eseguire prove in controllo di spostamento. I carichi sono applicati solo assialmente alla barra durante le prove monotone o cicliche. Le prove sono state condotte a temperatura ambiente con velocità di carico di 60Mpa/s o di deformazione di 0.044mm/s.

Le prove condotte sono:

- 1) prove monotone di trazione o compressione per ottenere le principali caratteristiche meccaniche dell'acciaio (modulo elastico, tensioni di snervamento, tensione massima e allungamento massimo)
- 2) prove cicliche applicando storie di deformazione simmetriche e non simmetriche come in tabella 2.

In particolare le storie cicliche sono state applicate a campioni con snellezza 5 (XA1, XA2, XA5) o a campioni con snellezza 11 (XC1, XC 2, XC 5).

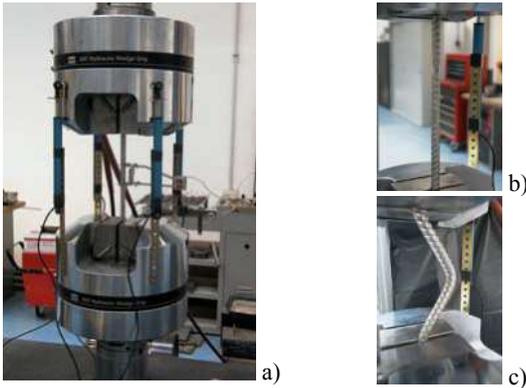


Figura 2 – Sistema di prova: a) macchina universale MTS 810 utilizzata per eseguire le prove monotone o cicliche sulle barre inox; b) provino rotto a trazione e c) provino con sbandamento in compressione (buckling).

Tabella 2 – Prove cicliche - Storie di deformazione ciclica applicate sulle barre inox con snellezza 5 (XA1, XA2, XA5) o snellezza 11 (XC1, XC2, XC5).

Prova	Massime deformazioni durante i cicli (%)										
XA1	0.2	-0.2	1.2	-0.3	1.0	0.4	2.3	1.1	1.9	1.4	2.5
XA2	0.4	0.0	0.6	-0.2	0.9	-0.1	2.3	1.4	2.0	1.0	2.6
XA5	0.4	-0.4	0.4	-0.4	0.4	-0.4	0.9	-0.3	1.0	-0.3	1.0
XC1	0.3	-0.3	1.7	-0.5	1.4	0.5	3.2	0.5	2.3	1.5	3.2
XC2	0.5	0.0	0.9	-0.3	1.4	-0.3	3.2	1.7	2.3	0.3	3.2
XC5	3(0.5, -0.5)		2(1.4, -0.5)		4(1.4, -1.4)						

### 3. MODELLO COSTITUTIVO TENSIONE-DEFORMAZIONE PER LE BARRE IN ACCIAIO INOSSIDABILE

Il modello ciclico proposto da Monti-Nuti [11] riesce a riprodurre molto bene il comportamento ciclico dell'acciaio al carbonio includendo anche il buckling delle barre compresse. I principali parametri utili a tarare questo modello sono la tensione e la deformazione di snervamento ( $\sigma_y$ ,  $\varepsilon_y$ ), il modulo elastico ( $E_0$ ) e il rapporto di incrudimento ( $b$ ) tra modulo elastico dopo e prima dello snervamento. Lo stesso modello con opportune modifiche, può simulare molto bene anche il comportamento delle barre in acciaio inossidabile includendo il buckling.

Gli autori in questo studio hanno utilizzato la versione originale del modello Monti-Nuti che si basa sulla curva scheletro del modello di Menegotto-Pinto [11]. Il legame proposto tra deformazione e tensione è di tipo esplicito ed ha

un chiaro significato fisico. Questo modello risulta di semplice implementazione numerica con ovvi vantaggi per l'uso di questo legame nei programmi di calcolo scientifici e professionali agli elementi finiti utili al progettista.

#### 3.1 La curva scheletro del modello Menegotto-Pinto

La relazione proposta da Menegotto e Pinto è di tipo esplicito [12]. Il legame tra tensioni e deformazioni della barra di acciaio lungo i rami della storia ciclica tra due successivi punti di inversione (semicicli), è definito mediante le relazioni 1-4.

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{\left[1 + \varepsilon^{*R}\right]^{1/R}} \quad (1)$$

Dove  $\sigma^*$  e  $\varepsilon^*$  sono i valori normalizzati delle tensioni e delle deformazioni correnti ( $\sigma$ ,  $\varepsilon$ ) considerando le coordinate dell'ultimo punto di inversione ( $\sigma_r$ ,  $\varepsilon_r$ ) e del punto di snervamento ( $\sigma_y$ ,  $\varepsilon_y$ ).

L'indice  $n$  per i diversi parametri riportati indica il ciclo  $n$ esimo mentre l'indice  $n+1$  il ciclo successivo all' $n$ esimo.

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r^n}{\varepsilon_y^{n+1} - \varepsilon_r^n} \quad (2)$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r^n}{\sigma_y^{n+1} - \sigma_r^n} \quad (3)$$

$b$  è il rapporto di incrudimento (rapporto tra modulo elastico all'incrudimento e modulo elastico iniziale) ed  $R$  è un parametro dato dalla relazione 4, che definisce la curvatura della porzione di curva che raccorda il ramo elastico con il ramo di incrudimento nell'intorno del punto di snervamento. Nella relazione 4  $R_0$ ,  $A_1$  e  $A_2$  sono dei parametri da calibrare in funzione delle curve sperimentali cicliche dell'acciaio studiato mentre  $\xi_{max}$  è la massima escursione plastica registrata (differenza tra deformazione dell'ultimo punto di inversione della storia di deformazione e deformazione di snervamento)

$$R = R_0 - \frac{A_1 \xi_{max}}{A_2 + \xi_{max}} \quad (4)$$

#### 3.2 Il modello Monti-Nuti

Il modello Monti-Nuti introduce quattro regole fondamentali (cinematica, isotropica, memoria e saturazione) per aggiornare i parametri del modello Menegotto-Pinto utili per descrivere ciascun ramo della storia ciclica compreso tra due successivi punti di inversione della storia di deformazione applicata.

Questi parametri sono: la posizione del punto di snervamento ( $\sigma_y$ ,  $\varepsilon_y$ ), il modulo elastico  $E$ , il rapporto di incrudimento ( $b$ ) e il raggio di curvatura ( $R$ ).

##### 3.2.1 Modello Monti-Nuti in assenza di buckling

La tensione di snervamento è data dalle espressioni 5 e 6:

$$\sigma_y^{n+1} = \sigma_y^n \text{sign}(-\xi_p^n) + \Delta\sigma_{KIM}^n \quad (5)$$

$$\Delta\sigma_{KIM}^n = P\Delta\sigma_k^n + (1-P)\Delta\sigma_{IM}^n \quad (6)$$

Dove  $\xi$  è la escursione plastica e P è un parametro definito sperimentalmente che pesa i contributi cinematico e isotropico

1) Regola cinematica

$$\Delta\sigma_K^n = \sum_{i=1}^n bE\xi_p^i \quad (7)$$

E è il modulo elastico.

2) Regola isotropica

$$\Delta\sigma_I^n = \left[ \sum_{i=1}^n |bE\xi_p^i| \text{sign}(\Phi_p^n) \right] \text{sign}(-\xi_p^n) \quad (8)$$

$\Phi_p$  è il lavoro plastico [11]

3) Regola di memoria

$$\gamma_p^n = \left\langle \xi_p^n - \xi_p^{\max} \right\rangle \text{sign}(\xi_p^n) \quad (9)$$

L'operatore  $\langle \rangle$  è la funzione "Heaviside step"

( $y = \langle x \rangle$ :  $y=x$ , se  $x>0$ ; altrimenti  $y=0$ )

La regola Isotropica e quella di Memoria si combinano nella 10:

$$\Delta\sigma_{IM}^n = \left[ \sum_{i=1}^n |bE\gamma_p^i| \text{sign}(\Phi_p^n) \right] \text{sign}(-\xi_p^n) \quad (10)$$

4) Regola di saturazione

Il comportamento non lineare dopo lo snervamento può essere definito con opportuni valori del rapporto di incrudimento b definito dalla 11 e dipende dalla sommatoria delle escursioni plastiche  $\gamma$  avvenute nei cicli precedenti.

$$b^{n+1} = b_0 e^{b_0 E \sum \gamma / (\sigma_y - \sigma_\infty)} \quad (11)$$

$b_0$  è il valore di b iniziale e  $\sigma_\infty$  è definito in [11] come  $1,5 \sigma_y$ .

### 3.2.2 Modello Monti-Nuti in presenza di buckling

La tensione di snervamento è definita per ogni ramo dalle espressioni 12-19. La regola cinematica e quella di memoria si combinano.

$$\sigma_y^{n+1} = \sigma_y^1 \text{sign}(-\xi_p^n) + \Delta\sigma_{KIM,b}^n \quad (12)$$

$$\Delta\sigma_{KIM,b}^n = P\Delta\sigma_{KM,b}^n + (1-P)\Delta\sigma_I^n \quad (13)$$

1) Regola di memoria e cinematica

$$\Delta\sigma_{KM,b}^n = \sum_{i=1}^n bE\gamma_p^i \quad (14)$$

2) Regola isotropica

$$\Delta\sigma_I^n = \left[ \sum_{i=1}^n |bE\xi_p^i| \text{sign}(\Phi_p^n) \right] \text{sign}(-\xi_p^n) \quad (15)$$

3) Regola di saturazione

$$b^+ = b_0^+ e^{b_0^+ E \sum \gamma / (\sigma_y - \sigma_\infty)} \quad (16)$$

$$b^- = \begin{cases} b_0^+ e^{b_0^+ E \sum \gamma / (\sigma_y - \sigma_\infty)}, & \sum \gamma \leq \gamma_s \\ b_0^- e^{b_0^- E \sum \gamma / (\sigma_y - \sigma_\infty)}, & \sum \gamma > \gamma_s \end{cases} \quad (17)$$

Il parametro  $\gamma_s$  è determinato con una formula empirica data nella [11] in funzione della snellezza L/D mentre  $\sigma_\infty$  dipende dalla snellezza e dalla tensione di snervamento [11]. I valori iniziali di  $b_0$  nella 17 sono diversi ed assumono valori positivi ( $b_0^+$ ) o negativi ( $b_0^-$ ) variando di fatto la pendenza del ramo incrudente da ramo incrudente positivo a ramo incrudente negativo (buckling).

Il parametro R è dato dalla 18:

$$R = \begin{cases} R_0^b - \frac{A_1^b \xi_{\max}}{A_2^b + \xi_{\max}} > R_1^b, & \text{in compressive branch in presence of buckling} \\ R_0 - \frac{A_1 \xi_{\max}}{A_2 + \xi_{\max}} & \text{others} \end{cases} \quad (18)$$

Dove si definiscono i parametri  $R_0^b$  e  $R_1^b$  in presenza di buckling come:

$$\begin{aligned} R_0^b &= R_0 - 2[L/D - 5] \\ R_0 &= \begin{cases} r_t R_0^1 & (\text{in tension}) \\ r_c R_0^1 & (\text{in compression}) \end{cases} \\ R_1^b &= 10[L/D - 5]b^+ \end{aligned}$$

Mentre i parametri  $A_1^b$ ,  $A_2^b$  sono determinati empiricamente sulla base delle prove eseguite.

Per meglio comprendere il calcolo di R si rimanda alle tabelle 3-4 dove vengono forniti i valori dei parametri  $R_0^1$ ,  $r_c$  e  $r_t$  determinati empiricamente per l'acciaio inox considerato.

Se i rami si invertono dalla compressione, il modulo elastico è definito dalla 19:

$$E_s = E_0 \left[ A_3 + (1 - A_4) e^{-A_4 \xi^2} \right] \quad (19)$$

Dove si pone:

$$A_3 = 1 + [(L/D)_{cr} - L/D] / 7.5$$

$$A_4 = 1000$$

$(L/D)_{cr}$  è il valore critico di snellezza che definisce il passaggio da comportamento a compressione con e senza buckling.

## 4 VALIDAZIONE DEL MODELLO MONTI-NUTI PER L'ACCIAIO INOSSIDABILE

### 4.1 Parametri adottati nella simulazione numerica

I valori dei parametri utili a tarare il modello Monti-Nuti per l'acciaio inossidabile sono stati ottenuti dalle prove monotone e da quelle cicliche. In Fig.3 sono rappresentate le curve monotone: la curva con etichetta XM è una prova monotona a trazione; le curve XMA e XMC sono curve monotone a compressione con snellezze (L/D) rispettivamente pari a 5 o a 11.

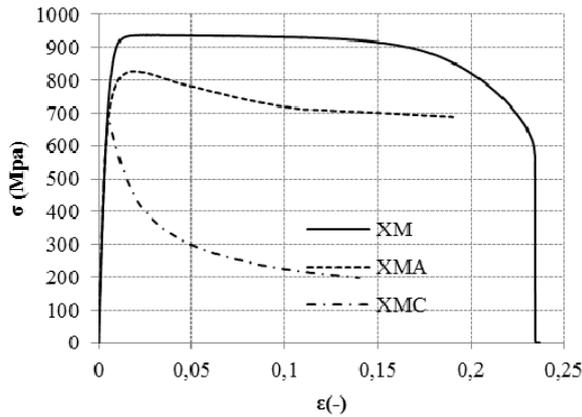


Figura 3 - Prove monotone su acciaio inox - Curve tensione-deformazione monotone a compressione (XMA snellezza 5, XMC snellezza 11) e a trazione (XM snellezza 5).

In Fig.3 si osserva che le tensioni di snervamento dell'acciaio inossidabile a trazione ed a compressione sono diverse [13]: il materiale risulta anisotropo a differenza dell'acciaio al carbonio che mostra lo stesso valore della tensione di snervamento a trazione ed a compressione. I valori delle tensioni di snervamento sono dati in tabella 3.

La snellezza della barra non ha influenza sul valore della tensione di snervamento a trazione mentre in compressione se si è superato lo snervamento, la curva tensione-deformazione tende a un certo valore di tensione (asintoto). Più è grande la snellezza e più è piccolo il valore di tensione limite a cui tende il ramo.

Il parametro che definisce meglio il comportamento a compressione della barra non è la semplice snellezza  $L/D$  ma il parametro  $L/D \cdot f_y^{0.5}$  [14]. Dalle prove sull'acciaio al carbonio con tensione di snervamento nominale  $f_y=440\text{Mpa}$  il buckling delle barre avviene se la loro snellezza  $L/D$  supera il valore critico di 5 [11]. Lo stesso valore critico di snellezza non vale per l'acciaio inossidabile visto che il fenomeno del buckling dipende anche dalla tensione di snervamento dell'acciaio considerato [14].

Se però si assume che il buckling per l'acciaio inox segua la stessa fenomenologia osservata per l'acciaio al carbonio [14], poiché la tensione di snervamento dell'acciaio inox è superiore a quello dell'acciaio al carbonio, si può definire un valore critico della snellezza  $(L/D)_{cr}$  grazie alla relazione 20:

$$(L/D)_{cr} = 5\sqrt{440/\sqrt{f_y}} \quad (20)$$

Se si pone  $f_y=700\text{Mpa}$  (tensione di snervamento dell'acciaio inox a compressione) nella relazione 20 si ottiene una snellezza critica dell'acciaio inox di circa 4: un valore critico minore di quello pari a 5 trovato per l'acciaio al carbonio.

Questa considerazione è molto importante in quanto se si usasse tale acciaio inox nelle strutture in CA, a parità di diametro delle barre longitudinali presenti negli elementi strutturali, si dovrebbero adottare dei passi delle staffe minori rispetto a quelli calcolati per le barre in acciaio al carbonio.

Si ricorda comunque che dal 2008 l'acciaio inox deve seguire i requisiti della NTC 2008 mentre l'acciaio provato è stato prodotto prima del 2008.

Inoltre si osserva in tabella 3 che l'acciaio inox ha un modulo elastico e un rapporto di incrudimento  $b$  più piccoli rispetto a quelli dell'acciaio al carbonio, che ha modulo elastico ( $E$ ) e parametro  $b$  rispettivamente uguali a 200000Mpa e circa 0.02.

Le prove sperimentali cicliche sulle barre inox con snellezza 5 (XA1, XA2, XA5) o 11 (XC1, XC2, XC5) sono rappresentate nelle figure 4-9. Si osserva anche nelle prove cicliche un comportamento non simmetrico a trazione ed a compressione.

I parametri adottati nel modello Monti-Nuti devono quindi essere opportunamente tarati per l'acciaio inossidabile in base alle prove cicliche e monotone come mostrato nelle tabelle 3 e 4 distinguendo i parametri per i rami a compressione da quelli per i rami a trazione.

In tabella 4 per determinare  $R$  (relazione 18) per ciascuna prova ciclica sono dati  $R_0^1$  e  $r_t$ ,  $r_c$  per i rami a trazione e per quelli a compressione. Per le prove XA1, XA2, XA5 (provini con snellezza 5) si è assunto nella 18,  $A_1$  pari a 12 in tensione (invertendo da un ramo a compressione) o 11 in compressione (invertendo da un ramo in trazione) e  $A_2$  è pari a 0.001 sia in tensione che in compressione.

Differentemente per le prove XC1, XC2, XC5 (provini con snellezza 11) si assume nella 18,  $A_1$  pari a 12 sia in tensione che in compressione e  $A_2$  è pari a 0.001 in tensione o 0.01 in compressione.

In tabella 3 per ciascuna prova ciclica sono date la tensione iniziale di snervamento a trazione ( $f_y^t$ ) ed a compressione ( $f_y^c$ ) da aggiornare ad ogni ciclo.

$P$  è assunto pari a 0.5 in quanto si ritiene che in presenza o in assenza di buckling la regola cinematica e la isostropica abbiano lo stesso peso nella evoluzione della tensione di snervamento per ogni semiciclo.

Tabella 3 – Modello numerico Monti Nuti calibrato per l'acciaio inox Parametri fondamentali del modello assunti per simulare le prove sperimentali su inox cicliche –parte 1

Prova	L/D	$f_y^t$ (Mpa)	$f_y^c$ (Mpa)	E0 (Mpa)	b (-)
XA1	5	900	700	160000	0.01
XA2	5	900	700	160000	0.01
XA5	5	900	700	160000	0.01
XC1	11	900	700	160000	0.01
XC2	11	900	700	160000	0.01
XC5	11	900	700	160000	0.01

Tabella 4 – Modello numerico Monti Nuti calibrato per l'acciaio inox Parametri fondamentali del modello assunti per simulare le prove sperimentali su inox cicliche –parte 2

Prova	$R_0^1$	$r_t$	$r_c$	P
XA1	5	3	2.5	0.5
XA2	5	3	2.5	0.5
XA5	5	3	2.5	0.5
XC1	5	3	4	0.5
XC2	5	3	4	0.5
XC5	5	3	4	0.5

#### 4.2 Confronto tra curve sperimentali e numeriche che descrivono il comportamento dell'acciaio inossidabile

Le curve numeriche tensione-deformazione descritte dal modello Monti-Nuti opportunamente tarato per l'acciaio inox come detto in 4.1, sono state confrontate con quelle sperimentali nelle Fig. 4 -9.

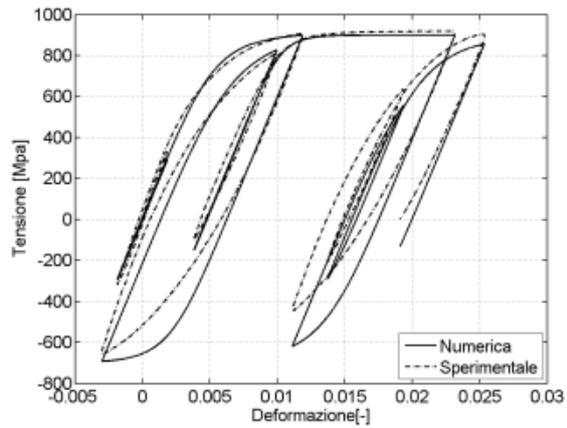


Figura 4 - Prove cicliche – confronto tra modello numerico Monti-Nuti e prova sperimentale- legame tensione-deformazione per barra inox snellezza 5- prova con storia deformazioni tipo XA1

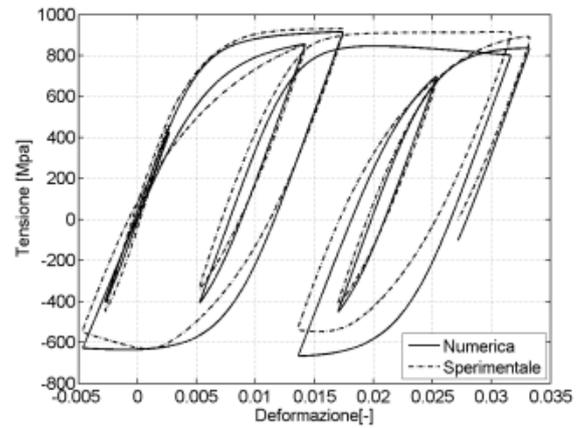


Figura 7 - Prove cicliche – confronto tra modello numerico Monti-Nuti e prova sperimentale- legame tensione-deformazione per barra inox snellezza 11- prova con storia deformazioni tipo XC1

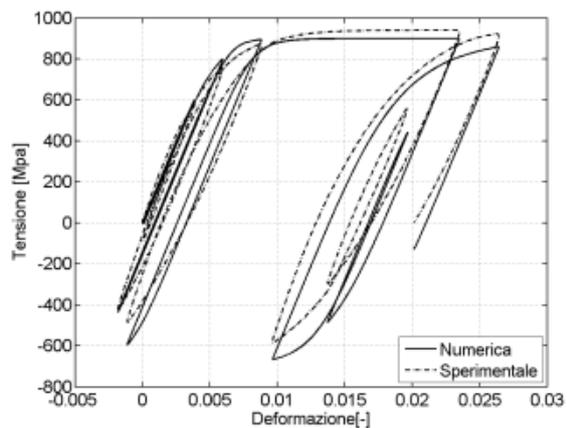


Figura 5 - Prove cicliche – confronto tra modello numerico Monti-Nuti e prova sperimentale- legame tensione-deformazione per barra inox snellezza 5- prova con storia deformazioni tipo XA2

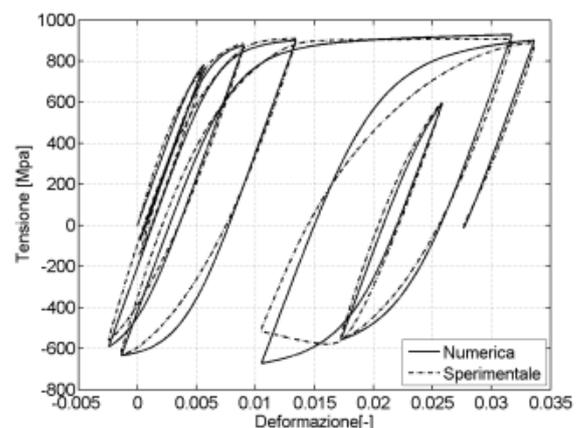


Figura 8 - Prove cicliche – confronto tra modello numerico Monti-Nuti e prova sperimentale- legame tensione-deformazione per barra inox snellezza 11- prova con storia deformazioni tipo XC2

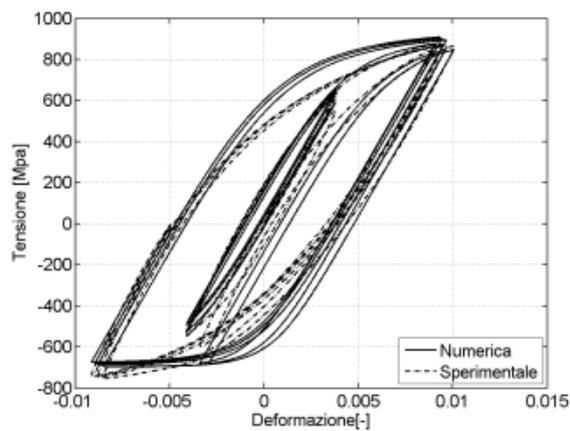


Figura 6 - Prove cicliche – confronto tra modello numerico Monti-Nuti e prova sperimentale- legame tensione-deformazione per barra inox snellezza 5- prova con storia deformazioni tipo XA5

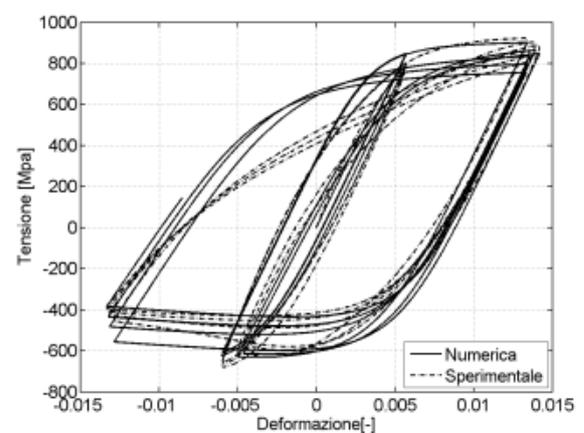


Figura 9 - Prove cicliche – confronto tra modello numerico Monti-Nuti e prova sperimentale- legame tensione-deformazione per barra inox snellezza 11- prova con storia deformazioni tipo XC5

Nelle figure si indicano con il tratteggio le curve sperimentali mentre con il tratto continuo quelle numeriche ottenute con il modello Monti-Nuti. Se la snellezza è pari a 11 il buckling si manifesta chiaramente come si vede nella Fig. 9. Le curve numeriche continue sono in buon accordo con le sperimentali tratteggiate sia in assenza che in presenza di buckling. Il modello Monti-Nuti funziona bene anche per l'acciaio inox.

## 5 CONCLUSIONI

Sulla base dei dati sperimentali ottenuti dalla campagna di prove monotone e cicliche sull'acciaio inossidabile austenitico AISI304 prodotto in Italia prima del 2008, è possibile calibrare opportunamente il modello ciclico proposto da Monti e Nuti che descrive in modo esplicito la relazione tra tensioni e deformazioni durante i cicli considerando anche il buckling delle barre compresse.

Le principali conclusioni tratte in questo studio sono:

1) L'acciaio al carbonio e quello inossidabile si comportano in modo diverso se soggetti alle stesse prove monotone o cicliche.

2) L'acciaio inossidabile ha una tensione di snervamento a trazione diversa da quella a compressione mentre l'acciaio al carbonio presenta lo stesso valore di tensione di snervamento a trazione e a compressione.

3) La tensione di snervamento dell'acciaio inossidabile è più grande di quella dell'acciaio al carbonio sia a trazione che a compressione.

4) La snellezza critica delle barre in acciaio inox, valore che definisce il passaggio tra snellezze che inducono fenomeni di buckling e snellezze per cui il buckling non si manifesta, è più piccola di quella determinata per l'acciaio al carbonio. Quindi le staffe o le spirali negli elementi strutturali con barre longitudinali in acciaio inox al fine di impedire il buckling delle barre compresse, devono avere passi più stretti rispetto a quelli calcolati per le barre longitudinali in acciaio al carbonio.

5) Il modello Monti-Nuti può simulare accuratamente il comportamento ciclico tensione-deformazione dell'acciaio inox in assenza e in presenza di buckling. Occorre però considerare le asimmetrie del comportamento a trazione ed a compressione utilizzando un maggior numero di parametri.

Ad oggi sono in corso delle campagne sperimentali con prove monotone e cicliche presso la università di Roma Tre sul nuovo acciaio inox prodotto in Italia dopo il 2008 e conforme alla vigente norma tecnica italiana.

### Ringraziamenti

Si ringraziano le Acciaierie Valbruna che hanno fornito le barre in acciaio inossidabile. La ricerca è parzialmente finanziata da CSC (China Scholarship Council) e dalla protezione civile Italiana RELUIS Project 2009-2012 AT-1 TASK1.1.2.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] KNUDSEN, A., et al (1998): Cost-effective enhancement of durability of concrete structures by intelligent use of stainless steel reinforcement. In: Conference on Corrosion and rehabilitation of reinforced concrete structures
- [2] ZHOU, Y., et al (2010): Mechanical and low-cycle fatigue behavior of stainless reinforcing steel for earthquake engineering applications. In: Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 9 No. 3, pp. 449-457.
- [3] WANG, Y., et al. (2010): A Review of Current Applications and Research of Stainless Steel Structures. In: Steel Structures, 25 No. 2, pp. 1-12.
- [4] HILL, H. (1944): Determination of Stress-Strain Relations from "Offset" Yield Strength Values. DTIC Document.
- [5] TAO, Z., et al (2011): Nonlinear analysis of concrete-filled square stainless steel stub columns under axial compression. In: Journal of Constructional Steel Research, 67 No. 11, pp. 1719-1732.
- [6] RASMUSSEN, K.J.R. (2003): Full-range stress-strain curves for stainless steel alloys. In: Journal of Constructional Steel Research, 59 No. 1, pp. 47-61.
- [7] GARDNER, L. AND D. NETHERCOT (2004): Experiments on stainless steel hollow sections—Part 1: Material and cross-sectional behavior. In: Journal of Constructional Steel Research, 60 No. 9, pp. 1291-1318.
- [8] QUACH, W., J. TENG, AND K. CHUNG (2008): Three-stage full-range stress-strain model for stainless steels. In: Journal of Structural Engineering, 134 No. 9, pp. 1518-1527.
- [9] ALBANESI, T., D. LAVERATO, AND C. NUTI (2006): Prove sperimentali monotone e cicliche su barre di acciaio inox. In: Sperimentazione su materiali e strutture, Convegno nazionale, pp. 357-366.
- [10] MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI DM 14 gennaio 2008
- [11] MONTI, G. AND C. NUTI (1992): Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling. In: Journal of Structural Engineering, 118No. 12, pp. 3268-3284.
- [12] MENEGOTTO, M (1973): Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. In: Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads..
- [13] VAN DEN BERG, G.J.: The effect of the non-linear stress-strain behavior of stainless steels on member capacity. In: Journal of Constructional Steel Research, 54(2000) No. 1, pp. 135-160.
- [14] DHAKAL, R.P. AND K. MAEKAWA (2002): Modeling for post yield buckling of reinforcement. In: Journal of Structural Engineering, 128No. 9, pp. 1139-1147.



# MODELLAZIONE NUMERICA DI PILASTRI IN CEMENTO ARMATO CON ARMATURA CORROSA, SOGGETTI AD AZIONE CICLICA

Alessandro Marzucchini<sup>1</sup>, Alberto Meda<sup>1</sup>, Zila Rinaldi<sup>1</sup>, Paolo Riva<sup>2</sup>

1 Dipartimento di Ingegneria Civile e Ingegneria Informatica, Università di Roma "Tor Vergata"

2. Dipartimento di Ingegneria, Università di Bergamo

## SOMMARIO

L'analisi delle strutture danneggiate da sisma ha evidenziato come, spesso, carenti proprietà meccaniche, e mancanza di dettagli costruttivi si accompagnano a presenza di corrosione delle barre di armatura. Tale fenomeno, principale responsabile del degrado delle strutture in c.a. in condizioni non eccezionali, può avere notevoli ripercussioni sul comportamento sismico, inducendo pericolose localizzazioni di deformazioni e variazioni di resistenza e capacità rotazionale. Obiettivo del presente lavoro è la valutazione dell'influenza della corrosione delle barre di armatura sul comportamento ciclico di pilastri in cemento armato attraverso un modello numerico, opportunamente calibrato. In particolare il fenomeno della corrosione è simulato tenendo conto sia delle variazioni geometriche che di quelle meccaniche delle barre di armatura. Il modello è validato attraverso un confronto con i risultati di una campagna sperimentale condotta presso l'Università di Bergamo, su pilastri in scala reale. L'analisi comparativa evidenzia come il modello numerico sia in grado di cogliere fedelmente la risposta sperimentale.

## NUMERICAL MODELING OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH CORRODED REBARS UNDER CYCLIC LOADS

### SUMMARY

The analysis of structures damaged by seismic actions has shown how, very often, poor mechanical properties, and lack of structural detailing are combined to the corrosion presence in the rebars. This phenomenon, main cause of degradation in r.c. structures in non exceptional conditions, can have significant effects on the seismic behaviour, leading to dangerous strain localizations and variations of strength distribution and rotation capacity. Aim of the present work is the numerical evaluation of the influence of the corrosion of steel rebars on the cyclic behaviour of r.c. columns. The corrosion phenomenon is simulated accounting for both the geometrical and mechanical variations of the bar properties. The model is validated through a comparison with the results of an experimental campaign carried out at the University of Bergamo, on full-scale elements. The comparative analysis highlights the effectiveness of the numerical model in simulating the experimental response.

## 1. INTRODUZIONE

La valutazione della vita utile di strutture in cemento armato soggette a corrosione delle barre di armatura è un tema quanto mai attuale, in attesa di una chiara definizione.

Le conseguenze strutturali del fenomeno della corrosione sono molteplici; oltre all'ovvia riduzione della sezione resistente delle barre, può verificarsi una riduzione di duttilità delle stesse ([1], [2]). La formazione degli ossidi, inoltre, può causare fessurazione e localizzazione di tensioni, ed influenzare il comportamento d'aderenza ([3], [4], [5]).

La rilevanza di tale tematica, e la sua ripercussione in ambito economico, è testimoniata dai molti studi presenti in letteratura, generalmente rivolti allo studio di elementi trave in c.a. o in precompresso, soggetti ad azioni statiche ([6], [7], [8], [9], [10], [11], [12]). La previsione della capacità portante di elementi in cemento armato soggetti a corrosione delle barre di armatura è generalmente condotta con approcci semplificati, basati sulla riduzione di area d'acciaio. Tali metodologie, seppur idonee alla determinazione del carico ultimo, possono essere non adatte, o addirittura fuorvianti nella definizione della duttilità locale e globale. Il comportamento ciclico di barre d'armatura corrosa è stato studiato da alcuni autori ([13], [14], [15], [16]); un minor numero di ricerche sono dedicate alla risposta ciclica di elementi con armatura corrosa ([17], [18], [19], [20]).

Scopo del presente lavoro è la valutazione del comportamento strutturale di pilastri in c.a. con armatura corrosa, soggetti a carichi ciclici, attraverso modellazioni numeriche. Particolare cura è posta nella definizione del modello tridimensionale e, nella simulazione della corrosione delle barre, attraverso variazione del legame costitutivo dell'acciaio.

Il modello numerico è infine validato attraverso un confronto con risultati ottenuti da una campagna sperimentale svolta presso l'Università di Bergamo.

## 2. INDAGINE SPERIMENTALE

La valutazione sperimentale del comportamento ciclico di un pilastro con armatura corrosa è stata eseguita presso l'Università di Bergamo [21]. In particolare sono stati realizzati due pilastri di altezza pari a 1.8 m, caratterizzati da sezione quadrata (300x300mm<sup>2</sup>) e armati con 4 barre Ø16mm. Le armature trasversali sono costituite da staffe Ø8mm poste ad interasse pari a 300mm (Fig. 1). I materiali adottati sono tipici delle costruzioni anni '60 '70 in Italia, ossia calcestruzzo con resistenza cubica media pari a 20 MPa, e acciai classificabili come B500C, con resistenze medie di snervamento e ultima pari a 520 MPa e 620 MPa, rispettivamente. Un pilastro, denominato CC, è stato corrosa

artificialmente al fine di ottenere una perdita di massa pari a circa il 20% nelle barre longitudinali. L'armatura trasversale, opportunamente protetta, non è stata soggetta a corrosione. Il secondo campione, denominato UC è stato adottato come riferimento. Dettagli sulla modalità di conferimento della corrosione possono essere trovati in [21] e sono riassunti in Figura 1b. A seguito della prova le barre estratte hanno mostrato, come atteso, una corrosione dell'ordine del 20% in perdita di massa con presenza di pitting.

Il set-up di prova è rappresentato in Figura 2, insieme alla storia di carico ciclico assegnata. Una forza orizzontale è

stata impressa alla colonna, ad una quota pari a 1.5m dallo spiccato di fondazione, attraverso un martinetto elettromeccanico da 500 kN, in presenza di un carico assiale costante pari a 400 kN. Gli spostamenti sono misurati con un sistema di trasduttori illustrati in Figura 3a.

I diagrammi carico-drift (definito come rapporto tra spostamento orizzontale e altezza del pilastro) dei pilastri corroso e non corroso sono posti a confronto in Figura 3b.

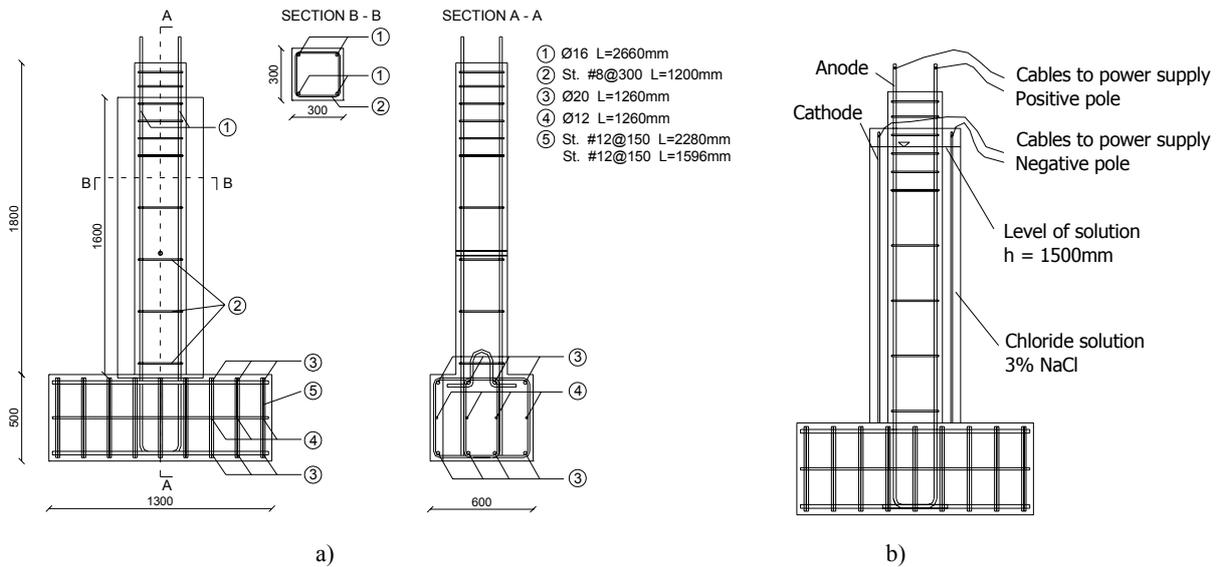


Figura 1. a) Geometria dei campioni, b) modalità di conferimento della corrosione

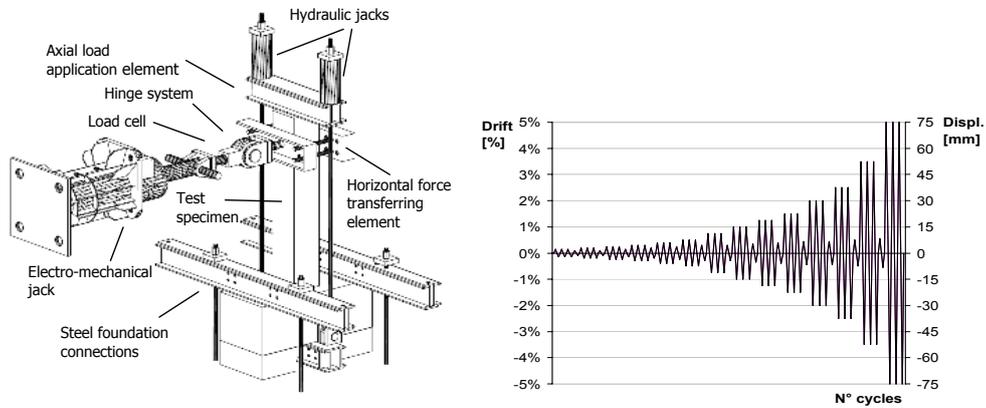


Figura 2. Set-up di prova e storia di carico

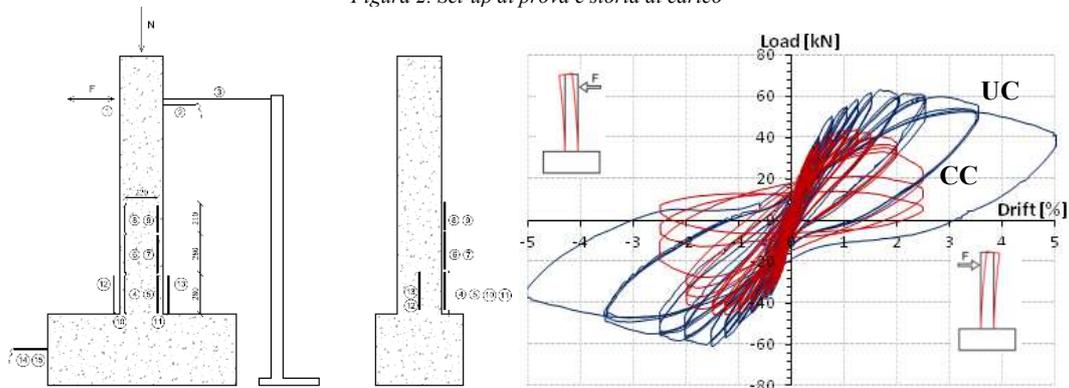


Figura 3. a) Strumentazione; b) Diagramma carico spostamento sperimentale: confronto risultati forza-drift

### 3. MODELLAZIONE NUMERICA

Le prove sperimentali sono state simulate con una analisi numerica non lineare, al fine di definire i meccanismi che governano la risposta di pilastri in c.a. con corrosione delle armature, soggetti a carichi ciclici. Particolare cura è stata posta nella modellazione della corrosione delle barre, al fine di riprodurre i principali effetti strutturali.

#### 3.1 Analisi numerica del pilastro non corrosivo soggetto a carico ciclico

Le analisi numeriche sono state eseguite con il codice ad Elementi Finiti Diana 9 [22]. Inizialmente è stato studiato il comportamento del pilastro non corrosivo soggetto a carico ciclico.

Il calcestruzzo in compressione è stato modellato con il legame di Maekawa Modificato. La resistenza di picco è stata definita sulla base dei risultati sperimentali illustrati nel precedente paragrafo (resistenza cubica media pari a 20 MPa). Il modello adottato risulta particolarmente adatto alla descrizione del comportamento ciclico essenzialmente per due ragioni. In primo luogo il legame tiene conto sia del danno che della plasticità, essendo in grado di simulare sia il degrado di rigidità che la presenza di deformazioni irreversibili (Fig. 4). Il modello consente, inoltre, all'atto della inversione del carico, tramite la scelta opzionale "crack-reclosing", di valutare il graduale aumento della tensione alla richiusura della fessura e quindi la riattivazione del calcestruzzo ed il progressivo irrigidimento del pilastro. Questo effetto graduale contribuisce alla definizione del ramo di "pinching", che ha effetti sulla capacità dissipativa dell'elemento. Le caratteristiche descritte permettono di tracciare curve carico-drift nella fase unloading-reloading in accordo con le evidenze sperimentali.

Il comportamento a trazione è stato definito attraverso un modello "Total Strain Rotating Crack" che fornisce una relazione tensione-deformazione per il comportamento pre-picco e tensione-apertura di fessura per il comportamento post-picco.

L'acciaio delle barre di armatura è stato modellato con un relazione elasto-incrudente i cui parametri (resistenza di snervamento = 520 MPa, resistenza ultima = 620 MPa e deformazione ultima = 14%) sono stati determinati sperimentalmente.

Il modello geometrico realizzato con DIANA (Fig. 5 e Fig. 6) rappresenta fedelmente la geometria dei pilastri sperimentati (Fig. 2), sia in termini di carichi, che di vincoli e disposizione delle armature.

Sono stati utilizzati elementi solidi a otto nodi (brick HE8), con un nodo in corrispondenza di ciascuno spigolo del parallelepipedo, con tre gradi di libertà per nodo (Fig.7b). L'armatura è stata modellata come elemento monodimensionale a due nodi, ipotizzando la perfetta aderenza tra il calcestruzzo ed acciaio. La mesh utilizzata, di dimensione  $50 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$ , è mostrata in Figura 7a. Nelle analisi si tiene conto di eventuali non linearità geometriche.

Il pilastro è soggetto ad un carico assiale costante pari a 400 kN (Par. 2), e ad una storia di carico orizzontale, in controllo di spostamento in accordo con le modalità sperimentali, riassunta in Figura 8 in termini di drift - numero di cicli.

I valori di drift, (rapporto tra lo spostamento massimo della sommità del pilastro e la sua altezza) evidenziati in Figura 8 e denominati  $s_{cr}$ ,  $s_y$  e  $s_u$  indicano rispettivamente il drift al raggiungimento dello stadio di fessurazione del calcestruzzo, dello snervamento dell'armatura ed infine della condizione di collasso.

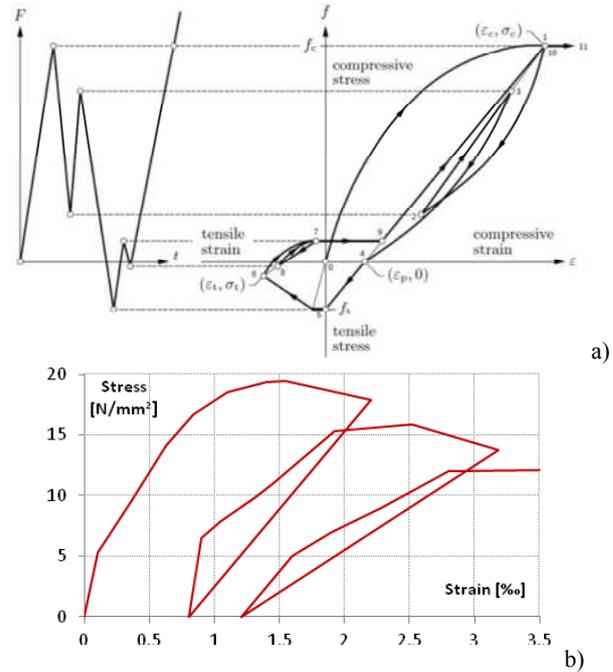


Figura 4. Modello di Maekawa modificato [22]; a) modello generale, b) specifica applicazione

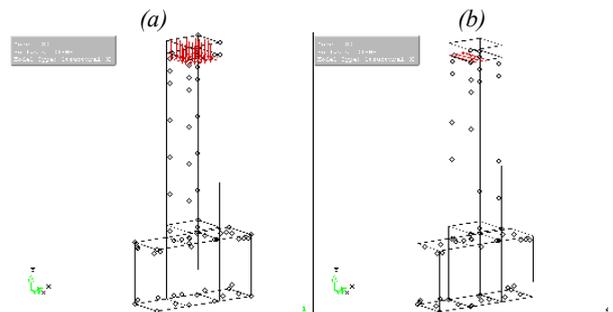


Figura 5. Modellazione numerica: a) carico assiale costante pari a 400 kN; b) carico trasversale ciclico

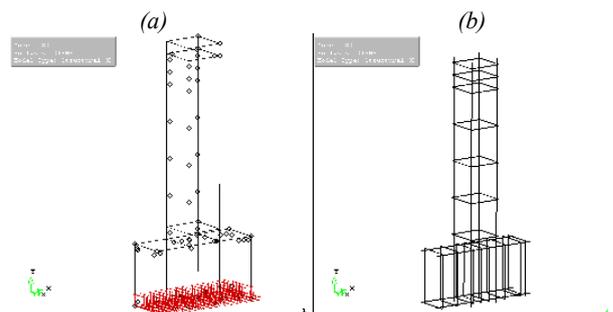


Figura 6. Modellazione numerica: a) vincoli; b) armature

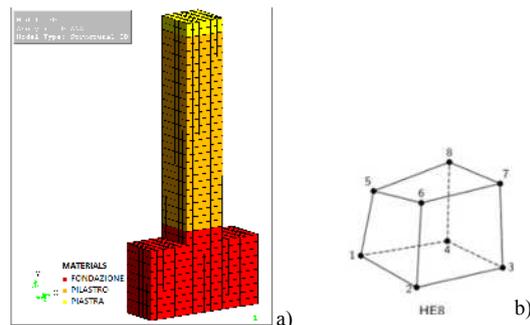


Figura 7. b) Elemento "brick HE8"; b) Mesh adottata

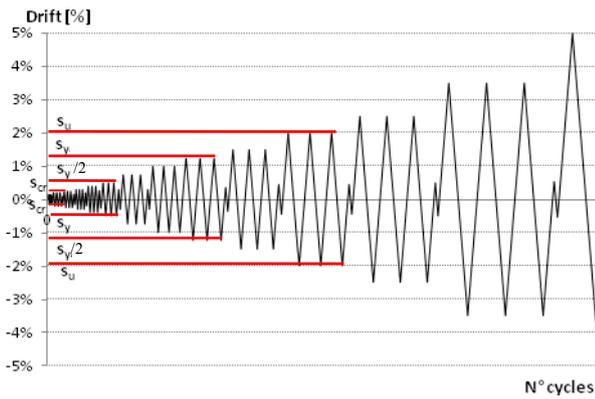


Figura 8. Storia di carico orizzontale adottata per la campagna sperimentale e per l'analisi numerica

I diagrammi carico-spostamento, relativi a diversi cicli di carico, sono riportati in Figura 9. In particolare in Figura 9a è illustrato il comportamento per livelli di spostamento fino allo spostamento di fessurazione  $s_{cr}$ ; in Figura 9b il comportamento per spostamenti fino a  $s_y/2$ , essendo  $s_y$  lo spostamento di snervamento. La risposta del pilastro per spostamenti dell'ordine dello snervamento ( $s_y$ ) e a rottura ( $s_u$ ), verificatisi numericamente per drift dell'ordine del 2%, è illustrata in Figura 9c e 9d.

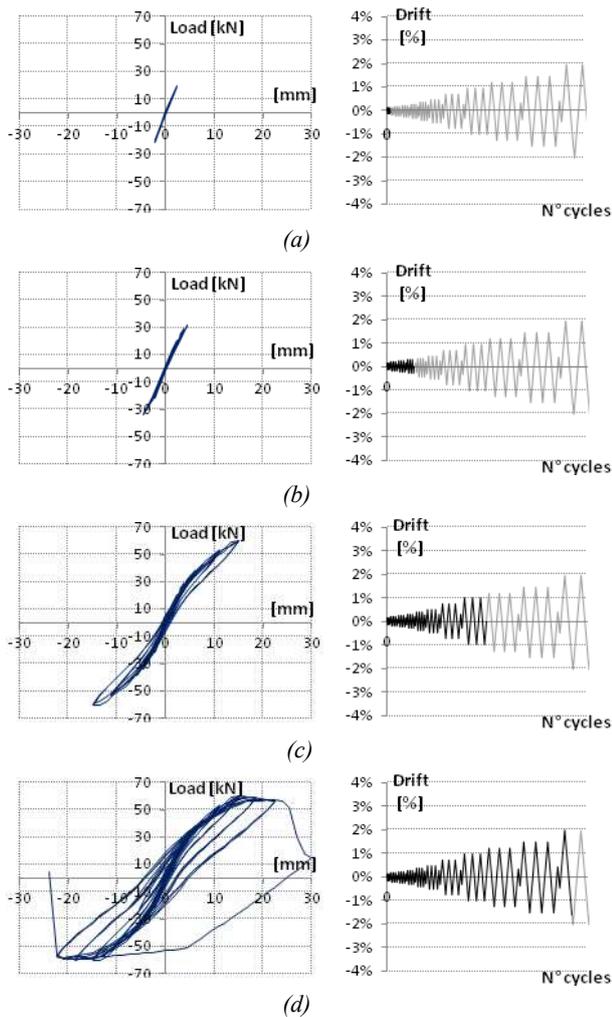


Figura 9. Pilastro non Corroso: diagramma carico-spostamento; a) cicli di spostamento fino a  $s_{cr}$ ; b) cicli di spostamento fino a  $s_y/2$ ; c) cicli di spostamento fino a  $s_y$ ; d) cicli di spostamento fino a  $s_u$ .

### 3.2 Analisi numerica del pilastro corroso soggetto a carico ciclico

Il modello sviluppato per l'analisi del comportamento ciclico del pilastro non corroso è stato adottato per la simulazione della risposta dell'elemento soggetto a corrosione.

Il degrado delle caratteristiche meccaniche e fisiche delle barre di armatura corrose viene simulato, in questo studio, ed in accordo con [23] variando il legame costitutivo dell'acciaio, mantenendo costante la sezione nominale.

In particolare si adottano le leggi di variazione di resistenza di snervamento, ultima e di deformazione ultima proposte in [23] e riassunte in Figura 10 in funzione del livello di corrosione. Nel caso specifico, facendo riferimento alla perdita di massa misurata sperimentalmente (20%) e alla presenza di pitting, si ottiene, una resistenza di snervamento ridotta di circa il 40% (e quindi  $f_y = 0.6 \cdot 520 = 312 \text{MPa}$ ), una resistenza ultima ridotta del 45% ( $f_u = 0.55 \cdot 620 = 341 \text{MPa}$ ) e una deformazione ultima ridotta dell'85% ( $\epsilon_u = 0.15 \cdot 14\% = 2.1\%$ )

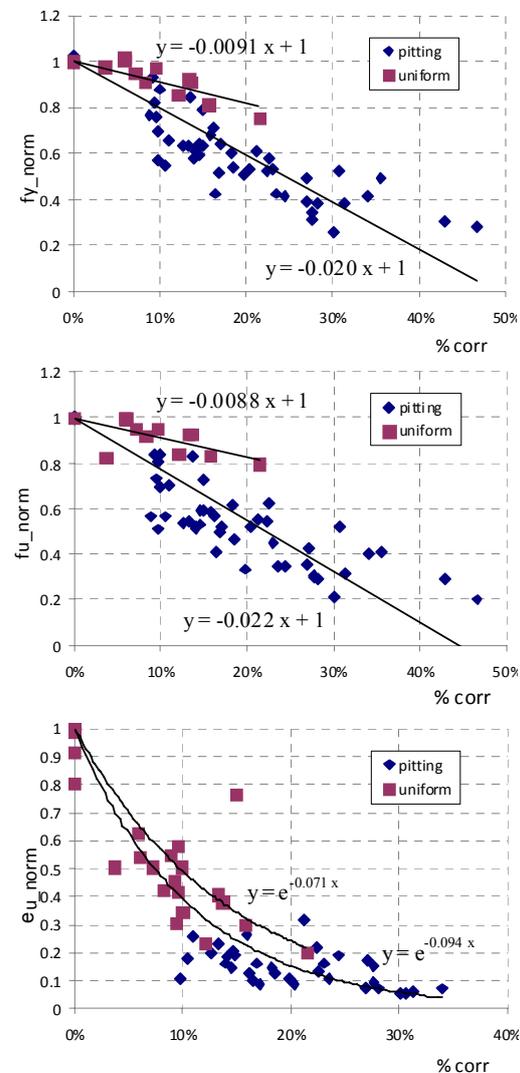


Figura 10. Leggi di degrado delle proprietà meccaniche delle barre corrose [22]

Il legame costitutivo del calcestruzzo, la discretizzazione dell'elemento ed i carichi assegnati restano invariati rispetto al caso non corroso di riferimento. In particolare, il pilastro è

sogetto ad un carico verticale pari a 400 kN e alla storia di carico orizzontale, espressa in termini di spostamento, in Figura 8.

I risultati ottenuti, in termini di diagrammi forza-spostamento sono riportati in Figura 11. In particolare la risposta del pilastro fino a spostamenti di fessurazione  $s_{cr}$ , è diagrammata in Figura 11a, l'evoluzione ciclica fino a spostamenti pari alla metà dello spostamento di snervamento è illustrata in Figura 11b, il comportamento per spostamenti dell'ordine dello snervamento è indicato in Figura 11c, l'intera curva, fino alla crisi, è evidenziata in Figura 11c.

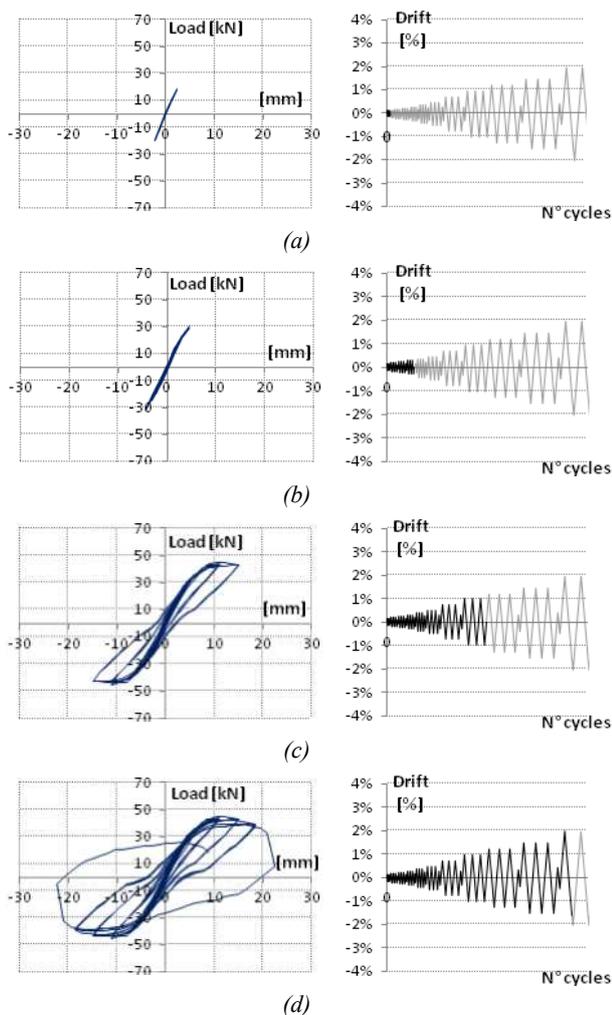


Figura 11. Pilastro Corroso: diagramma carico-spostamento; a) cicli di spostamento fino a  $s_{cr}$ ; b) cicli di spostamento fino a  $s_y/2$ ; c) cicli di spostamento fino a  $s_y$ ; d) cicli di spostamento fino a  $s_u$

### 3. CONFRONTI TRA MODELLAZIONE NUMERICA E RISULTATI SPERIMENTALI

Il modello numerico sviluppato è validato attraverso il confronto con i risultati sperimentali.

#### 3.1. Pilastro non corrosivo

In Figura 12 sono sovrapposte le curve carico-drift numerica e sperimentale, relativa al pilastro di riferimento non corrosivo.

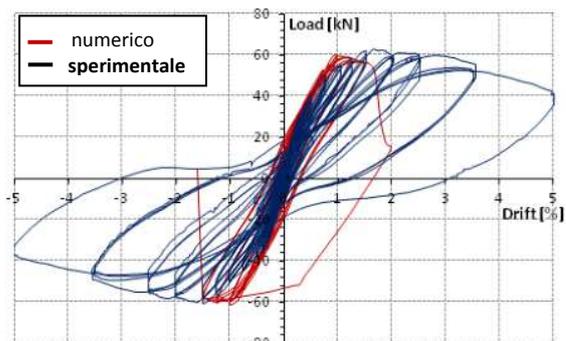


Figura 12. Pilastro non corrosivo: confronto numerico-sperimentale

Nelle successive figure, per semplicità di comprensione, sono sovrapposti i risultati delle due procedure (numerica e sperimentale) in relazione a drift pari allo 0.3%, 0.7% e 1.5%. Il confronto evidenzia un buon accordo tra i risultati durante l'intera storia di carico, fino a drift dell'ordine dell'1.5%. Le analisi numeriche si interrompono in corrispondenza di un drift pari al 2%, ovvero di uno spostamento di 30 mm, a causa dell'elevato danneggiamento, contrariamente alla risposta sperimentale che fornisce spostamenti ultimi dell'ordine di 50 mm, ma con forte degrado di rigidezza.

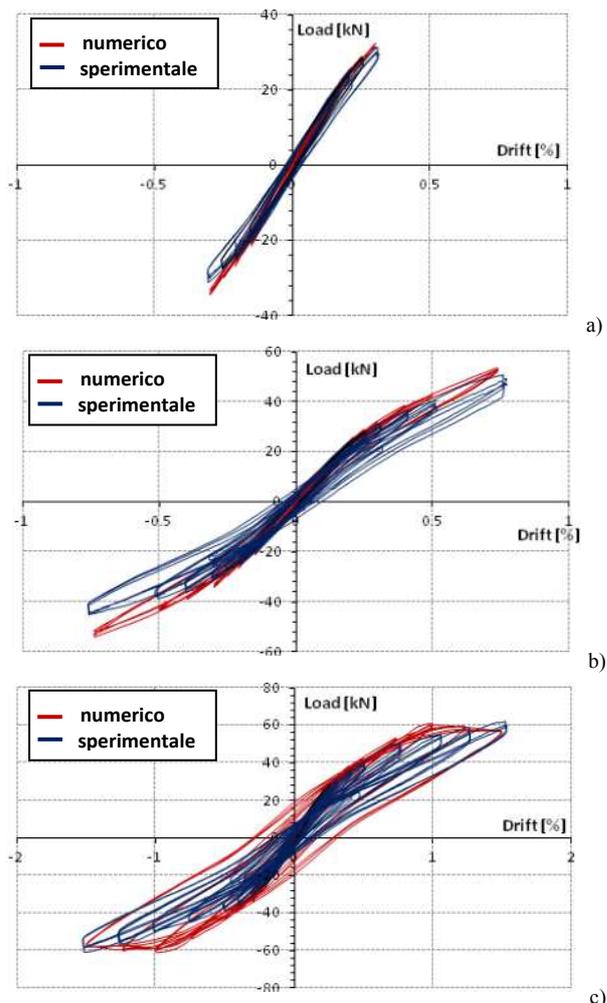


Figura 13. Pilastro non corrosivo: confronto numerico-sperimentale; a) 0.3% drift; b) 0.75% drift; c) 1.5% drift

### 3.1. Pilastro corroso

Il comportamento ciclico sperimentale e numerico del pilastro corroso è riassunto in Figura 14, in termini di legame carico-drift.

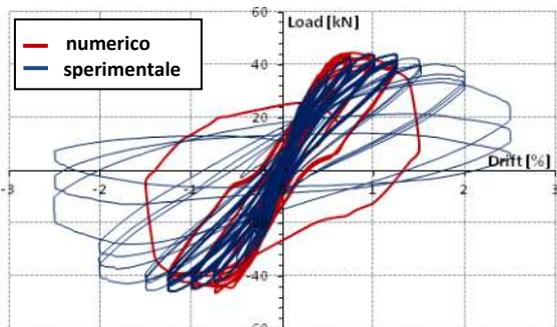


Figura 14. Pilastro corroso: confronto numerico-sperimentale

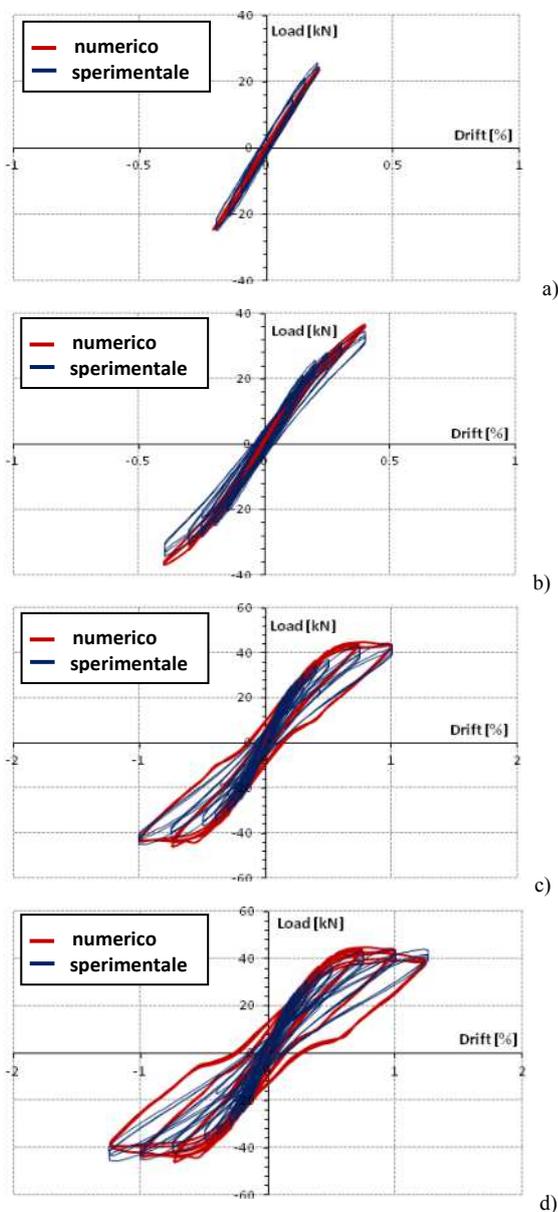


Figura 15. Pilastro corroso: confronto numerico-sperimentale a) 0.2% drift; b) 0.4% drift; c) 1% drift; d) 1.25% drift.

L'efficacia della modellazione, sviluppata tenendo conto della corrosione come variazione di legame costitutivo delle barre, a parità di sezione nominale, durante la storia di carico, fino a drift dell'ordine dell'1.25% è evidenziato nelle successive figure, in cui sono sovrapposti i risultati relativi a drift dello 0.2 % (Fig. 15a), dello 0.4% (Fig. 15b), dell'1% (Fig. 15c) e dell'1.25% (Fig. 15d). Le analisi numeriche si interrompono in corrispondenza di un drift appena superiore all'1.25%, ovvero per uno spostamento di circa 19 mm. Il comportamento sperimentale evidenzia, invece spostamenti superiori, ma elevatissimo degrado di rigidità negli ultimi cicli (Fig. 14). Il carico massimo, pari a circa 45 kN è perfettamente colto dal modello.

E' infine utile evidenziare come la modellazione effettuata, colga la modalità di crisi. In Figura 16 è infatti mostrata la deformata relativa all'ultimo step di carico ottenuta numericamente e la situazione verificatasi in Laboratorio. Appare ben evidente la zona soggetta ad espulsione di calcestruzzo.

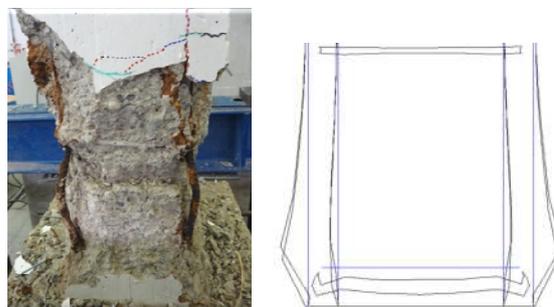


Figura 16. Pilastro corroso: modalità di rottura; a) sperimentale; b) numerica

### 4. INFLUENZA DELLA CORROSIONE SUL COMPORTAMENTO CICLICO E OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

L'influenza della corrosione delle barre di armatura sul comportamento ciclico di pilastri in c.a. è infine discussa sulla base dei risultati ottenuti.

In Figura 17 la risposta numerica dell'elemento corroso con perdita di massa dell'ordine del 20% è sovrapposta a quella dell'elemento di riferimento.

La presenza di corrosione porta ad una riduzione di carico massimo dell'ordine del 26 %, come evidenziato dalla prova sperimentale (Fig. 18). La marcata variazione di rigidità e di spostamento ultimo registrata sperimentalmente non è però colta dalla modellazione numerica che si interrompe per livelli di drift dell'ordine dell'1.5%. (Fig. 18).

Le analisi numeriche tendono a sottostimare il drift massimo dei pilastri, sia corrosi sia non corrosi. Ciò è dovuto all'elevato danneggiamento del calcestruzzo per drift elevati, non compiutamente rappresentabile con analisi numeriche. D'altra parte, il modello utilizzato può essere efficacemente utilizzato per la verifica di pilastri corrosi, consentendo la previsione accurata della resistenza e del comportamento ciclico, fino a drift circa pari al 60% del drift massimo.

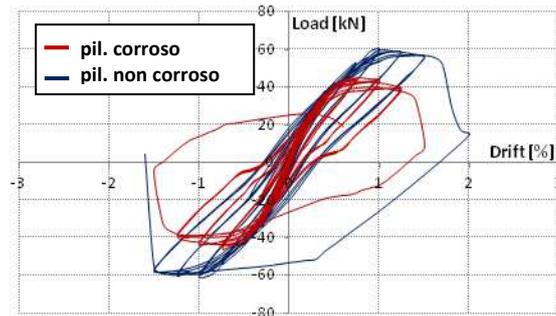


Figura 17. Analisi numerica, curve carico-spostamento, pilastro corrosa e non corrosa

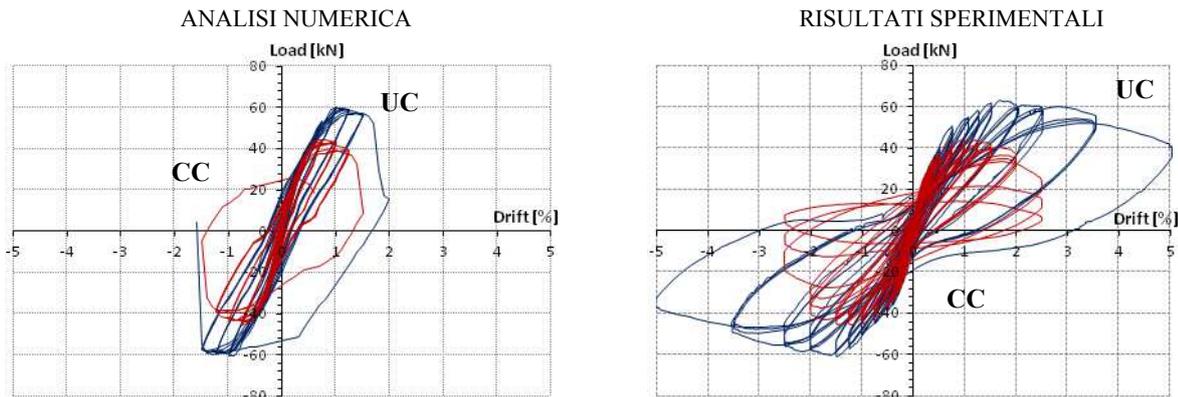


Figura 18. Confronto tra risultati dell'analisi numerica e analisi sperimentale

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Cairns, J., Plizzari, G.A., Du, Y., Law, D.W., Franzoni, C. (2005). Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement, *ACI Materials Journal*, 102 (4), art. no. 102-M29, pp. 256-264
- [2] Imperatore, S., Rinaldi, Z. (2008). Mechanical behaviour of corroded rebars and influence on the structural response of R/C elements. *Proc. of the 2nd Int. Conf. on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, Cape Town, South Africa, 24-26 November, CRC Press, Balkema.
- [3] Almusallam A.A.; Al-Gahtani A.S.; Aziz A.R.; & Rasheeduzzafar (1996). Effect of reinforcement corrosion on bond strength, *Construction and Building Materials*, Vol 10, No. 2, pp 123-129.
- [4] Coronelli D., (2002). Corrosion Cracking and Bond Strength Modeling for Corroded Bars in Reinforced Concrete, *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May-June
- [5] M. Prieto, P. Tanner and C. Andrade (2011). Bond Response in Structural Concrete with Corroded Steel Bars. *Experimental Results, Modelling of Corroding Concrete Structures RILEM Bookseries*, 2011, Volume 5, 231-241
- [6] Rodriguez J., Ortega L., Casal J., Diez J.M. (1996). Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement. *Int. Conf. Concrete in the Service of Mankind*, Dundee, U.K., June.
- [7] Cairns J. (1998). Assessment of effects of reinforcement corrosion on residual strength of deteriorating concrete structures. *Proc. of the First International Conference on behaviour of damaged structures*, Rio de Janeiro, May, Federal University of Fluminense, Niteroi.
- [8] Castel A., Francois R., Arligue G. (2000). Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beams- Part 1: experimental study of corroded beams. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*. Vol. 33. November.
- [9] Coronelli D., Gambarova P. G. (2001). Structural response of corroded R/C elements: assessment by numerical analysis. *Proc. of the 9th International Conference on Structural Faults and Repair (SFR2001)*, London (UK), July.
- [10] Coronelli D. and Gambarova P.G. (2004). Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modeling Guidelines. *ASCE - J. of Structural Engineering*, Vol.130, No.8, August 2004, pp.1214-1224.
- [11] Rinaldi, Z., Valente, C., Pardi, L. (2008). A simplified methodology for the evaluation of the residual life of corroded elements. *Structure and Infrastructure Engineering Volume 4, Issue 2 -April*, pp. 139 - 152 Taylor & Francis Eds.
- [12] Rinaldi, Z., Imperatore, S. Valente, C. (2010) Experimental evaluation of the flexural behavior of corroded P/C beams” *Constr. Build. Mat.* (24) Issue 11, 2010. Pp. 2267-2278.
- [13] Apostolopoulos CA, Papadopoulos MP. Tensile and low cycle fatigue behavior of corroded reinforcing steel bars S400. *Construction and Building Materials*; 21. Pages 855–64
- [14] Apostolopoulos CA. Mechanical behavior of corroded reinforcing steel bars S500s tempcore under low cycle fatigue. (2007). *Construction and Building Materials*; 21. Pages 1447–56.
- [15] Rami, A. Hawileha, Jamil A. Abdallaa, Adil Al Tamimia, Khalid Abdelrahmana & Fadi Oudaha (2011). Behavior of Corroded Steel Reinforcing Bars Under Monotonic and Cyclic Loadings. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*. Volume 18, Issue 3, pages 218-224
- [16] Kashani, M.M, Crewe A.J, Alexander N.A. (2013).

Nonlinear cyclic response of corrosion damaged reinforcing bars with the effect of buckling. *Construction and Building Materials* 41. Pages 388-400.

- [17] L. Giordano, G. Mancini, F. Tondolo. (2011). Reinforced concrete members subjected to cyclic tension and corrosion. *J. Adv. Concr. Technol.*, 9 (3) pp. 277-285.
- [18] Ou Y, Tsai L, Chen H. (2012) Cyclic performance of large-scale corroded reinforced concrete beams. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Volume 41, Issue 4, pages 593-604, April.
- [19] Ma Y, Che Y, Gong J (2012). Behavior of corrosion damaged circular reinforced concrete columns under cyclic loading. *Construction and Building Material*. Vol. 29. Pages 548-56.
- [20] Cardone, D.; Perrone, G.; Sofia, S. (2013). Experimental and numerical studies on the cyclic behavior of R/C hollow bridge piers with corroded rebars. *Earthquakes and Structures*, volume 4, issue 1, Pages 41-62.
- [21] Mostosi, S., Meda, A., Rinaldi, Z., Riva, P. "Repair of RC columns with corroded reinforcement by means of high performance jacket" PROTECT 2013, Forth International Workshop on Performance, Protection and strengthening of structures under extreme loading. Mysore, India, 26-27 August 2013.
- [22] Diana v. 9.1. Material library, TNO DIANA BV. Delft, The Netherlands; 2005.
- [23] Imperatore S., Rinaldi Z., Valente C., Zuccarino L. "Influenza della corrosione sulle caratteristiche meccaniche dell'acciaio". 18° Congresso CTE, Brescia 11-13 Novembre 2010. Vol. 1. pp. 285-292.

#### **RINGRAZIAMENTI**

Gli autori ringraziano l'ing. Dott. Serena Mostosi per l'esecuzione delle prove sperimentali.

# MODELLAZIONE NUMERICA E PROGRAMMI DI CALCOLO NELL'INGEGNERIA DELLE DIGHE: L'ATTIVITA' DEL COMITATO TECNICO ICOLD "COMPUTATIONAL ASPECTS OF DAM ANALYSIS AND DESIGN"

**Guido Mazzà<sup>1</sup>, Giorgia Faggiani<sup>2</sup>, Antonella Frigerio<sup>2</sup>,  
Leonardo Mancusi<sup>2</sup>, Piero Masarati<sup>2</sup>, Massimo Meghella<sup>2</sup>**

1 RSE – Vice Presidente ITCOLD, Ricerca sul Sistema Energetico SpA, via R. Rubattino 20134 Milano,

2 RSE – Ricerca sul Sistema Energetico SpA, via R. Rubattino 20134 Milano

## SOMMARIO

La valutazione del livello di sicurezza di grandi opere come le dighe costituisce un fattore della massima importanza per i differenti *stakeholder* coinvolti nelle diverse fasi di vita di queste opere, dal loro concepimento fino al *decommissioning*. La capacità dei modelli numerici di contribuire nella pratica ingegneristica alla valutazione quantitativa dei margini di sicurezza delle strutture può oggi essere considerata come accettata nel mondo delle dighe, anche grazie al notevole lavoro svolto dal Comitato Tecnico "Computational Aspects of Dam Analysis and Design" dell'ICOLD, la Commissione Internazionale delle Grandi Dighe. Il Comitato - istituito con lo scopo di favorire la diffusione dell'impiego dei programmi di calcolo nell'ingegneria delle dighe e di colmare il gap di comunicazione esistente tra gli specialisti della modellazione matematica e i progettisti, i gestori e le autorità di controllo - ha emesso tre Bollettini tecnici sull'uso dei modelli numerici e dei programmi di calcolo e ha organizzato dodici Benchmark-Workshop nei quali sono stati affrontati problemi tipici di interesse pratico nell'ingegneria delle dighe. I risultati prodotti in oltre venti anni di attività costituiscono un riferimento per l'intera comunità ingegneristica, in particolare per i giovani ingegneri che affrontano il difficile compito della valutazione della sicurezza delle dighe.

## NUMERICAL MODELING AND COMPUTER PROGRAMS IN DAM ENGINEERING: THE ACTIVITY OF THE ICOLD TECHNICAL COMMITTEE "COMPUTATIONAL ASPECTS OF DAM ANALYSIS AND DESIGN"

### SUMMARY

The safety assessment of major works such as dams represents a fundamental factor to be duly taken into account by stakeholders during the different dam life phases since conception up to decommissioning. The value of numerical models and computer programs in dam design and to assess safety margins can be nowadays given for granted thanks also to the noteworthy activity carried out by the ICOLD Technical Committee "Computational Aspects of Dam Analysis and Design". The Committee has been appointed with the aim to favour the use of numerical models in dam engineering in order to fill the communication gap between software specialists and dam designers, managers, and authorities. The work done by the Committee has given rise to the issuing of three technical Bulletins regarding numerical modelling and the use of computer programs and to the organization of twelve Benchmark-Workshops in which typical problems of dam engineering have been analysed. The more than twenty-years benchmarking activity represents a reference for the whole dam community, and in particular for those young engineers engaged in the challenging task of dam safety assessment.

## 1. MODELLI NUMERICI E PROGRAMMI DI CALCOLO NELL'INGEGNERIA DELLE DIGHE

### 1.1 L'attività del Comitato ICOLD "Computational Aspects of Dam Analysis and Design"

Le dighe sono opere che hanno un impatto socio-economico-ambientale rilevante e rappresentano una risorsa fondamentale sia per l'approvvigionamento idrico sia per il contributo che forniscono al sistema energetico; nel contempo, costituiscono una potenziale fonte di rischio per le popolazioni e i territori interessati dalla loro presenza. La valutazione della sicurezza costituisce, quindi, un fattore della massima importanza in ogni fase della loro vita, a partire dalla progettazione fino alla dismissione.

Nel corso degli ultimi decenni, grazie ai significativi miglioramenti delle tecnologie informatiche, sono stati messi a

punto modelli numerici, sempre più sofisticati e complessi, per affrontare e valutare molti dei problemi che potrebbero compromettere l'esercizio in sicurezza delle dighe.

In generale, l'utilizzo dei modelli numerici avviene:

- in fase progettuale, per mettere a confronto soluzioni alternative e individuare quella ottimale;
- in chiave diagnostica, per interpretare le misure di laboratorio o dei sistemi di monitoraggio mediante *back-analysis* e definire, se necessario, interventi di ripristino strutturale;
- in chiave previsionale, per ricavare il comportamento nel tempo dell'opera dopo averne calibrato la risposta strutturale calcolata attraverso modelli con quella sperimentale, fornita dai sistemi di monitoraggio o da campagne di indagine.

In ogni processo modellistico numerico, la verifica della qualità e del livello di affidabilità dei dati a disposizione, il corretto impiego degli strumenti di calcolo e la validazione dei risultati sono aspetti che ogni analista deve attentamente esaminare per supportare in modo adeguato i processi decisionali, atti a garantire la sicurezza dell'opera. Ogni fase del processo numerico comporta scelte non sempre deterministiche e, di conseguenza, spesso richiede la gestione di un dato livello d'incertezza nelle decisioni, legata per esempio alla qualità dei dati utilizzati per caratterizzare il proprio modello numerico (proprietà fisico-meccaniche dei materiali, sequenza dei carichi, condizioni di vincolo, ecc.), alla scelta del tipo di analisi (lineare, non lineare, ecc.) e alle leggi costitutive da adottare (elastica-lineare, elasto-plastica, a danno, ecc.). Le incertezze si propagano lungo l'intero processo di analisi fino all'interpretazione dei risultati. È necessario, pertanto, un elevato livello di competenza da parte dell'analista per affrontare adeguatamente i problemi, tenendo presente che l'eventuale implementazione e utilizzo di procedure di "garanzia della qualità" del processo numerico non può e non deve in alcun modo prescindere dal giudizio ingegneristico.

Queste valutazioni costituiscono uno degli aspetti più critici e complessi della modellazione numerica e hanno comportato, inizialmente, una certa diffidenza da parte degli ingegneri nell'utilizzo dei risultati numerici nelle valutazioni di sicurezza. Tuttavia, il notevole sforzo compiuto negli ultimi decenni per sviluppare e validare strumenti di calcolo sempre più avanzati rende oggi possibile affrontare con sufficiente confidenza molti dei problemi tipici nel campo dell'ingegneria delle dighe. Le analisi numeriche presentano tuttora dei limiti sul piano dell'affidabilità, prevalentemente a causa dell'incertezza sulle proprietà dei materiali, sulle condizioni iniziali e di vincolo della struttura e per l'incompletezza delle misure relative al reale comportamento dell'opera; per contro, si possono considerare superate le limitazioni intrinseche nell'implementazione delle equazioni matematiche e degli algoritmi numerici nei codici di calcolo, adottati per la soluzione dei problemi in esame.

Attualmente, la maggior parte degli ingegneri reputa che la modellazione numerica sia divenuta uno strumento valido e fondamentale per la valutazione della sicurezza delle dighe. A tale riconoscimento ha contribuito in modo concreto l'attività più che ventennale svolta dal Comitato "Computational Aspects of Dam Analysis and Design", istituito *ad hoc* nel 1988 da ICOLD (International Commission on Large Dams) con l'obiettivo di contribuire alla diffusione e all'uso corretto dei codici di calcolo nella risoluzione dei problemi ingegneristici. Più recentemente, nel 2005, l'ICOLD ha ritenuto opportuno modificare la natura provvisoria del Comitato Tecnico, rendendolo *permanente* in considerazione dell'affermazione che i modelli numerici avevano conquistato nel processo progettuale, realizzativo e operativo riguardante le dighe.

Nei primi anni di attività, le iniziative messe in atto dal Comitato risentirono fortemente del gap esistente tra gli specialisti della modellazione numerica e gli ingegneri delle dighe. Il primo gruppo includeva in genere ingegneri, matematici e analisti esperti di programmazione, capaci di sviluppare codici di calcolo particolarmente avanzati e in grado di risolvere i più svariati problemi ingegneristici; del secondo gruppo, invece, facevano parte solitamente quei professionisti che preferivano ricorrere a metodi di calcolo più tradizionali e a criteri empirici basati essenzialmente sull'esperienza. Per colmare tale gap e guidare gli ingegneri delle dighe nell'utilizzo corretto dei codici di calcolo, il Comitato ha emesso tre Bollettini tecnici.

Il Bollettino N.94 "Computer Software for Dams. Validation" [1], emesso nel 1994, approfondisce i concetti generali che guidano il processo della modellazione numerica:

Il Bollettino N.122 "Computational procedures for dam engineering" [2], emesso nel 2001, propone una revisione critica in merito al livello di affidabilità e di efficacia dei modelli matematici oggi disponibili, impiegati per simulare i fenomeni che influenzano la sicurezza delle dighe. Tale revisione è effettuata in funzione del tipo di opera e delle sue fasi di vita

Il Bollettino N.155, "Guidelines for use of numerical models in dam engineering" [3], emesso nel 2013, ha lo scopo di fornire un supporto agli ingegneri delle dighe per stabilire quali siano le strategie di calcolo migliori a partire da una attenta analisi del problema da risolvere, che consenta una selezione opportuna di quelle opzioni disponibili nel *software* in grado di meglio rappresentare la situazione in esame, fino ad arrivare all'esecuzione delle analisi.

Unitamente all'emissione dei Bollettini, il Comitato ha organizzato e promosso un'intensa attività di *benchmarking* con l'obiettivo di guidare gli ingegneri delle dighe nell'uso corretto dei vari *software* disponibili in commercio oppure sviluppati direttamente dagli analisti. Tali attività consistono nell'individuare di volta in volta specifiche problematiche nell'ingegneria delle dighe, per le quali sia possibile definire soluzioni di riferimento, e nell'incoraggiare il confronto dei risultati ottenuti mediante differenti strategie di calcolo.

La finalità dei *benchmark-workshop* ha subito, nel corso degli anni, un graduale mutamento legato essenzialmente alla nascita di differenti esigenze nel campo della modellazione numerica. Negli anni '70, e nei primi anni '80, la maggior parte dei codici di calcolo impiegati nello studio delle dighe era sviluppata "in-house" da Università e Centri di Ricerca. In questa fase nasceva pertanto l'esigenza di *validare* il proprio *software*, ossia di verificare la correttezza del processo d'implementazione degli algoritmi matematici e delle equazioni che descrivevano i problemi fisici e strutturali. Per questo motivo, nel corso degli anni '90, il Comitato ha organizzato diversi *Benchmark-Workshop* nei quali problemi usuali, d'interesse pratico, erano formulati fornendo ai partecipanti la geometria della struttura con le condizioni iniziali e al contorno, le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali e i carichi applicati. Ciascun partecipante era invitato a presentare la soluzione ottenuta mediante il proprio codice allo scopo di mettere a confronto le diverse soluzioni. Eventuali differenze nei risultati erano discusse e, quando possibile, confrontate con eventuali dati sperimentali disponibili (con riferimento a modelli fisici in scala o a dati di monitoraggio di dighe reali) per valutare la correttezza del codice stesso e per definire, al contempo, la soluzione da prendere come "riferimento" per il problema proposto. L'idea era quella di raccogliere un set di soluzioni per casi tipici e di renderle disponibili come termine di paragone per valutare la bontà del *software* da validare.

In seguito, all'inversione di tendenza degli anni '90 che portò molte *software house* a sviluppare programmi di calcolo *general purpose* adatti ad analizzare un'ampia gamma di problemi, l'esigenza di sviluppare e validare codici propri iniziò progressivamente a perdere d'importanza e significato a favore della necessità di verificare il corretto utilizzo degli strumenti di calcolo. In questa seconda fase, l'attività di *benchmarking* ha assunto il compito di scongiurare un uso scorretto di tali *software* da parte di analisti poco qualificati o tecnici privi dei necessari fondamenti teorici. L'utilizzo degli strumenti, infatti, non può prescindere da un'approfondita conoscenza delle teorie alla base di ogni processo di calcolo: tale conoscenza comprende una chiara padronanza sia delle potenzialità dei modelli adottati sia dei loro limiti nel descrivere realtà e fenomeni fisici. Per verificare l'attendibilità

dei risultati numerici è utile fare riferimento a dati teorico-analitici, sperimentali e di letteratura, oltre a mettere a confronto in modo sistematico la risposta numerica dei modelli con il comportamento osservato delle strutture. Le conoscenze teorico-analitiche, unitamente al giudizio ingegneristico e all'esperienza sul campo, sono fattori essenziali che concorrono a valutare opportunamente il grado di affidabilità delle analisi.

Le attività di *benchmarking* finora organizzate hanno riguardato sia dighe murarie sia di materiali sciolti e la raccolta delle soluzioni dei temi proposti costituisce un riferimento per l'intera comunità dell'ingegneria delle dighe, impegnata nel difficile compito della valutazione della loro sicurezza.

Dagli anni '90 a oggi, sono stati organizzati dodici *Benchmark-Workshop* in tutto il mondo:

- Bergamo (Italia), 1991 e 1992
- Parigi (Francia), 1994 e 2009
- Madrid (Spagna), 1996
- Denver (Colorado, USA), 1999
- Salisburgo (Austria), 2001
- Bucarest (Romania), 2003
- Wuhan (Cina), 2005
- San Pietroburgo (Russia), 2007
- Valencia (Spagna), 2011
- Graz (Austria), 2013

Nel paragrafo che segue si riporta l'elenco dei temi affrontati nei *benchmark-workshop* che si sono svolti a partire dal 1991.

## 1.2 Organizzazione dei *benchmark-workshop*

Le date, le sedi e i temi proposti per i diversi *Benchmark-Workshop* sono riportati di seguito:

Bergamo (Italia), 1991

- The linear-elastic computation of a double curvature arch dam with its foundation under deadweight, hydrostatic load, thermal load.
- The seismic response of an embankment dam under conditions of both low and medium levels of seismic loadings.

Bergamo (Italia), 1992

- Seismic analysis of the Talvacchia dam.
- Static analysis and dynamic response of El Infernillo embankment dam.

Parigi (Francia), 1994

- Non-linear analysis of joint behaviour under thermal and hydrostatic loads for an arch dam.
- Evaluation of critical uniform temperature decrease for a cracked buttress dam (2D analysis).
- Evaluation of pore pressure and settlements of an embankment dam under static loadings.
- Dynamic analysis of an embankment dam under a strong earthquake.

Madrid (Spagna), 1996

- Earthquake response of an arch dam including the non-linear effects of contraction joint opening.
- Evaluation of stress intensity factor  $K_I$  along the tip of the crack in a buttress dam under thermal gradient effects (3D analysis).
- Steady-state and transient 2D unconfined seepage analysis for different typologies of earthfill dams.
- Effect of large foundation settlement on an embankment dam.

Denver, Colorado (USA), 1999

- Uplift pressure and stress analysis of an arch dam and foundation.
- Imminent failure flood level evaluation for a gravity dam with interface crack (rock/concrete) and varying uplift pressures.
- Evaluation of the global factor of safety against failure of an embankment dam.
- First filling of a rockfill dam: a case study.

Salisburgo (Austria), 2001

- Evaluation of AAR (alkali-aggregate reaction) effects on the structural behaviour of an arch dam: interpretation of the measured behaviour and forecasting of the future trend.
- Prediction of upstream face deflection of a CFRD (concrete faced rockfill dam) during its first impounding.
- Interpretation of measurement results for the radial crest displacements of Schlegeis dam.

Bucarest (Romania), 2003

- Evaluation of ultimate strength of gravity dams with curved shape against sliding.
- Thermal analysis of RCC (rolled compacted concrete) gravity dam.
- Seepage through an earthfill dam-foundation system and piezometric level variation.

Wuhan (Cina), 2005

- Evaluation of alkali-aggregate reaction effects on the behaviour of an Italian hollow gravity dam.
- Temperature field simulation and crack analysis of a RCC arch dam.
- Evaluation of the behaviour and safety (static and dynamic) of a rockfill dam.

San Pietroburgo (Russia), 2007

- Analysis of the elastic behavior of an arch-gravity dam.
- Stress-strain state of high rock-fill dam with a central earth core at large amplitude of operation water level changes in the upstream.
- Advanced numerical modelling for dams.

Parigi (Francia), 2009

- Initial strain and stress development in a thin arch dam considering realistic construction sequence.
- Analysis of a concrete faced rockfill dam including concrete face loading and deformation.
- Stability of a dam abutment including seismic loading.

Valencia (Spagna), 2011

- Effect of concrete swelling.
- Overtopping and seepage evolution.
- Probability of failure and safety coefficient.

Graz (Austria), 2013

- Fluid Structure Interaction Arch Dam - Reservoir at Seismic Loading.
- Long Term Behavior of Rockfill Dams.
- Computational Challenges in Consequence Estimation for Risk Assessment.

## 2. ESEMPI DEI TEMI PRESENTATI NEI BENCHMARK-WORKSHOP

Tra i molti temi proposti e analizzati nell'ambito dei *Benchmark-Workshop* organizzati dal Comitato, nel presente paragrafo si riportano alcuni casi selezionati tra quelli ritenuti più interessanti dal punto di vista computazionale, rimandando gli interessati all'esame della pubblicistica disponibile in rete

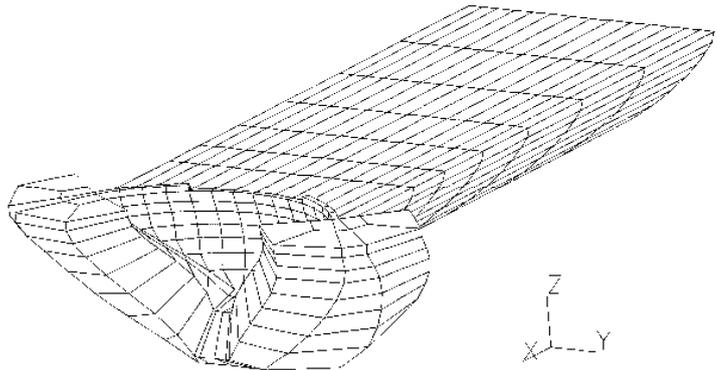


Figura 1 – Vista da valle e mesh ad elementi finiti della diga di Talvacchia scelta come una delle strutture di riferimento per i primi tre benchmark (Bergamo 1991, Bergamo 1992, Parigi 1994)

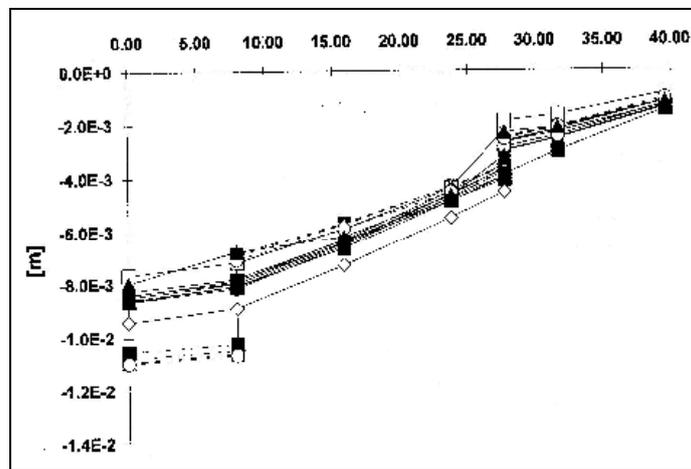


Figure 2 - Analisi non lineare della diga di Talvacchia, considerando la modellazione dei giunti di costruzione verticali e l'applicazione dei carichi termici e idrostatico (Parigi, 1994). Esempio di confronto dei risultati: spostamenti radiali di un arco (paramento di valle) in condizioni invernali

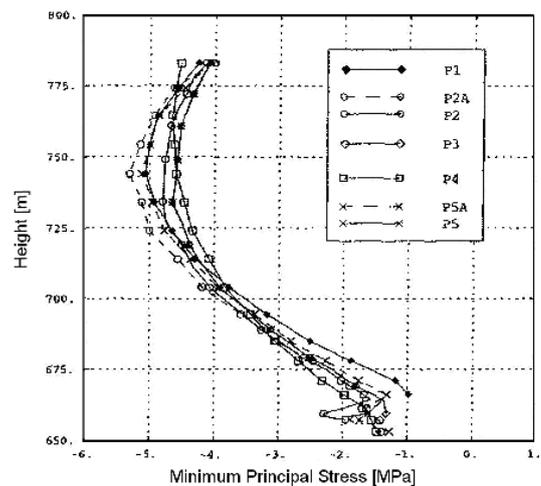


Figura 3 – Vista della diga di Schlegeis dalla sponda sinistra, utilizzata come una delle strutture di riferimento del quinto e sesto Benchmark-Workshops (Denver 1999, Salisburgo 2001).

Figura 4 - Esempio di confronto di risultati: andamento degli sforzi principali minimi lungo il paramento di monte della sezione maestra relativi all'applicazione dei carichi statici

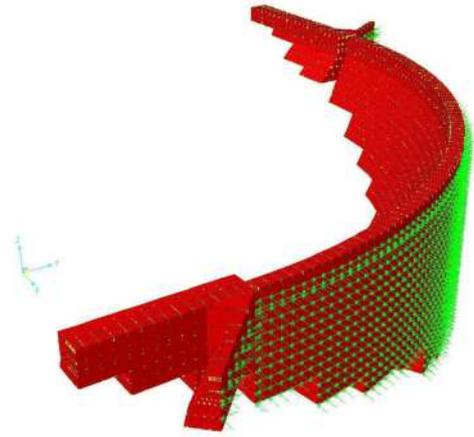


Figura 5 – Vista da valle e modello a elementi finite della diga di La Aceña, assunta come struttura di riferimento nel nono Benchmark-Workshops (San Pietroburgo, 2007)

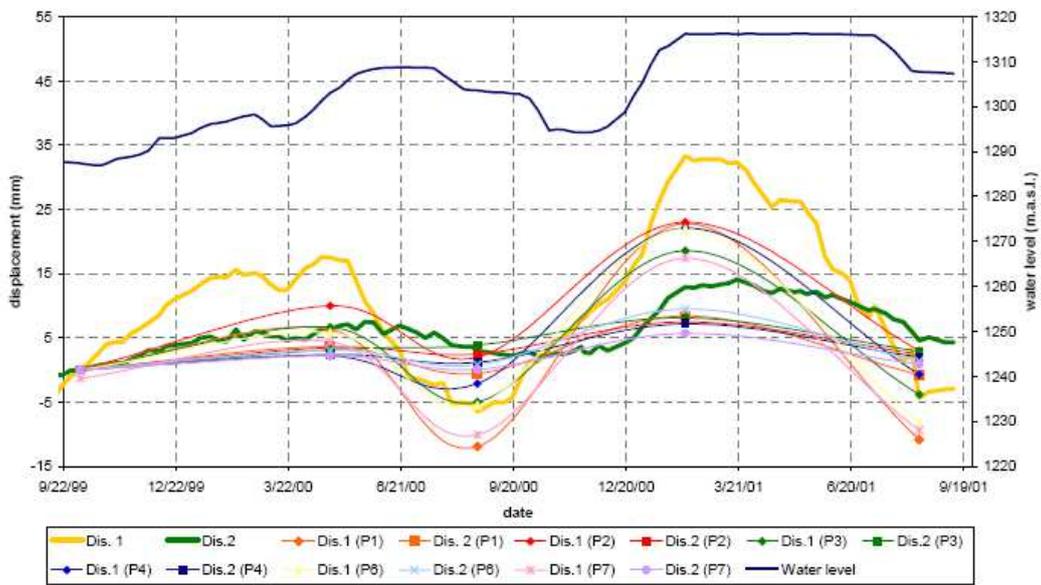


Figura 6 – Analisi del comportamento della diga ad arco gravità di La Aceña (San Pietroburgo 2007). Confronto dell'andamento nel tempo degli spostamenti di un punto della diga misurati e calcolati da diversi partecipanti al benchmark



Figura 7 – Vista da valle della diga di Kariba scelta come riferimento per la valutazione degli effetti della reazione alcali-aggregato sul comportamento strutturale dell'opera (Valencia, 2011)

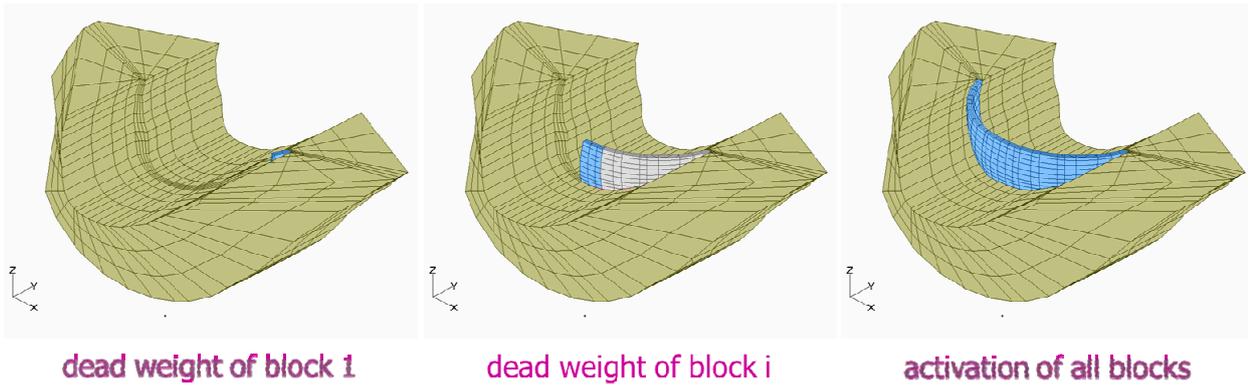


Figura 8 – Modello ad elementi finiti della diga di Kariba: modellazione della costruzione per fasi della struttura (Valencia, 2011)

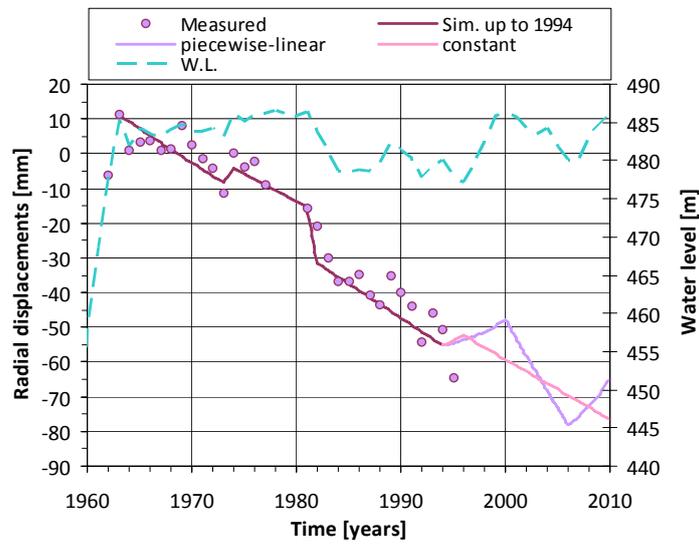


Figura 9 – Calibrazione del modello AAR sulla base del confronto tra gli spostamenti radiali misurati e calcolati del coronamento della sezione maestra della diga di Kariba dal 1960 al 1994 e valutazione del comportamento atteso dal 1994 al 2010 (Valencia, 2011)

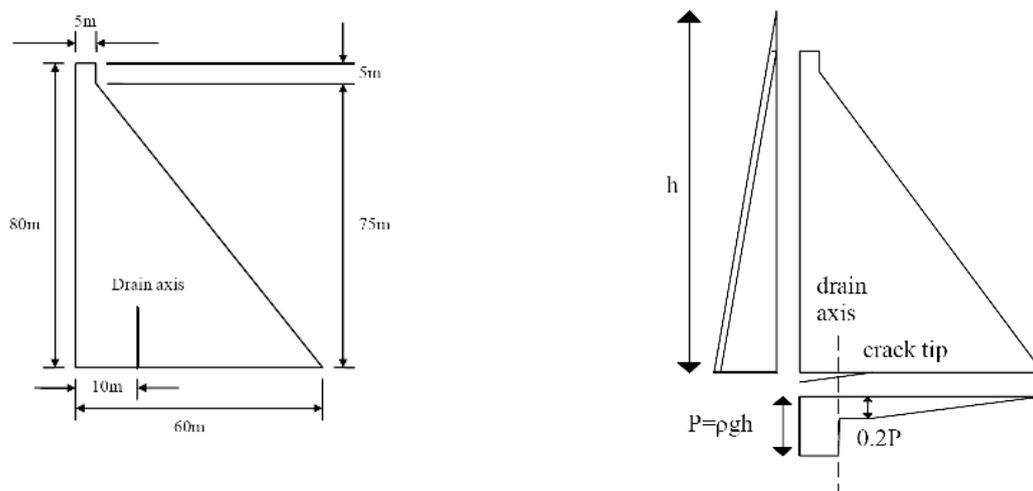


Figura 10 – Geometria idealizzata di uno sperone di diga a gravità e carichi applicati (peso proprio, pressioni idrostatiche variabili, distribuzioni delle sottopressioni) per la stima della probabilità di rottura allo scorrimento (Valencia, 2011)

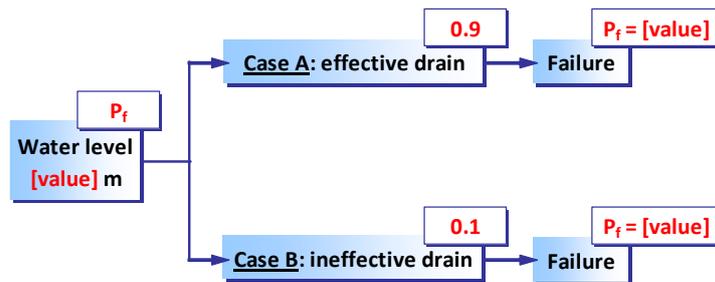


Figura 11 – Analisi probabilistica svolta per la diga a gravità: albero degli eventi per il calcolo della probabilità di rottura (Valencia, 2011)

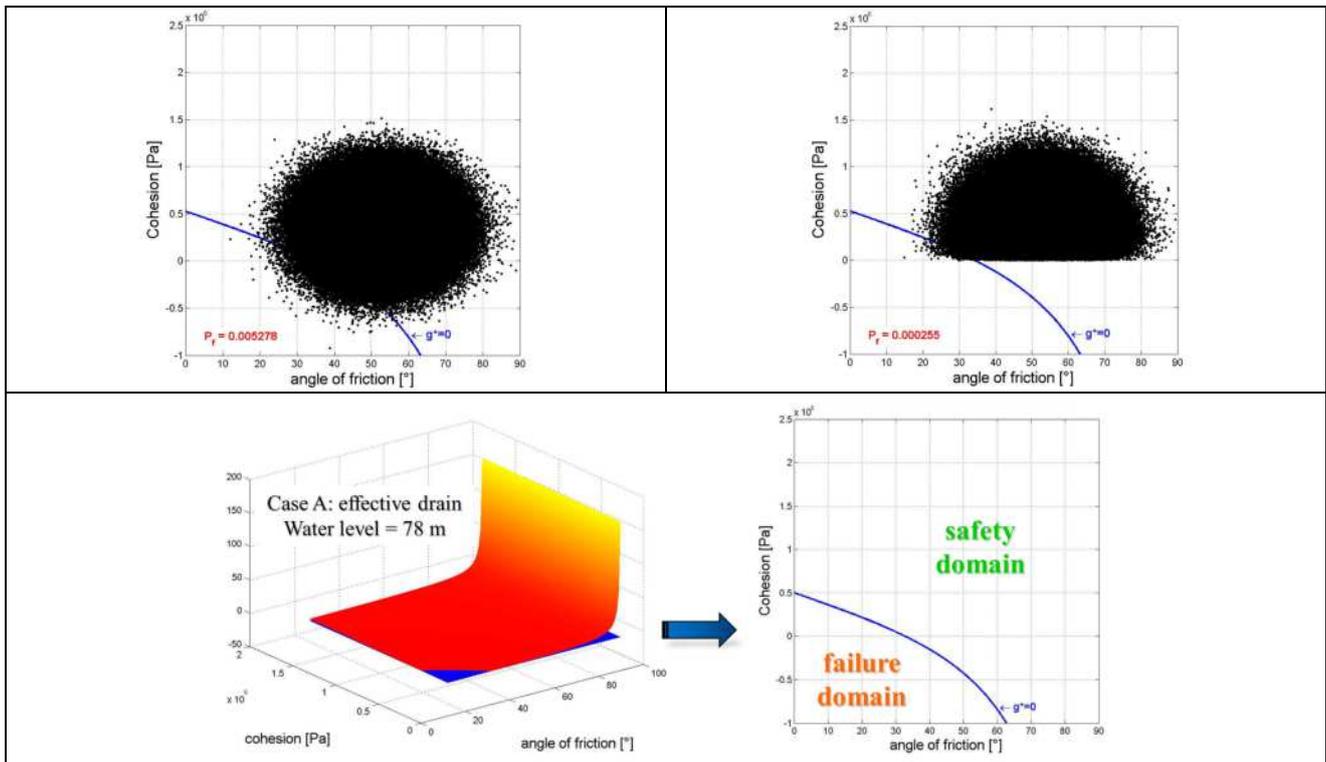


Figura 12 – Simulazioni Montecarlo per la valutazione probabilistica della condizione di rottura ottenuta ipotizzando differenti distribuzioni statistiche dei parametri di materiale che governano l'equilibrio delle forze con riferimento a un livello di invaso e rappresentazione grafica dello "stato limite" (Valencia, 2011)

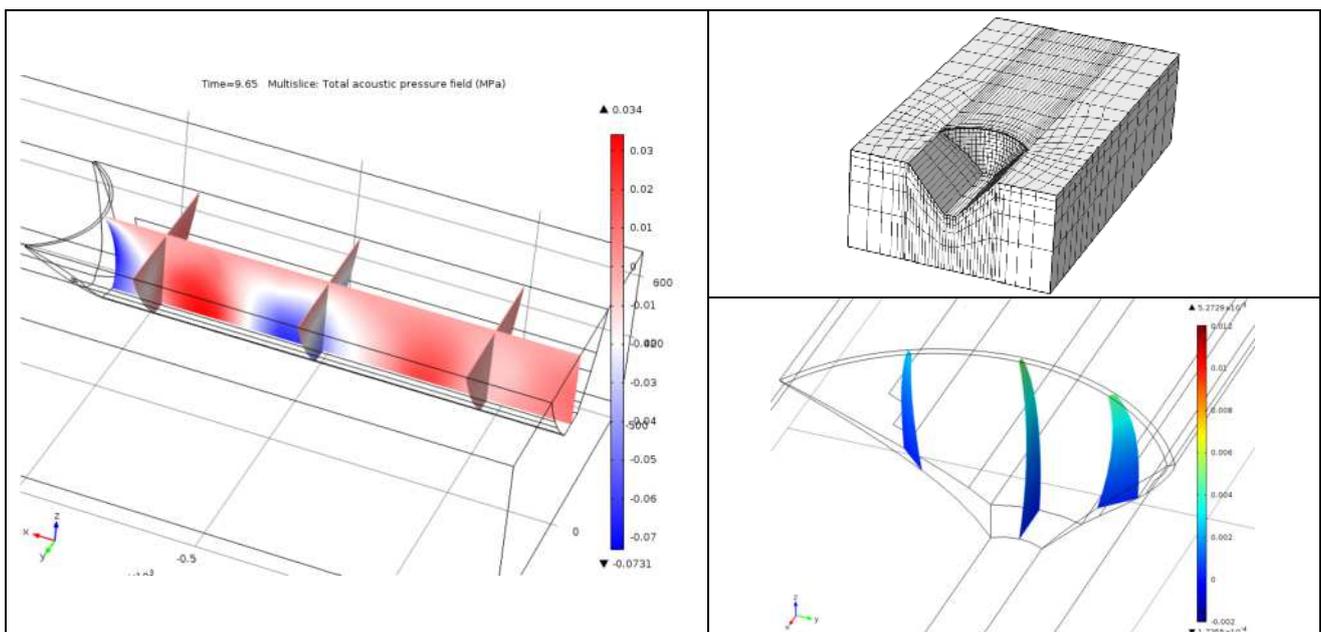


Figura 13 – Analisi sismica con interazione fluido-struttura di una diga a volta: modello a elementi finiti, campo di pressioni nel dominio fluido e spostamenti radiali in tre sezioni verticali in un definito istante di calcolo.

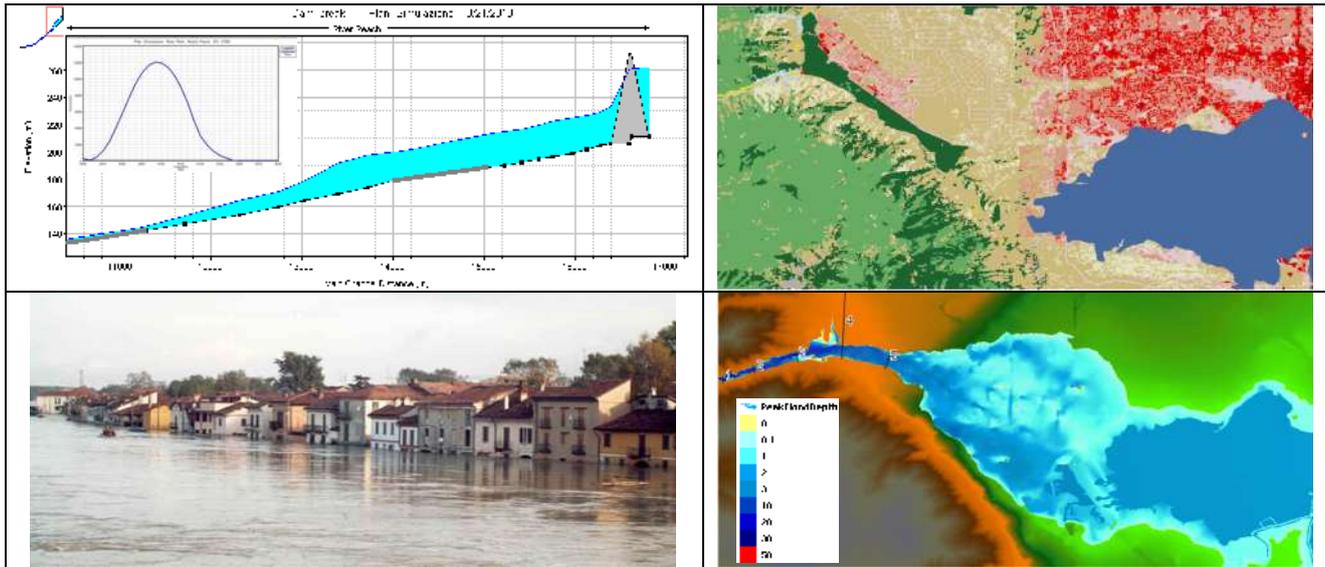


Figura 14 – Analisi di rischio idraulico associata a un evento di “dam break”: idrogramma di piena, modello digitale del terreno e dell’uso del suolo e simulazione della propagazione dell’onda di piena (Graz, 2013)

### 3. CONCLUSIONI

La capacità dei modelli numerici di contribuire nella pratica ingegneristica alla valutazione quantitativa dei margini di sicurezza delle strutture può oggi essere considerata come accettata nel mondo delle dighe, anche grazie al contributo del Comitato ICOLD “*Computational Aspects of Dam Analysis and Design*”. Tuttavia, per l’intrinseca natura parziale dei modelli e per la loro non completa affidabilità nella soluzione per via numerica di tutte le possibili tipologie di problemi connessi con l’ingegneria delle dighe, l’attività del Comitato proseguirà orientando la sua azione nelle seguenti direzioni:

- Creare un collegamento più stretto tra il comportamento osservato delle dighe e il processo di modellazione.
- Emettere linee guida da utilizzare come strumento di istruzione nella corrente pratica ingegneristica.
- Promuovere miglioramenti dei modelli matematici per affrontare problemi connessi con la sicurezza che non sono attualmente analizzabili per via numerica in modo soddisfacente.
- Valutare le potenzialità dei programmi di calcolo nelle fasi di ottimizzazione del progetto, del monitoraggio, della messa a punto delle procedure di valutazione del rischio e della sicurezza.

Il Comitato è determinato a contribuire nel processo del corretto trasferimento dell’esperienza, della tecnica e delle conoscenze tra generazioni. Questo aspetto rappresenta uno dei punti chiave per concorrere alla definizione di risposte adeguate alla crescente domanda di energia pulita e di risorse idriche in modo coerente con uno sviluppo sostenibile a cui le

dighe hanno contribuito fortemente nel passato e per la quale continueranno sicuramente a giocare un ruolo centrale anche nel futuro.

### 4. RINGRAZIAMENTI

Nel corso della sua attività ormai ventennale il Comitato *Computational Aspects of Dam Analyses and Design* ha modificato più volte la sua composizione. Non è quindi possibile stilare una lista di tutti gli esperti che hanno contribuito allo sviluppo delle attività. Tuttavia gli Autori del presente articolo intendono esprimere la loro gratitudine ed apprezzamento ai precedenti *Chairman* che hanno fornito un grande impulso al concepimento e allo sviluppo del Comitato - Olgierd Zienkiewicz, Michele Fanelli, Alain Carrère, Gabriella Giuseppetti – e al *Chairman* attuale Ignacio Escuder Bueno.

### BIBLIOGRAFIA

- [1] ICOLD-CIGB. Bulletin 94, Computer software for dams. Validation. 1994.
- [2] ICOLD-CIGB. Bulletin 122, Computational procedures for dam engineering. 2001.
- [3] ICOLD-CIGB. Bulletin 155, Guidelines for use of numerical models in dam engineering. 2013.

# PROBLEMI DI ANALISI E REGOLARITÀ STRUTTURALE PER EDIFICI ESISTENTI IN C.A.: VALUTAZIONE CRITICA DELLE PRESCRIZIONI NORMATIVE

**Mauro Mezzina, Francesco Porco, Giacomo Alicino**

Dicotech, Politecnico di Bari

## SOMMARIO

Il problema della sicurezza degli edifici esistenti è di notevole importanza, se si pensa all'elevato livello di vulnerabilità, anche sismica, e al valore storico, architettonico ed artistico che caratterizzano gran parte del patrimonio esistente. Aspetto rilevante nella risposta sismica delle strutture è la regolarità strutturale, sia in pianta sia in elevazione. La regolarità strutturale ed una buona organizzazione del sistema strutturale consentono di "predire", in un certo senso, il comportamento di una struttura sotto un dato campo di azioni e sollecitazioni. Per le strutture regolari, inoltre, diventa più affidabile poter impegnare le risorse duttili e la capacità dissipativa globale. Tuttavia, nella gran parte del patrimonio esistente, progettato e realizzato con criteri non sismici, difficilmente si riescono a trovare caratteri di regolarità auspicati per i suddetti scopi. Con questi presupposti è di notevole interesse lo studio di metodologie di analisi semplici e semplificate, facili da eseguire e da controllare (come le analisi statiche non lineari), che risultino affidabili al pari di analisi ben più sofisticate e più "realistiche" (analisi time history). Il presente lavoro offre un confronto tra i risultati ottenuti da analisi statiche non lineari (push – over) ad un solo modo di vibrare, analisi statiche non lineari multimodali (MPA) ed analisi dinamiche non lineari del tipo time history (TH), riferite a reali casi di studio, scuole esistenti nella provincia di Foggia.

## MODELING, ANALYSIS AND STRUCTURAL REGULARITY PROBLEMS FOR EXISTING R.C. BUILDINGS: CRITICAL EVALUATION OF STANDARD REQUIREMENTS

## SUMMARY

The structural safety of existing buildings is of great importance, due to the high level of vulnerability, including seismic, and the historical, architectural and artistic heritage that characterize much of the existing assets. Important issue in the seismic response of structures is the structural regularity, both in plan and in elevation. The structural regularity and good organization of the structural system allow you to "predict" the behaviour of a structure under a given field of action and stresses. However, in most of the existing buildings, designed and built without seismic actions, it is very difficult to find regularity. With these assumptions, it is of considerable interest the study of simple methods of analysis, easy to perform and to control (such as non-linear static analysis), which are equal to the reliable analysis of far more sophisticated and more "realistic" (analysis time history). This paper provides a comparison between the results obtained by non-linear static analysis (push - over) to a single mode of vibration, static nonlinear modal analysis (MPA) and nonlinear time history analysis (TH), refer to real case studies, existing schools in the province of Foggia (Italy).

## 1. INTRODUZIONE

Il tema della sicurezza degli edifici esistenti assume notevole interesse, se si pensa all'elevato livello di vulnerabilità, anche sismica, e al valore storico, architettonico ed artistico che caratterizzano gran parte del patrimonio esistente. Risulta difficile generalizzare i metodi di analisi, di verifica e i successivi interventi strutturali, a causa della notevole variabilità delle tipologie costruttive, dei materiali e delle forme.

Il procedimento di valutazione della sicurezza degli edifici esistenti, in accordo all'EC8 – 3 [12] e al D.M. 14/01/2008 [9], presuppone una serie di attività preliminari, mirate all'acquisizione di un livello di conoscenza dell'edificio,

indispensabile per poter eseguire analisi anche in campo sismico. L'avvicinamento alla conoscenza di un manufatto segue una logica per gradi successivi di approfondimento. Fasi determinanti in questo senso sono: la ricerca di documentazione storica, l'acquisizione di un rilievo geometrico – strutturale, la caratterizzazione meccanica dei materiali e la individuazione dei diversi meccanismi di crisi attivabili.

Determinante può diventare anche il ruolo di elementi non dichiaratamente strutturali ma che, in caso di sisma, potrebbero condizionare la risposta strutturale. Si faccia riferimento, ad esempio, alle tamponature ed alle tramezzature [4], [5], [6], [7], [8] che, inserite all'interno di maglie di telai

in c.a. e dotate di una consistente rigidità nel proprio piano, quanto più sono distribuite in maniera irregolare, tanto più possono portare a sperequazioni di irrigidimento locale elevato, capace di minare le risorse duttili dell'intero sistema strutturale.

Nello studio della risposta sismica assume un ruolo importante anche la valutazione della rigidità membranale degli impalcati. Differenze sensibili si riscontrano [25], infatti, a seconda che l'impalcato possa essere considerato come una membrana infinitamente rigida nel proprio piano oppure dotata di una rigidità estensionale finita.

Gli effetti relativi agli elementi non strutturali e alla rigidità membranale di impalcato, per i casi affrontati in questo lavoro, saranno sviluppati in lavori successivi.

La regolarità strutturale e la buona organizzazione del sistema strutturale consentono di "predire" il comportamento di una struttura in un dato campo di azioni e sollecitazioni. Per le strutture regolari, inoltre, diventa più affidabile poter contare sulle effettive risorse duttili e su una maggiore capacità dissipativa globale. Le Norme consentono degli "sconti" in termini di azioni e di analisi, specie in campo sismico, che si tramutano anche in vantaggi economici rilevanti. Tuttavia, in gran parte del patrimonio esistente, progettato e realizzato con criteri non sismici, difficilmente si riescono a trovare spiccati caratteri di regolarità.

Per poter raffinare il tipo di analisi che si vuole condurre, si deve disporre necessariamente di un elevato grado di affidabilità nella conoscenza e nella modellazione dei legami costitutivi dei materiali [1], [2], [3]. Analisi raffinatissime, come le analisi dinamiche non lineari del tipo time history (TH), richiedono, inoltre, l'introduzione di gruppi di accelerogrammi la cui selezione non è sempre spedita.

Per ovviare alle difficoltà esposte, si fa ricorso a metodologie di analisi che, sebbene semplificate, siano semplici da eseguire, facili da controllare e affidabili al pari di analisi più sofisticate.

La procedura adoperata nel presente lavoro consiste in un'analisi statica non lineare (pushover) nella quale viene considerato non solo il modo di vibrare fondamentale (come per le pushovermonomodali, consentite dalla Normativa [9], [11]), ma anche il contributo dei modi di vibrare superiori (pushover multimodale, MPA), in numero sufficiente a garantire la quasi totalità della partecipazione di massa vibrante. Considerando il contributo dei modi superiori è possibile valutare l'influenza che questi possono avere nella risposta sismica globale. Considerando, invece, solo il modo principale si potrebbe sottostimare la capacità resistente e/o duttile. Una simile procedura ben si presta per strutture irregolari in pianta e/o in elevazione.

La affidabilità di tale procedura viene testata mediante un diretto confronto tra le curve di capacità MPA e i risultati di analisi dinamiche non lineari del tipo time history (TH) relative a reali casi di studio.

## 2. REGOLARITÀ STRUTTURALE E METODI DI ANALISI

Le Norme Tecniche per le Costruzioni [9] definiscono le condizioni necessarie affinché un edificio possa ritenersi regolare in pianta ed in altezza.

In particolare una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- la configurazione in pianta è compatta e

approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità (Fig. 1);

- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4 (Fig. 1);
- nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;
- gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

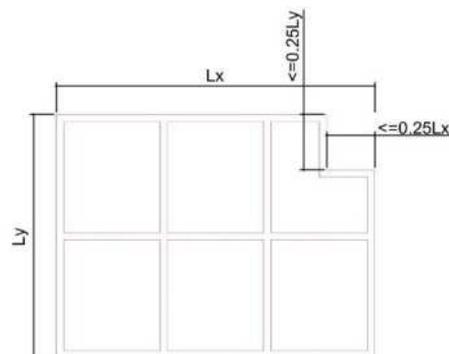


Figura 1 – Criteri di regolarità ai sensi di Norma [9], [11]

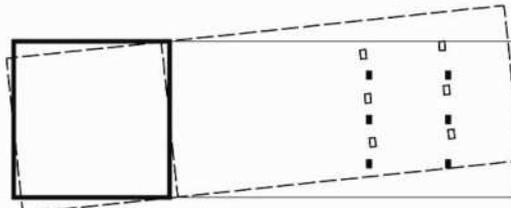


Figura 2 – Configurazione non regolare in pianta

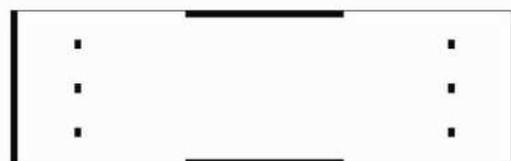


Figura 3 – Configurazione regolare in pianta

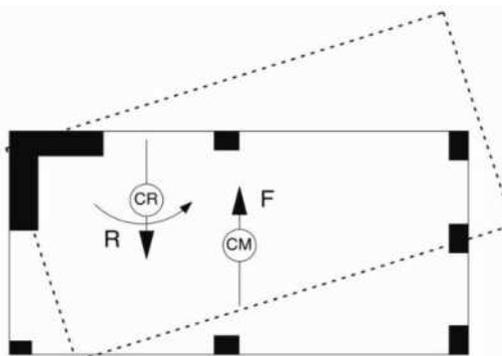


Figura 4 – Effetti della irregolarità in pianta

Altre indicazioni al riguardo vengono fornite dall'EC8 [11], secondo cui un edificio risulta regolare in pianta se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- la struttura dell'edificio deve essere approssimativamente simmetrica in pianta rispetto a due assi ortogonali in relazione alla distribuzione della rigidità laterale e della massa;
- la configurazione della pianta deve essere compatta, cioè ogni impalcato deve essere delimitato da una linea convessa poligonale. Se sono presenti arretramenti in pianta (angoli rientranti o rientranze ai bordi), la regolarità in pianta può ancora essere considerata soddisfatta, a patto che queste rientranze non influenzino la rigidità in pianta del piano e che, per ogni rientranza, l'area tra il perimetro del piano e una linea poligonale convessa che racchiude il piano non superi il 5% dell'area del piano;
- la rigidità in pianta degli impalcati deve essere sufficientemente grande rispetto alla rigidità laterale degli elementi strutturali verticali, in modo che la deformazione dell'impalcato abbia un effetto piccolo sulla distribuzione delle forze tra gli elementi strutturali verticali. A questo riguardo, si raccomanda che le configurazioni in pianta a L, C, H, I, e X siano attentamente esaminate, soprattutto per quello che riguarda la rigidità dei tratti laterali, che dovrebbe essere paragonabile a quella della parte centrale, al fine di soddisfare la condizione di impalcato rigido;
- la snellezza  $\lambda = L_{max}/L_{min}$  dell'edificio in pianta non deve essere maggiore di 4, dove  $L_{max}$  e  $L_{min}$  sono rispettivamente la maggiore e la minore dimensione in pianta dell'edificio, misurate nelle direzioni ortogonali;
- ad ogni livello e per ogni direzione di analisi x e y, l'eccentricità strutturale  $e_o$  e il raggio torsionale  $r$  devono essere in accordo con le due condizioni riportate di seguito, che sono espresse per la direzione di analisi y:  

$$e_{ox} \leq 0,30 \times r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

Per l'applicabilità dell'analisi statica non lineare (Pushover), le Norme impongono condizioni parecchio restrittive:

- il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata deve avere una partecipazione di massa non inferiore al 75% (in tal caso è possibile applicare distribuzioni di forze statiche d'inerzia proporzionali a quelle di un'analisi statica lineare o corrispondenti ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare principale);
- il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_C$  (in tal caso è possibile applicare distribuzioni di forze statiche d'inerzia corrispondenti alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare).

Dunque, per poter ritenere affidabile la risposta strutturale di un edificio attraverso l'esecuzione di un'analisi statica non lineare, è indispensabile poter assimilare il comportamento globale a quello di un oscillatore semplice con le caratteristiche dinamiche associate al modo di vibrare dominante ed a cui sia associata una massa pari almeno al 75% di quella complessiva!

Tali condizioni sono più facili da raggiungere in edifici regolari. Scelte di modellazione possono condizionare tale esito: modellazione di tamponamenti e di tramezzi, di travetti nella continuità flessionale delle travi; solai infinitamente

rigidi nel loro piano; scelta del tipo di comportamento associato ai singoli elementi; ...

Per edifici poco regolari, pertanto, diventa quasi inevitabile il ricorso ad analisi più sofisticate che, integrando in maniera diretta le equazioni del moto, consentano un calcolo reale della risposta sismica della struttura. Le analisi dinamiche non lineari consentono di superare le severe condizioni di applicabilità. Tuttavia, esse richiedono oneri computazionali decisamente più elevati, un'ottima capacità di gestire i risultati e l'utilizzo di accelerogrammi reali o artificiali opportunamente adattati al problema specifico. Spesso il controllo dei risultati di analisi dinamiche non lineari avviene mediante analisi in campo lineare, perdendo, così, informazioni sulle capacità anelastiche della struttura.

Le analisi pushover multimodali o le analisi di tipo adattivo consentono di esplorare sia il campo elastico sia quello anelastico di una struttura, per cui potrebbero fornire uno strumento più completo per il controllo dei risultati di un'analisi dinamica non lineare. Tuttavia, a livello normativo, non si ritrova un esplicito riferimento a tali metodi d'analisi: manca, infatti, un consistente bagaglio di risultati consolidati nel tempo, come è invece disponibile, ad esempio, per il metodo N2 [17].

### 3. UNA PROCEDURA MDOF

Per gli edifici nei quali la risposta dinamica non è prevalentemente influenzata dal modo fondamentale di vibrazione è possibile considerare l'effetto dei modi superiori conducendo un'analisi statica non lineare multimodale (MPA). La procedura di analisi proposta da Chopra e Goel nel 2002 [13], e denominata UncoupledResponseHistory Analysis (URHA), consiste nell'eseguire separatamente delle analisi dinamiche non lineari con riferimento ad oscillatori modali non lineari ottenuti a partire da una distribuzione di forze proporzionali alle forze d'inerzia associate ad un certo numero di modi di vibrazione, che contribuiscono significativamente alla risposta dinamica in ambito lineare, e successivamente combinarne gli effetti. Questo approccio corrisponde ad un'analisi dinamica non lineare in cui si è operato un disaccoppiamento forzato delle componenti modali di risposta.

La UncoupledModalResponseHistory Analysis nelle strutture spaziali si articola nei seguenti passi:

1. calcolare le frequenze naturali  $\omega_n$  e i modi di vibrare  $\phi_n$ ;
2. eseguire un'analisi di spinta per il modo n-esimo applicando una distribuzione di forze  $\Psi_n = m \phi_n$  e ricavare la relativa curva di capacità taglio alla base-spostamento in sommità nella direzione dell'input  $V_{bn} - u_{rn}$ ;
3. rappresentare la curva di capacità come una curva bilineare incrudente che dipende dal massimo spostamento in sommità ottenuto per il sistema MDOF inelastico corrispondente al modo n-esimo;
4. convertire la curva pushover  $V_{bn} - u_{rn}$  nella relazione tra la forza  $F_{sny}/L_n$  e lo spostamento  $D_n$  del sistema SDOF inelastico corrispondente al modo n-esimo con le seguenti posizioni:

$$\frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{m_n^*} \quad (1)$$

$$D_{sny} = \frac{u_{rny}}{\Gamma_n \phi_{rn}} \quad (2)$$

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{\phi_n^T m \phi_n} \quad (3)$$

dove  $\phi_{rn}$  = valore di  $\phi_n$  in sommità.

5. calcolare la storia nel tempo dello spostamento in sommità  $u_{rn}$  associato al sistema SDOF inelastico corrispondente al modo n-esimo  $u_{rn} = \Gamma_n \phi_{rn} D_n$  a partire da un accelerogramma spettro-compatibile;
6. ripetere i passi 3-5 per un numero di modi considerato sufficiente ad ottenere un'adeguata accuratezza nella risposta del sistema;
7. determinare la risposta totale combinando la risposta dei carichi gravitazionali ed i picchi di risposta modali usando la regola di combinazione quadratica completa CQC (Combinazione Quadratica Completa).

L'analisi pushover multi - modale utilizzata nel presente lavoro, invece, è basata sul contributo pesato di più forme modali. L'approccio utilizzato considera un vettore dei carichi proporzionale a tutte le forme modali considerate mediante fattori di partecipazione che si determinano a partire dalla risposta della struttura ottenuta da un'analisi modale spettrale in ambito lineare. La metodologia risulta di facile implementazione, richiedendo l'impiego di una sola analisi pushover associata ad una distribuzione di forze che considera il contributo di più forme modali.

La procedura viene applicata considerando i seguenti passi:

1. si valutano le forme modali  $\phi_n$ ;
2. si determinano i fattori di partecipazione modale

$$\Gamma_n = \frac{\Phi_n^T m}{\Phi_n^T m \Phi_n} e \quad (4)$$

dove  $m$  = matrice di massa ed  $e$  = vettore pseudostatico associato alla direzione dell'input.

3. si determinano gli spostamenti modali  $D_n$  dallo spettro elastico;
4. noti i valori spettrali si determinano gli spostamenti modali massimi  $u_n = \Gamma_n D_n \Phi_n$ ;
5. si stima la risposta massima,  $u_{max}$ , in termini di spostamento mediante la CQC (Combinazione Quadratica Completa);
6. si effettua la decomposizione modale della risposta massima nei contributi modali e si determinano i corrispondenti fattori di partecipazione

$$z_n = \frac{\Phi_n^T m}{\Phi_n^T m \Phi_n} u_{max} \quad (5)$$

7. si effettua un'analisi pushover, che utilizza un vettore di carico come combinazione dei modi di vibrazione della struttura in accordo ai fattori di partecipazione determinati al punto 6: tale curva si assume rappresentativa della curva di capacità della struttura.

#### 4. APPLICAZIONI A CASI REALI

Nell'ambito del progetto di valutazione della vulnerabilità sismica di alcune scuole esistenti nelle Provincia Foggia (Fig. 5, [3]), si sono scelte tre scuole che meglio si prestassero alle considerazioni del presente lavoro.

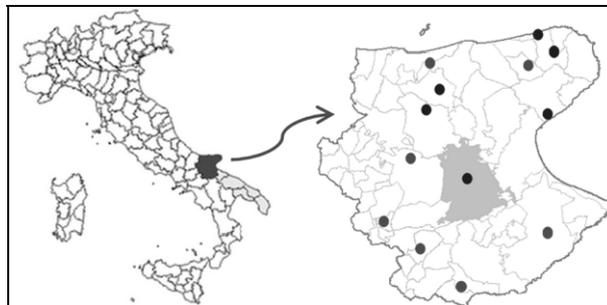


Figura 5 – Localizzazione delle scuole del progetto [3]

Le tre scuole (denominate A, B e C) sono situate nel territorio della Provincia di Foggia, in “Zona sismica 2”, secondo le ormai superate classificazioni sismiche. Si riportano di seguito alcune carpenterie delle scuole in oggetto (Fig. 6, 7, 8).

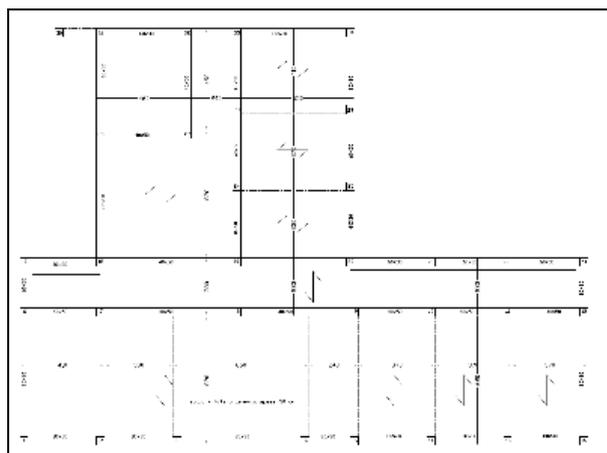


Figura 6 – Scuola A – Carpenteria piano tipo

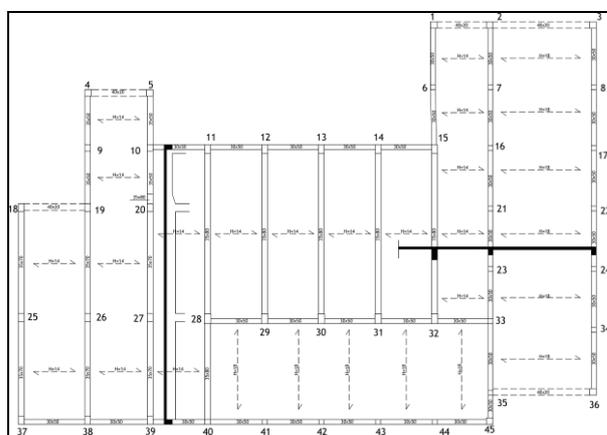


Figura 7 – Scuola B – Carpenteria piano tipo



Figura 8 – Scuola C – Carpenteria piano tipo

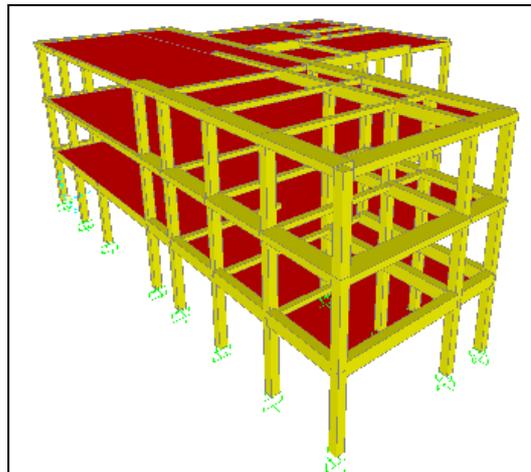


Figura 9 – Scuola A – Vista prospettica modello

Le tre scuole hanno delle caratteristiche comuni, sia architettoniche sia strutturali. Dal punto di vista architettonico presentano un piano seminterrato e tre impalcati fuori terra, sono situate in un territorio a medio – alta pericolosità sismica (Zona 2), ma sono state progettate considerando solo le azioni gravitazionali.

Dal punto di vista strutturale le scuole sono di tipologia costruttiva a telai spaziali in c.a. e con fondazioni superficiali (i cui effetti non sono stati considerati nelle analisi eseguite nel presente lavoro); i solai sono realizzati con struttura mista in latero – cemento, a travetti gettati in opera, ed aventi una caldana di dimensioni idonee a ritenere gli impalcati infinitamente rigidi nel loro piano ai sensi dell'EC8 [11] e del D.M. 14/01/2008 [9]; gli elementi strutturali (solai, travi, pilastri) hanno dimensioni ordinarie.

Le tre scuole possono ritenersi irregolari in pianta, ai sensi dei suddetti riferimenti normativi.

Per le tre scuole sono state condotte delle approfondite campagne conoscitive sulle strutture e sui materiali secondo metodologie consolidate [2], [3], [9], [10], [12], che hanno consentito di acquisire un livello di conoscenza LC2.

Il modello strutturale degli edifici in oggetto è stato ricostruito ed analizzato utilizzando il software di calcolo agli elementi finiti SAP2000 v14 della CSI.

Per ciascuno dei tre modelli agli elementi finiti sono state eseguite delle preliminari analisi elastiche lineari modali, finalizzate alla determinazione dei principali modi di vibrare e dei correlati coefficienti di partecipazione modale. In alcuni casi sono stati analizzati due diversi modelli della stessa scuola: il primo, in cui si è trascurata la continuità fra travi e travetti di solaio; il secondo, invece, in alcuni travetti sono stati modellati.

Si riportano nel seguito le informazioni relative alle proprietà dinamiche dei modelli analizzati:

Tabella 1 – Scuola A, proprietà dinamiche

Modo	Periodo (s)	Massa X (%)	Massa Y (%)
<b>1</b>	<b>0,9122</b>	<b>0,01</b>	<b>82,738</b>
2	0,8198	34,914	0,253
<b>3</b>	<b>0,7847</b>	<b>50,249</b>	<b>0,086</b>
4	0,3110	0,036	13,784
5	0,2902	8,464	0,327
6	0,2804	4,337	0,222
7	0,1804	0,0032	2,281
8	0,1749	1,97	0,017
9	0,1666	0,03	0,291

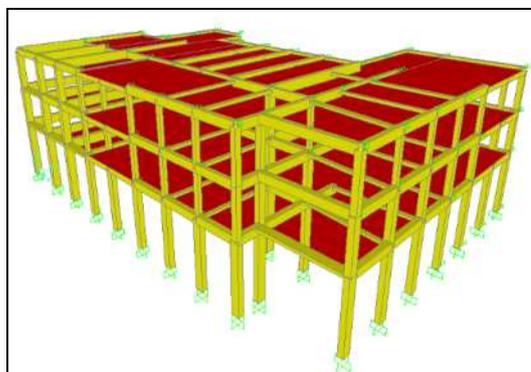


Figura 10 – Scuola B – Vista prospettica modello

Tabella 2- Scuola B, proprietà dinamiche

Modo	Periodo (s)	Massa X (%)	Massa Y (%)
<b>1</b>	<b>1,1069</b>	<b>90,219</b>	<b>0,0069</b>
2	0,7391	1,342	24,125
<b>3</b>	<b>0,7051</b>	<b>0,353</b>	<b>68,344</b>
4	0,3434	6,317	0,0067
5	0,2847	0,037	3,621
6	0,2384	0,0063	2,837
7	0,1854	1,724	0,0006
8	0,1460	0,0018	0,51
9	0,1291	0,0003	0,547

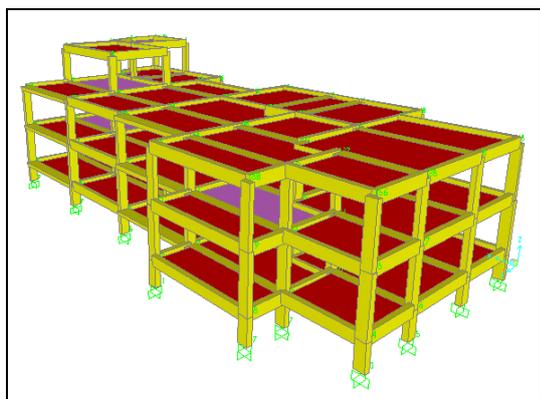


Figura 11 – Scuola C – Vista prospettica modello

Tabella 3 - Scuola C, proprietà dinamiche

Modo	Periodo (s)	Massa X (%)	Massa Y (%)
1	0,4519	63,843	0,242
2	0,3954	0,0001	60,324
3	0,3670	2,51	6,236
4	0,2157	1,544	0,011
5	0,1725	0,085	1,825
6	0,1548	8,238	0,125
7	0,1363	0,081	5,089
15	0,0624	19,102	1,411
17	0,0582	2,364	16,917

Successivamente sono state condotte analisi in campo non lineare, di seguito dettagliate:

- Analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo (Time History): eseguite in accordo ai disposti del cap. 7.3.4.2 del D.M. 14/01/2008 [9] utilizzando 7 gruppi di accelerogrammi artificiali di cui al cap. 3.2.3.6 [9];
- Analisi statiche non lineari (Pushover), con una distribuzione di forze orizzontali proporzionali alla forma del modo di vibrare principale per ciascuna direzione (senza tener conto necessariamente del rispetto delle condizioni di applicabilità del criterio, ossia della minima quantità di massa partecipante associata al modo principale di vibrare);
- Analisi statiche non lineari multimodali (MPA), condotte con una “composizione multimodale” di forze proporzionali ad una combinazione delle forme di vibrare considerate per raggiungere una partecipazione di massa almeno pari al 90%.

Per i materiali sono stati considerati legami costitutivi non lineari. In particolare, per il calcestruzzo si è utilizzato un legame costitutivo elaborato sul modello di Mander [19]; per l'acciaio si è considerato un legame elasto – plastico inкруdente con limitata deformazione a rottura. Le proprietà dei materiali sono state assegnate agli elementi mediante una modellazione a “plasticità diffusa”, con discretizzazione “a fibre” delle sezioni lungo lo sviluppo longitudinale, e considerando un dominio di resistenza non lineare sforzo normale – momenti flettenti (P - M2 -M3).

## 5. RISULTATI

Le varie analisi pushover hanno consentito di determinare le curve di capacità, relative a ciascuna direzione e a ciascun verso di carico. Sono state messe a diretto confronto le curve di capacità relative alle analisi pushovermonomodali e a quelle multimodali. La bontà della metodologia è stata testata mediante il confronto con i risultati delle analisi time history.

È stato anche eseguito un confronto in termini percentuali del massimo tagliante raggiunto con le analisi pushovermonomodali e quelle multimodali.

Si riportano nel seguito i risultati più significativi.

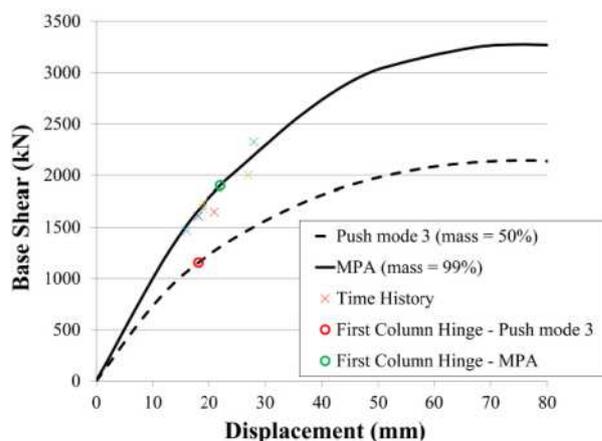


Figura 12 – Scuola A – Confronto curve di capacità – X

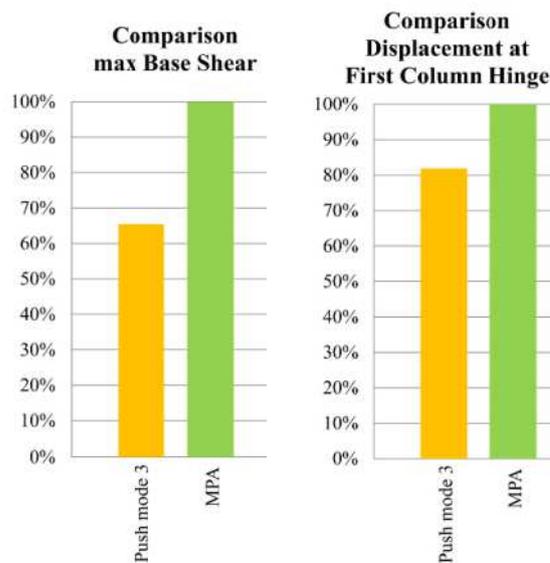


Figura 13 – Scuola A – Risultati

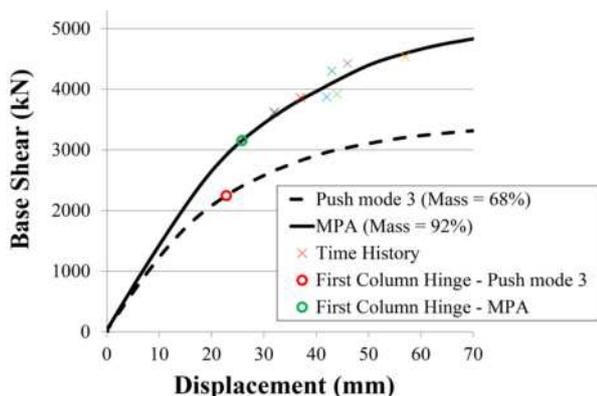


Figura 14 – Scuola B – Confronto curve di capacità – Y

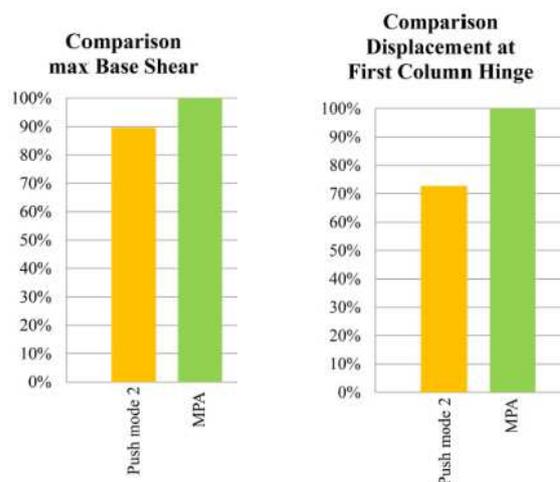


Figura 17 – Scuola C – Risultati

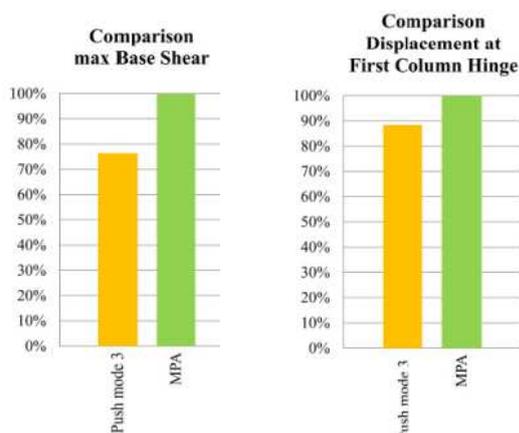


Figura 15 – Scuola B – Risultati

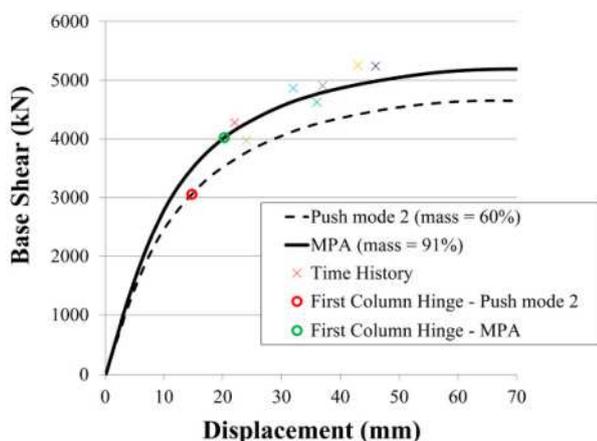


Figura 16 – Scuola C – Confronto curve di capacità – Y

## 6. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono state analizzate tre scuole esistenti, situate nella Provincia di Foggia, territorio a medio – alta sismicità ed accomunate da una irregolarità in pianta. Sono stati eseguiti diversi tipi di analisi: analisi dinamiche lineari, per la conoscenza delle caratteristiche dinamiche in campo elastico, utili per l’associazione delle distribuzioni di forze delle successive analisi statiche non lineari; analisi statiche non lineari monomodali, eseguite considerando, per ogni direzione e verso di azione delle forze sismiche, una distribuzione di forze orizzontali di piano proporzionali alla forma del modo di vibrare fondamentale; analisi statiche non lineari multimodali, eseguite considerando, per ogni direzione e verso di azione delle forze sismiche, una distribuzione di forze orizzontali di piano proporzionali ad una combinazione delle forme dei modi di vibrare sufficienti a raggiungere un livello di partecipazione di massa minimo pari al 90% della massa complessiva; analisi dinamiche non lineari con integrazione al passo, per lo studio del comportamento reale della struttura in campo elastico ed anelastico.

Mettendo a confronto i risultati ottenuti, si è mostrato come, per strutture irregolari, il contributo delle forme modali superiori sia determinante per l’affinamento di procedure di calcolo capaci di cogliere al meglio, anche se in maniera semplificata, le prestazioni elastiche ed anelastiche. Le pushovermonomodali, infatti, anche se eseguite nel rispetto dei disposti di Norma, sono risultate distanti, seppur in maniera conservativa, sia dalle curve multimodali e sia dai risultati delle analisi dinamiche non lineari.

Il confronto tra i diversi taglianti massimi al piede della costruzione, poi, ha evidenziato che le analisi pushovermonomodali tendono a sottostimare anche le capacità di resistenza.

Il presente lavoro offre una dimostrazione, su casi reali, dell’affidabilità del metodo di analisi pushover del tipo multimodale. Tale procedura presenta il vantaggio che, con lo stesso ridotto onere computazionale delle procedure di analisi basate sul contributo di un’unica forma modale, si ottengono risultati più accurati, grazie al contributo dei modi di vibrare superiori, circostanza assai importante per gli edifici irregolari.

Il metodo testato consente di cogliere in maniera più speditiva le caratteristiche elasto – plastiche del sistema strutturale senza necessità di analisi dinamiche non lineari, senza la delicata selezione di accelerogrammi scalati e con oneri computazionali decisamente più limitati.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] PORCO, F., UVA, G. (2013) – Assessment of the reliability of structural concretes during execution phases. *COMPdyn 2013 - 4<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, V. Plevris (eds), 12–14 June, Kos Island, Greece
- [2] UVA, G., PORCO, F., FIORE, A., MEZZINA, M. (2012) – Proposal of methodology for assessing the reliability of in-situ concrete tests and improving the estimate of the compressive strength. *Construction & Building Materials* – 38; 72-83 ISSN: 0950-0618, doi: 10.1016/j.conbuildmat.2012.08.025
- [3] FIORE, A., PORCO, F., UVA, G., MEZZINA, M. (2013) – On the dispersion of data collected by in situ diagnostic of the existing concrete. *Construction and Building Materials*, 47208–217, doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.05.001
- [4] PORCO, F., FIORE, A., UVA, G., RAFFAELE, D. (in stampa) – The Influence of infilled panels in retrofitting interventions of existing RC buildings: a case study. *Structure and infrastructure engineering*, ISSN: 1573-2479
- [5] FIORE, A., PORCO, F., RAFFAELE, D., UVA, G. (2012) – About the influence of the infill panels over the collapse mechanisms active under pushover analyses: two case studies. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 39, 11-22 – ISSN-02677261, doi:10.1016/j.soildyn.2012.02.004
- [6] UVA, G., PORCO, F., FIORE, A. (2011) – Appraisal of masonry infill walls effect in the seismic response of RC framed buildings: a case study. *Engineering Structures* 34, 514-526 – ISSN 0141-0296, doi:10.1016/j.engstruct.2011.08.043
- [7] PORCO, F., UVA, G., RAFFAELE, D., FIORE, A. (2012) – On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Engineering Structures* 42, 83-94 – ISSN 0141-0296 doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.04.005
- [8] CASOLO, S., PORCO, F., UVA, G. (2013) – An Analytical Approach for Assessment of the Effects of Infill Panels in RC Frames. *COMPdyn 2013 - 4<sup>th</sup> ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, V. Plevris (eds.), 12–14 June, Kos Island, Greece
- [9] D. M. 14.01.2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni
- [10] Circolare 2 Febbraio 2009, n.617. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- [11] CEN (European Committee of Standardization), 2003. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1, CEN, Bruxelles.
- [12] CEN (European Committee of Standardization), 2005. Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998-3. Bruxelles.
- [13] CHOPRA, A.K., GOEL, R.K. (2002) – A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 561-582
- [14] CHOPRA, A.K., GOEL, R.K. (2004) – A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 33, 903-927
- [15] CHOPRA, A.K., GOEL, R.K., CHINTANAPAKDEE, C. (2004) – Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher mode as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*, 20(3), 757-778
- [16] CHOPRA, A.K., GOEL, R.K. (2005) – Role of higher-mode pushover analyses in seismic analysis of Buildings. *Earthquake Spectra*, 21(4), 1027-1041
- [17] FAJFAR, P., GASPERIC, P. (1996) – The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28:979-93
- [18] MANDER, J.B., PRIESTLEY, M.J.N., PARK, R. (1984) – Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, (ASCE), 114(3):1804-1826
- [19] CHARILAOS A. MANIATAKIS, IOANNIS N. PSYCHARIS, CONSTANTINE C. SPYRAKOS (2013) – Effect of higher modes on the seismic response and design of moment-resisting RC frame structures. *Engineering Structures*, 56:417-430
- [20] KAZEM SHAKERI, KARIM TARBALI, MOHTASHAM MOHEBBI (2012) – An adaptive modal pushover procedure for asymmetric-plan buildings. *Engineering Structures*, 36:160-172
- [21] YI JIANG, GANG LI, DIXIONG YANG (2010) – A modified approach of energy balance concept based multimode pushover analysis to estimate seismic demands for buildings. *Engineering Structures*, 32:1272-1283
- [22] HERNÁNDEZ-MONTES, E., KWON, O.S., ASCHHEIM, M.A., (2004) – An energy-based formulation for first- and multiple- mode nonlinear static (pushover) analyses, *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1), 69-88
- [23] BUDIONO, B., SUSELO, A.A. (2012) – The degree of accuracy between modal pushover analysis (MPA) using CQC and SRSS combination in comparison to nonlinear response time history (NLTHA) for 3D RC structures. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 24-28 September, Lisbon
- [24] OYGUC, R.A., BODUROGLU, H. (2012) – Seismic capacity assessment of existing irregular reinforced concrete (RC) buildings by an adaptive three-dimensional Pushover procedure. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, 24-28 September, Lisbon
- [25] SOUSA, R., BIANCHI, F., PINHO, R., NASCIBENE, R. (2011) – Problematiche di modellazione nella valutazione sismica delle strutture esistenti. *Convegno AIST*, 6 Ottobre, Bologna.

# RISPOSTA SISMICA DI PILE FONDATE SU GRUPPI DI PALI INCLINATI

**Michele Morici<sup>1</sup>, Sandro Carbonari<sup>1</sup>, Francesca Dezi<sup>2</sup>, Fabrizio Gara<sup>1</sup>, Graziano Leoni<sup>3</sup>**

1 Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e dell'Architettura, Università Politecnica delle Marche, Ancona

2 Dipartimento di Economia e Tecnologia, Università degli Studi di San Marino, San Marino

3 Scuola di Architettura e Design, Università di Camerino, Ascoli Piceno

## SOMMARIO

Questo lavoro indaga la risposta sismica di pile da ponte fondate su gruppi di pali inclinati tenendo conto dell'interazione terreno-struttura e considerando gruppi di pali con differente geometria e caratterizzati da pali con diversa inclinazione. Le analisi di interazione sono eseguite ricorrendo al metodo per sottostrutture ed utilizzando, per le analisi di interazione cinematica delle palificate a pali inclinati, un modello numerico 3D agli elementi finiti sviluppato dagli autori. In particolare, i pali sono modellati con elementi trave mentre il terreno è schematizzato come un mezzo visco-elastico costituito da strati orizzontali indefiniti tra loro indipendenti. L'interazione palo terreno e palo-terreno-palo è colta nel dominio delle frequenze utilizzando funzioni elastodinamiche di Green che permettono implicitamente di tenere conto anche dello smorzamento geometrico e isteretico. Le sovrastrutture hanno un comportamento lineare e sono schematizzate con elementi trave. L'approccio per sottostrutture permette di indagare separatamente gli effetti cinematici ed inerziali in fondazione, al variare della geometria della palificata, e di evidenziare il contributo dell'interazione nella definizione del moto sismico per le analisi delle sovrastrutture (moto della fondazione). I risultati delle analisi permettono di esprimere delle prime considerazioni circa l'influenza della configurazione della palificata e dell'inclinazione dei pali sul comportamento strutturale delle pile (spostamenti e caratteristiche di sollecitazione) e sulla risposta delle fondazioni (massimi tagli e momenti flettenti nei pali dovuti all'interazione cinematica e inerziale).

## SEISMIC RESPONSE OF BRIDGE PIERS FOUNDED ON INCLINED PILE GROUPS

### SUMMARY

This paper investigates the seismic response of bridge piers founded on inclined pile groups, evaluating effects of soil-structure interaction by considering different pile group geometry and pile inclinations. Analyses are performed by means of the sub-structure approach taking advantage of a 3D numerical model developed by the authors for the kinematic interaction analysis of inclined pile groups. In particular, piles are modelled by means of beam elements and the soil is schematized as a visco-elastic medium constituted by independent infinite horizontal layers. The soil-pile and the pile-soil-pile interaction are captured in the frequency domain by means of elastodynamic Green's functions that also allow including automatically the hysteretic and radiation damping. Superstructures are characterized by a linear behaviour and are modelled by means of beam elements. The substructure approach allows investigating the kinematic and inertial effects in the soil-foundation systems, separately, by varying the pile group geometry, and allows evaluating the contribution of soil-foundation interaction on the definition of the seismic input for the superstructure analyses (foundation input motion). Basic considerations about the influence of the pile inclination and the group configuration on the structural behaviour (displacements and stress resultants) and on the foundation response (maximum shears and bending moments in piles due to kinematic and inertial interaction) are provided and discussed.

### 1. INTRODUZIONE

Nelle aree a rischio sismico l'utilizzo di fondazioni con pali inclinati è sconsigliato dalle moderne normative sismiche [1, 2] sebbene, rispetto a quelle con pali verticali, queste siano per loro natura più capaci di resistere alle forze orizzontali. Nei pali inclinati, infatti, le forze orizzontali sono assorbite in parte dallo sforzo assiale determinando dunque una riduzione delle sollecitazioni flettenti e taglianti e rendendo possibile

l'utilizzo di pali di diametro inferiore, specialmente nel caso di terreni soffici. Tuttavia, a seguito del loro inefficiente comportamento durante alcuni terremoti passati, l'utilizzo dei pali inclinati non è oggi ben visto; tra gli altri, alcuni esempi di queste scadenti prestazioni sono rappresentati dalle banchine del Porto di Oakland, durante il terremoto di Loma Prieta (1989), e dal porto di Los Angeles, durante il terremoto di Northridge (1994). L'analisi dei danni a seguito di tali eventi

ha dimostrato che in molti casi i danni erano da imputare all'inefficienza della connessione palo-zattera e ad un inappropriato progetto del palo [3]. Infatti, durante eventi sismici di elevata intensità i pali inclinati possono essere soggetti ad importanti azioni assiali che possono danneggiare la connessione palo-zattera e incidere sulla capacità della sezione di resistere ai momenti flettenti. Questi aspetti devono essere opportunamente considerati nella progettazione per garantire una buona prestazione sismica della palificata.

Tuttavia, esistono anche evidenze che dimostrano che i pali inclinati possono essere, almeno in alcuni casi e se ben progettati, vantaggiosi per la sovrastruttura, rispetto ai pali verticali [4-5]. Alcuni di questi esempi sono costituiti dal molo Maya di Kobe, durante il terremoto di Kobe del 1995 ed dal ponte Landing Road in Nuova Zelanda durante il terremoto di Edgcombe del 1987.

Queste ultime evidenze, insieme alla consapevolezza sulle cause dei danni osservati durante alcuni terremoti passati, hanno contribuito a rinnovare la fiducia degli ingegneri in questo tipo di fondazione tanto che di recente il loro utilizzo sta tornando a crescere (e.g. Oakland Bay Bridge a San Francisco). Certamente però, allo stato attuale, il comportamento dei pali inclinati sotto carichi sismici non è del tutto ben compreso, ma importanti progressi si sono avuti negli ultimi anni in questo campo, grazie agli studi condotti da Sadek e Shahrouh [6], Gerolymos et al. [7], Giannakou et al. [8], Padrón et al. [9] e Morici et al. [10]. Ulteriori approfondimenti sono però necessari per chiarire il ruolo dei pali inclinati nella risposta sismica delle soprastanti strutture. A questo fine il ricorso ad analisi di interazione dinamica terreno-struttura è essenziale.

Assumendo un comportamento lineare (o lineare equivalente) per il sistema terreno-fondazione, le analisi di interazione terreno-struttura possono essere eseguite ricorrendo ad un approccio per sottostrutture. Questo consiste nello studiare separatamente il sistema terreno-fondazione e la sovrastruttura su base cedevole soggetta al moto di fondazione. L'analisi del sistema terreno-fondazione ha due scopi: (i) valutare l'interazione cinematica terreno-fondazione (e.g. definire il moto a livello di fondazione e valutare le sollecitazioni lungo i pali derivanti dalla propagazione delle onde sismiche nel terreno) e (ii) definire le funzioni di impedenza dinamica del sistema, ovvero le leggi complesse forza-spostamento necessarie a definire la cedevolezza dei supporti per la modellazione della sovrastruttura e le analisi inerziali. Questo approccio viene in genere preferito rispetto ad altri disponibili in letteratura, come ad esempio il metodo diretto, perché risulta essere più versatile permettendo l'utilizzo di strumenti di analisi differenti per ciascuno dei domini in cui è diviso il problema globale.

In questo lavoro l'approccio per sottostrutture sarà adottato per eseguire le analisi di interazione dinamica terreno-struttura di alcuni casi studio costituiti da pile da ponte fondate su gruppi di pali inclinati aventi differente geometria ed inclinazione dei pali. L'approccio per sottostrutture permette di indagare separatamente gli effetti cinematici ed inerziali in fondazione, al variare della geometria della palificata evidenziando il contributo dell'interazione nella definizione del moto sismico per le sovrastrutture (moto della fondazione). Si considera un deposito di terreno costituito da più strati orizzontali caratterizzati da proprietà dinamiche crescenti con la profondità e si assumono due diverse tipologie

di fondazioni con pali inclinati di diversi angoli. L'input sismico è costituito da accelerogrammi reali, registrati su roccia e scalati in modo tale che il relativo spettro elastico in accelerazione, valutato in superficie al deposito, sia compatibile con lo spettro di riferimento, dedotto dalla normativa in relazione ad una fissata pericolosità sismica e alla specifica stratigrafia. La compatibilità con lo spettro di riferimento è valutata in corrispondenza del periodo fondamentale delle sovrastrutture, calcolato nell'ipotesi di base fissa.

## 2. METODOLOGIA DI ANALISI

In questo lavoro si studia il comportamento sismico di singole pile da ponte fondate su gruppi di pali inclinati. Lo schema è rappresentativo non solo del comportamento di ponti costituiti da più travi in semplice appoggio, ma anche del comportamento trasversale di ponti multicampata con impalcato continuo non vincolato alle spalle (Figura 1). Per ponti vincolati alle spalle lo schema può essere comunque rappresentativo, nel caso di ponti lunghi, del comportamento delle pile centrali. La pila è fondata su un gruppo di pali inclinati, aventi una qualsiasi geometria e vincolati in testa da una zattera rigida.

### 2.1. Analisi del sistema terreno-fondazione

In accordo con il metodo per sottostrutture, il sistema terreno-fondazione viene studiato separatamente dalla sovrastruttura eseguendo analisi di interazione cinematica e determinando le impedenze dinamiche del sistema per mezzo del modello numerico proposto da Morici et al. [10]. I pali sono modellati con elementi trave a comportamento lineare mentre il terreno è schematizzato come un mezzo visco-elastico, costituito da strati infinitesimi indefiniti tra loro indipendenti. La dinamica di ciascuno strato è fondamentale alla modellazione del problema dell'interazione palo-terreno-palo ed è definita ricorrendo a funzioni elastodinamiche di Green che permettono inoltre di cogliere in modo automatico sia lo smorzamento per ragione sia lo smorzamento isteretico del materiale.

L'assemblaggio della matrice di rigidità dinamica del sistema terreno-fondazione permette di scrivere il seguente sistema di equazioni complesse lineari che governa la dinamica del problema

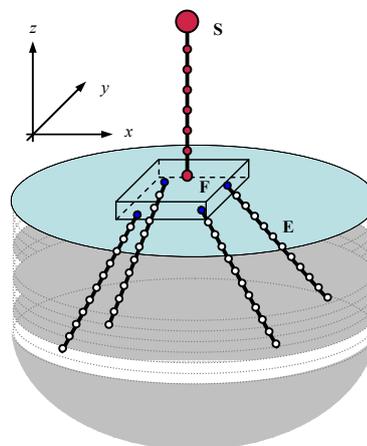


Figura 1 – Modello del sistema terreno-fondazione-struttura

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{FF,F} & \mathbf{Z}_{FE} \\ \mathbf{Z}_{EF} & \mathbf{Z}_{EE} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{d}}_F \\ \tilde{\mathbf{d}}_E \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_F \\ \mathbf{f}_E \end{bmatrix} \quad (1)$$

Nell'Equazione 1 la matrice di rigidità dinamica del sistema terreno-fondazione,  $\mathbf{Z}$ , è stata opportunamente partizionata per mettere in evidenza le componenti di spostamento relative alla zattera di fondazione ( $\tilde{\mathbf{d}}_F$ ) e quelle relative ai pali ( $\tilde{\mathbf{d}}_E$ ).

La matrice di impedenza dinamica  $\mathbf{Z}$  è ottenuta dall'assemblaggio di diversi contributi in accordo all'Equazione 2

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{FF,F} & \mathbf{Z}_{FE} \\ \mathbf{Z}_{EF} & \mathbf{Z}_{EE} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{FF,F} & \mathbf{K}_{FE} \\ \mathbf{K}_{EF} & \mathbf{K}_{EE} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{FF,F} & \mathbf{M}_{FE} \\ \mathbf{M}_{EF} & \mathbf{M}_{EE} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathfrak{I}_{FF,F} & \mathfrak{I}_{FE} \\ \mathfrak{I}_{EF} & \mathfrak{I}_{EE} \end{bmatrix} \quad (2)$$

dove  $\mathbf{K}$  è la matrice reale di rigidità della palificata,  $\mathbf{M}$  è la matrice reale delle masse dei pali mentre  $\mathfrak{I}$  è la matrice complessa di impedenza globale del terreno.

Si può notare che gli spostamenti del terreno non compaiono nell'Equazione 1 dato che l'interazione palo-terreno e palo-terreno-palo è già inclusa nella definizione della matrice  $\mathfrak{I}$ . Il termine noto raccoglie le forze di interazione palo-terreno che si sviluppano come conseguenza del moto sismico. La definizione del vettore delle forze richiede la conoscenza degli spostamenti di terreno libero a differenti profondità, in corrispondenza dei nodi, individuati dalla modellazione agli elementi finiti dei pali. La definizione del moto di terreno libero richiede generalmente l'esecuzione di analisi di risposta locale, di tipo monodimensionale o spaziale, secondo la complessità del sito in esame. Nel presente lavoro sono state eseguite analisi di risposta locale monodimensionale per definire il moto di terreno libero in input e cogliere eventuali effetti di amplificazione di sito. Nelle analisi di risposta locale il comportamento non lineare del terreno è stato incluso in modo lineare equivalente, ovvero calibrando rigidità e smorzamento in funzione del livello di deformazione ottenuto durante lo scuotimento.

Manipolando l'Equazione 1 si può ottenere la matrice di impedenza dinamica del sistema terreno-fondazione (complessa)

$$\mathbf{I}(\omega) = (\mathbf{Z}_{FF,F} - \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{Z}_{EF}) \quad (3)$$

e il moto della fondazione (anch'esso complesso)

$$\tilde{\mathbf{d}}_F(\omega) = \mathbf{I}^{-1} [\mathbf{f}_F - \mathbf{Z}_{FE} \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{f}_E] \quad (4)$$

Le quantità a sinistra dell'uguale, nelle Equazioni 3 e 4, sono necessarie all'esecuzione delle analisi di interazione inerziale della sovrastruttura.

## 2.2. Analisi della sovrastruttura e azioni inerziali in fondazione

Assumendo per la sovrastruttura un comportamento lineare, la sua matrice di rigidità dinamica è ottenuta, nel

dominio delle frequenze, in modo classico ricorrendo ad una formulazione agli elementi finiti. Si ottiene così il seguente sistema di equazioni lineari che governa la dinamica della sovrastruttura vincolata su supporti cedevoli e soggetta al moto di fondazione

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{SS} & \mathbf{Z}_{SF} \\ \mathbf{Z}_{FS} & \mathbf{Z}_{FF,S} + \mathbf{I} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{d}_S \\ \mathbf{d}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{I} \tilde{\mathbf{d}}_F \end{bmatrix} \quad (5)$$

Nell'Equazione 5 la matrice  $\mathbf{Z}$  è ottenuta in accordo all'Equazione 6

$$\begin{bmatrix} \mathbf{Z}_{SS} & \mathbf{Z}_{SF} \\ \mathbf{Z}_{FS} & \mathbf{Z}_{FF,S} + \mathbf{I} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SF} \\ \mathbf{K}_{FS} & \mathbf{K}_{FF,S} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_{SS} & \mathbf{M}_{SF} \\ \mathbf{M}_{FS} & \mathbf{M}_{FF,S} \end{bmatrix} + i\omega \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{C}_{SF} \\ \mathbf{C}_{FS} & \mathbf{C}_{FF,S} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \quad (6)$$

dove le matrici  $\mathbf{K}$  ed  $\mathbf{M}$  sono rispettivamente la matrice di rigidità e delle masse della sovrastruttura (reali), mentre

$$\begin{bmatrix} \mathbf{C}_{SS} & \mathbf{C}_{SF} \\ \mathbf{C}_{FS} & \mathbf{C}_{FF,S} \end{bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SF} \\ \mathbf{K}_{FS} & \mathbf{K}_{FF,S} \end{bmatrix} \quad (7)$$

è la matrice di smorzamento del sistema, definita proporzionalmente alla rigidità. Il sistema di equazioni 5 governa il problema completo di interazione dinamica terreno-fondazione-struttura e permette di ricavare gli spostamenti totali della sovrastruttura e della zattera di fondazione (e.g. risultanti dall'interazione cinematica ed inerziale). Infine, per ricavare gli spostamenti totali nei pali occorre sommare agli spostamenti cinematici  $\tilde{\mathbf{d}}_E$  precedentemente determinati gli spostamenti derivanti dalle azioni inerziali in accordo all'Equazione 8

$$\mathbf{d}_E = \mathbf{Z}_{EE}^{-1} \mathbf{Z}_{EF} (\tilde{\mathbf{d}}_F - \mathbf{d}_F) + \tilde{\mathbf{d}}_E \quad (8)$$

Il primo termine dell'Equazione 8 rappresenta gli spostamenti nei pali dovuti alle azioni inerziali; questi derivano dalle azioni trasferite dalla sovrastruttura e sono responsabili delle sollecitazioni inerziali nei pali.

## 3. CASI STUDIO

I casi studio sono costituiti da pile isolate, estratte da un viadotto multi campata con impalcato a sezione mista acciaio-calcestruzzo. Con riferimento alle indicazioni geometriche di Figura 2a, si ottengono, per unità di lunghezza dell'impalcato, una massa traslazionale di 11.37 t/m e una massa rotazionale di 94.72 t/m<sup>2</sup>. La massa associata alla singola pila è stata valutata assumendo una campata di lunghezza 25 m. Le pile hanno un'altezza netta di 13 m e sono caratterizzate da una sezione trasversale quadrata di dimensioni 2x2 m, realizzata con calcestruzzo di classe C25/30. Si assume per il calcestruzzo un comportamento lineare con modulo di Young  $E_c = 3.5 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>, opportunamente ridotto al 75% per tener conto degli effetti della fessurazione. Il periodo fondamentale della sovrastruttura a base fissa è 0.537s.

Le fondazioni sono costituite da gruppi di pali 2x2 aventi diametro di 1 m e lunghezza di 30 m, spaziate tra loro di 5

diametri. Sono state considerate due configurazioni geometriche per le palificate (C1 e C2), secondo gli schemi riportati nella Figura 2b; per ciascuna delle due configurazioni sono stati analizzati quattro differenti angoli di inclinazione  $\theta$  ( $0^\circ$ ;  $10^\circ$ ;  $20^\circ$ ;  $30^\circ$ ) dei pali.

Il deposito di terreno considerato nelle applicazioni è di classe C [1] ed ha uno spessore totale di 40 m, al di sotto del quale è stato collocato il bedrock sismico, caratterizzato da una velocità delle onde di taglio di 800 m/s. La schematizzazione geotecnica del deposito è riportata nella Figura 3a ed è caratterizzata da 3 strati orizzontali aventi rigidità crescente con la profondità. Per il terreno si assume un comportamento visco-elastico, calibrando opportunamente rigidità e smorzamento in funzione delle deformazioni raggiunte durante l'evento sismico in modo da tener conto del comportamento isteretico non lineare. Nelle analisi si adottano le curve di decadimento del modulo di taglio e di incremento dello smorzamento con la deformazione tagliante proposte da Vucetic et al. [11] Figura 3b.

### 3.1. Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è costituita da un set di sette accelerogrammi reali definiti su roccia affiorante, caratterizzati da magnitudo comprese tra 5.2 e 7.2, e distanze epicentrali contenute nel range  $9 \div 136$  km (Tabella 1).

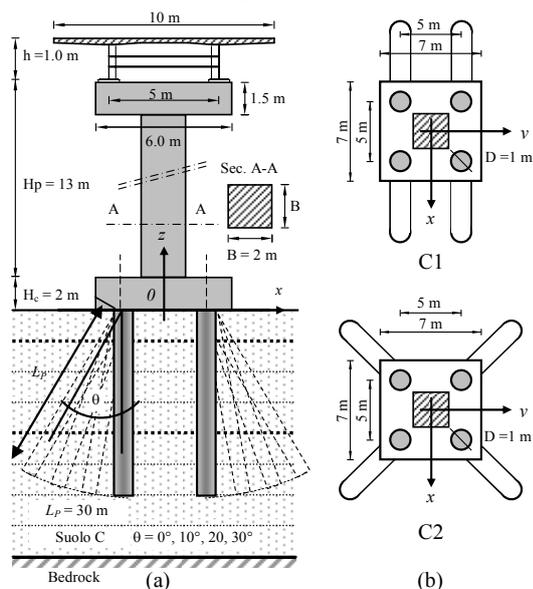


Figura 2 – (a) Sezione trasversale del sistema strutturale e (b) configurazioni delle fondazioni

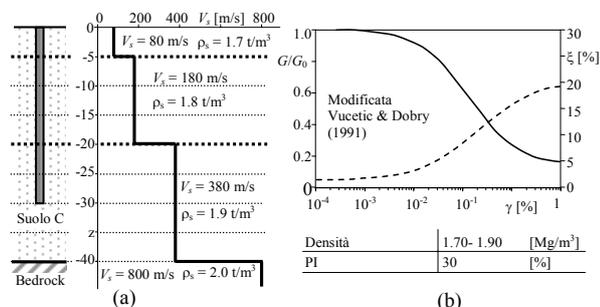


Figura 3 – (a) Schematizzazione geotecnica del profilo e (b) curve di decadimento del modulo di taglio e incremento dello smorzamento

Il moto sismico in tutti i punti di interesse all'interno del deposito è stato ottenuto attraverso un'analisi di risposta locale monodimensionale tenendo conto in modo equivalente della non linearità del terreno. Per adattare l'azione sismica ai livelli di pericolosità scelti ( $PGA = 0.25g$  su suolo di categoria A) e garantire la compatibilità dell'azione sismica con quella di riferimento per il terreno di tipo C evitando allo stesso tempo una eccessiva dispersione dei risultati in conseguenza dei fenomeni di amplificazione locale, è stata adottata una specifica procedura iterativa di scalatura delle azioni selezionate. In particolare, gli accelerogrammi sono stati scalati per ottenere, in superficie del deposito, l'accelerazione spettrale di riferimento (terreno C) in corrispondenza del periodo fondamentale delle sovrastrutture a base fissa. La Figura 4 mostra gli spettri elastici in accelerazione ottenuti in superficie del deposito (linee grigie) ed il loro spettro medio (linea rossa); lo spettro di riferimento (linea nera) è riportato per confronto. Si può osservare dunque che ogni singolo spettro presenta una accelerazione spettrale uguale a quella di riferimento in corrispondenza del primo modo della sovrastruttura.

### 3.2. Analisi dei sistemi terreno-fondazione

Le analisi di ogni sistema terreno-fondazione, finalizzate alla determinazione delle funzioni di impedenza dinamica e del moto della fondazione, sono state eseguite con l'ausilio del modello numerico proposto da Morici et. al [10]. Il modello è stato implementato in ambiente MATLAB. Nelle applicazioni, i pali sono modellati con elementi finiti di lunghezza 0.5 m al fine di garantire un soddisfacente livello di accuratezza della risposta. Si assume inoltre per i pali una densità  $\rho_p = 2.5 \text{ t/m}^3$  e un modulo elastico  $E_p \approx 30000 \text{ N/mm}^2$ . Tenuto conto delle due diverse configurazioni geometriche, delle inclinazioni dei pali e del numero di accelerogrammi considerati, sono state eseguite un totale di 49 analisi dinamiche. In Figura 5a si riporta una vista del modello relativo alla configurazione di fondazione C2 con angolo di inclinazione dei pali  $\theta = 30^\circ$ . Sia la matrice di impedenza dinamica, ottenuta nel dominio delle frequenze e costituita da componenti complesse, che il moto di fondazione sono stati direttamente utilizzati nelle analisi della sovrastruttura, sviluppate nello stesso dominio.

### 3.3. Analisi della sovrastruttura

L'analisi della sovrastruttura è eseguita nel dominio delle frequenze attraverso un codice sviluppato in ambiente MATLAB; la pila è discretizzata con elementi finiti di tipo trave di lunghezza 1 m, rispettando le indicazioni contenute in Priestley et al. [12].

Tabella 1 – Eventi sismici selezionati su roccia affiorante

Evento Sismico	Data [dd/mm/yy]	$M_w$	$\Delta$ [Km]
Friuly, Tolmezzo (aftershock)	17/06/1976	5.2	27
Tabas, Dayhook	16/09/1978	7.2	12
Campono-Lucano; Arienzo	23/11/1980	6.9	78
Campono-Lucano; Auletta	23/11/1980	6.9	25
Friuly, Scomplago Centrale (aftershock)	16/09/1977	5.4	9
Duzce 1, Izmit	12/11/1999	7.2	105
Strofades, Koroni-Town Hall	18/11/1997	6.6	136

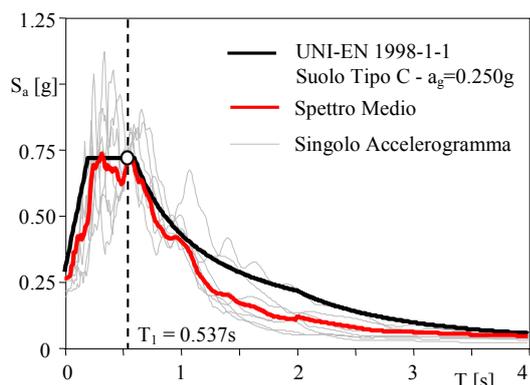


Figura 4 – Spettri elastici in accelerazione in superficie del deposito per ciascun accelerogramma, spettro medio e di riferimento

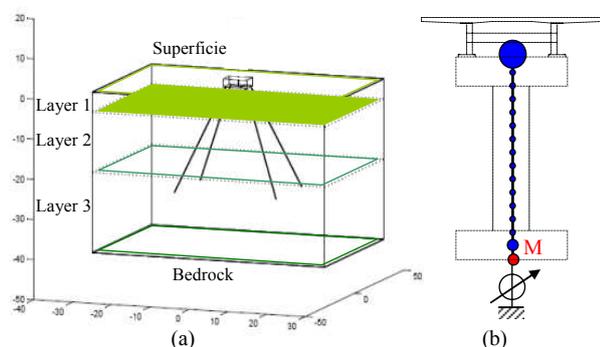


Figura 5 – (a) Modello del sistema terreno-fondazione e (b) della sovrastruttura

In testa alla pila è stata considerata una massa traslazionale complessiva di 320 t ed una massa rotazionale complessiva di 3902  $\text{tm}^2$  (entrambe comprensive del contributo del pulvino della pila); la massa della pila è stata invece distribuita lungo il fusto (Figura 5b). Alla base, la massa traslazionale (200 t) e rotazionale (859  $\text{tm}^2$ ) della zattera di fondazione sono state concentrate nel baricentro geometrico della zattera. Lo smorzamento è definito in modo proporzionale alla rigidità in accordo all'Equazione 7, calibrando il coefficiente  $\alpha$  in modo da garantire uno smorzamento del 5% in corrispondenza del periodo fondamentale della pila. Nel nodo di base della sovrastruttura è stata implementata la matrice di impedenza dinamica ottenuta dalle analisi dei sistemi terreno-fondazione mentre il moto di fondazione è stato utilizzato per la definizione dell'input sismico, in accordo all'Equazione 5.

#### 4. RISULTATI

In questo paragrafo si riportano i principali risultati ottenuti dalle analisi dei sistemi terreno-fondazione e dalle analisi inerziali delle sovrastrutture. Sono inoltre riportati i risultati di analisi eseguite con forzanti armoniche, finalizzate ad indagare la risposta in frequenza di entrambi i sottosistemi. I risultati mostrati mirano ad evidenziare gli effetti della configurazione della fondazione e dell'inclinazione dei pali sul moto della fondazione (e.g. l'input per la sovrastruttura), sulle sollecitazioni nei pali e sugli spostamenti e sollecitazioni nella sovrastruttura. Salvo diversa indicazione i risultati si riferiscono ai valori medi ottenuti dalle applicazioni eseguite con l'intero set di accelerogrammi.

#### 4.1. Analisi armoniche a regime

Al fine di valutare la risposta in frequenza dei due sottosistemi sono state eseguite analisi in frequenza considerando delle forzanti armoniche; nel caso del sistema terreno-fondazione queste permettono di valutare le frequenze fondamentali senza eseguire analisi modali, tenuto conto che il sistema risulta non classicamente smorzato.

La Figura 6 mostra, per le configurazioni C1 e C2, il valore assoluto degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni (moltiplicate per il diametro del palo) della zattera di fondazione; l'azione di input è costituita da uno spostamento armonico unitario applicato in superficie del deposito. L'inclinazione dei pali non incide in maniera evidente sui periodi fondamentali del sistema terreno-fondazione (i valori di picco delle risposte si hanno pressoché alle medesime frequenze), dettati essenzialmente dalla risposta del deposito. Si osservano una evidente diminuzione dello spostamento orizzontale ed un sensibile incremento della rotazione della palificata al crescere dell'inclinazione dei pali; questi risultati forniscono una prima indicazione sull'effetto dell'interazione terreno-struttura nella definizione del moto sismico di input.

La Figura 7 mostra, per le configurazioni C1 e C2, il valore assoluto degli spostamenti orizzontali della testa della pila, ottenuti considerando l'azione di input precedentemente determinata con l'analisi di interazione cinematica. In Figura 7 si include anche la risposta ottenuta per il sistema a base fissa risalire per mettere in risalto gli effetti dovuti all'interazione terreno-struttura. La risposta è tracciata nel range 0÷4 Hz entro il quale cade il periodo fondamentale della struttura. Per i sistemi a base cedevole si osserva una riduzione della frequenza fondamentale della sovrastruttura; in particolare, al diminuire dell'angolo di inclinazione la diminuzione della frequenza fondamentale diventa sempre più evidente a seguito dell'incremento di deformabilità della fondazione.

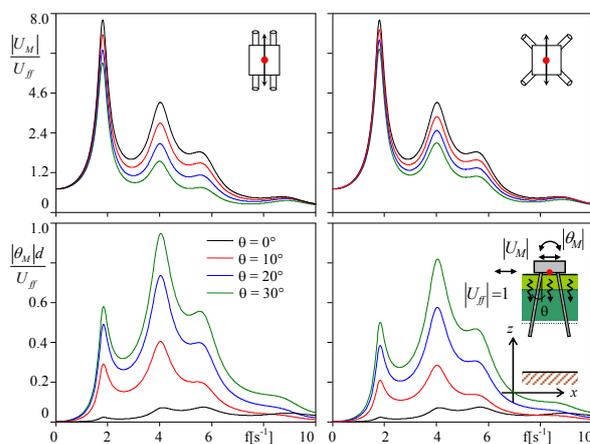


Figura 6 – Risposta in frequenza: traslazione e rotazione della fondazione

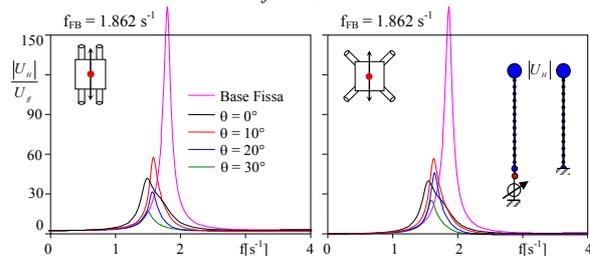


Figura 7 – Risposta in frequenza: traslazione della testa della pila

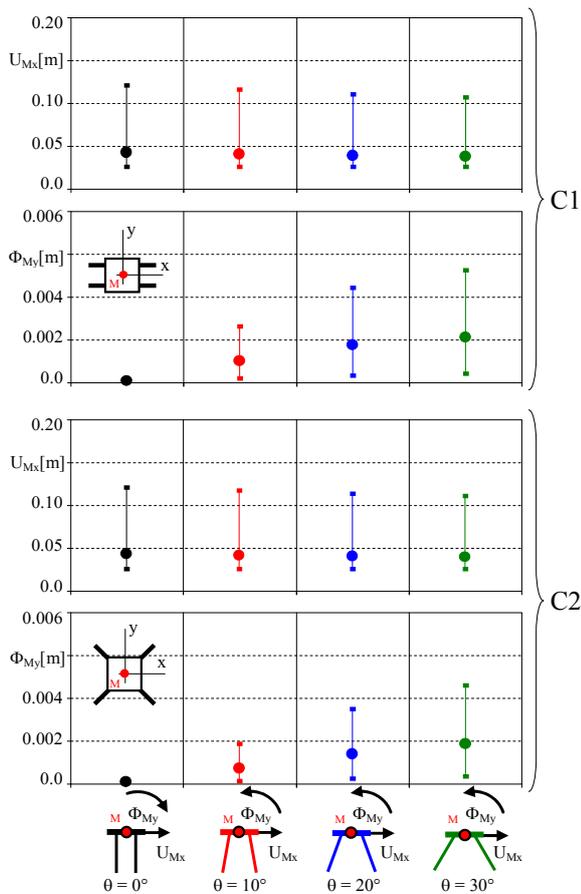


Figura 8 – Moto di fondazione

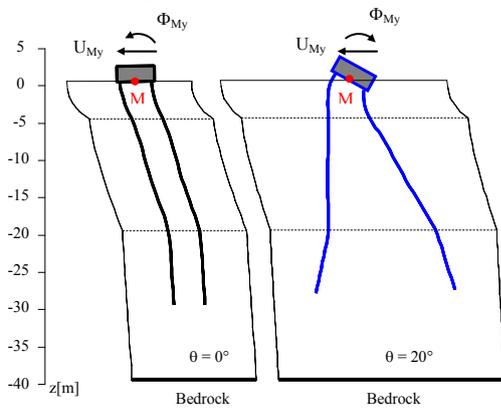


Figura 9 – Vista deformata del sistema terreno-fondazione (C1,  $\theta = 0^\circ$  e  $20^\circ$ ) per l'accelerogramma Campano-Lucano (Arienzo)

Al crescere dell'angolo di inclinazione dei pali si osserva inoltre una riduzione del picco di massima risposta, sebbene la differenza più importante in questi termini sia quella riscontrabile tra il sistema a base fissa ed i sistemi a base deformabile.

#### 4.2. Moto di fondazione

Per quanto riguarda il moto di fondazione, nella Figura 8 sono riportati, per ciascuna delle fondazioni considerate, la media dei massimi spostamenti e delle massime rotazioni (entrambi in valore assoluto) risultanti dalle analisi

cinematiche. La dispersione dei risultati ottenuti dal set di accelerogrammi è esemplificata, per ciascuna grandezza, attraverso un segmento che collega i valori massimi e minimi assoluti. Seppure poco apprezzabile, è visibile in termini medi una riduzione dello spostamento massimo orizzontale al crescere dell'inclinazione dei pali (riduzione massima del 10% nel caso di pali inclinati di  $30^\circ$ ). Per quanto riguarda la componente rotazionale del moto trasmesso alla sovrastruttura dalla fondazione si osserva, in termini medi, un sensibile incremento della massima rotazione della fondazione al crescere dell'inclinazione dei pali (per la palificata con pali inclinati di  $30^\circ$  la rotazione è circa 20 volte maggiore rispetto a quella della palificata con pali verticali). In aggiunta occorre osservare che, nel caso di pali inclinati, ad uno spostamento positivo della zattera di fondazione corrisponde una rotazione contraria a quella che si avrebbe nel caso di pali verticali; questa particolarità è evidenziata in Figura 9 che mostra, per la configurazione C1, una vista deformata dei sistemi terreno-fondazione con pali verticali e con pali inclinati di  $20^\circ$ , relativa all'accelerogramma Campano-Lucano (Arienzo) e riferita all'istante temporale per il quale si ha il massimo spostamento orizzontale della fondazione.

Infine, come atteso, nella direzione analizzata non si riscontrano significative differenze tra le due configurazioni di fondazione.

#### 4.3. Spostamenti della sovrastruttura

La Figura 10 mostra gli spostamenti massimi relativi dell'impalcato in termini assoluti. Nella valutazione degli spostamenti sono stati inclusi i contributi dovuti allo spostamento e alla rotazione della fondazione. Anche in questo caso i valori medi sono corredati da segmenti che collegano i massimi e minimi assoluti ottenuti dalle analisi. Lo spostamento della sovrastruttura diminuisce sensibilmente al crescere dell'angolo di inclinazione dei pali; la massima riduzione si ha per pali inclinati di  $20^\circ$  o  $30^\circ$ , a seconda della configurazione della palificata, cui sono associati spostamenti circa 4 volte inferiori rispetto a quelli ottenuti con la configurazione a pali verticali. Questo è essenzialmente dovuto al contributo della rotazione della fondazione che, nelle palificate con pali inclinati, determina uno spostamento della sovrastruttura discorde in segno con quello generato dalle forze di inerzia.

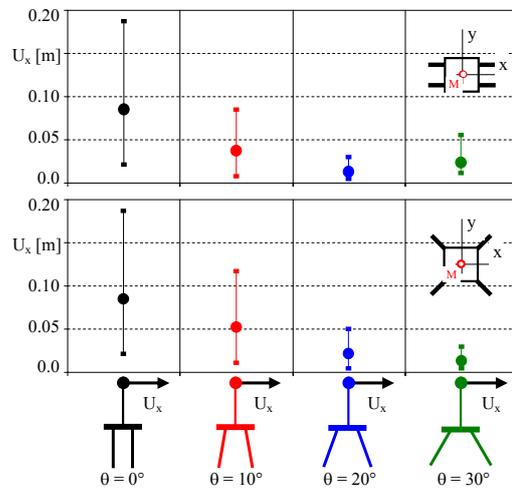


Figura 10 – Spostamenti della sovrastruttura

#### 4.4. Sollecitazioni in fondazione

La Figura 11 mostra gli involuipi medi dei massimi e minimi momenti ottenuti dalle analisi cinematiche e inerziali per uno dei pali di entrambe le palificate analizzate (C1 e C2); in aggiunta sono riportati gli involuipi medi dei massimi e minimi momenti totali ottenuti dalla sovrapposizione degli effetti, sommando istante per istante le componenti cinematiche ed inerziali. Le sollecitazioni sono riferite agli assi locali del palo; nel caso della configurazione C1 la terna locale (0, 1, 2, 3) è tale per cui la direzione dell'asse 3 coincide con quella dell'asse globale  $y$  così che le sollecitazioni significative, tenuto conto della direzione dell'azione sismica ( $x$ ), sono il taglio lungo l'asse 2 ed il momento flettente intorno all'asse 3. Nel caso della configurazione C2 la terna locale è ruotata rispetto al sistema globale anche rispetto all'asse globale  $z$ , conseguentemente le caratteristiche di sollecitazione non nulle sono i tagli nelle direzioni degli assi 2 e 3 ed i momenti flettenti intorno ai medesimi assi.

Con riferimento alle sollecitazioni cinematiche gli spostamenti orizzontali del terreno che si sviluppano durante il moto sismico inducono prevalentemente spostamenti laterali dei pali verticali che sono quindi soggetti principalmente a taglio e momento; in questo caso nei pali nasce soltanto una modesta forza assiale in conseguenza dell'accoppiamento roto-traslazionale del sistema. Nel caso di pali inclinati invece gli spostamenti orizzontali del terreno determinano una forza assiale significativa che cresce all'aumentare dell'angolo di inclinazione; tagli e momenti flettenti sono invece

paragonabili con quelli ottenuti nel caso di pali verticali, anche se all'aumentare dell'angolo di inclinazione sono stati osservati incrementi dell'ordine del 10% ( $\theta = 30^\circ$ ). Per quanto riguarda la componente assiale, nel caso di pali verticali il massimo valore è registrato in testa al palo mentre nel caso di pali inclinati i valori di picco si ottengono lungo il fusto, a profondità variabili tra 10÷15 volte il diametro. Relativamente ai tagli e momenti, i massimi valori vengono raggiunti in testa al palo, in conseguenza del vincolo cinematico offerto dalla zattera di fondazione, e in prossimità delle interfacce tra due strati di terreno con un significativo contrasto di impedenza.

Le sollecitazioni inerziali, come atteso, attingono il loro massimo valore in testa al palo. Rispetto ai risultati ottenuti dalla configurazione a pali verticali, all'aumentare dell'angolo di inclinazione si osserva una crescente riduzione di tutte le caratteristiche di sollecitazione. In particolare, la forza assiale si riduce progressivamente all'aumentare dell'angolo di inclinazione risultando interamente di compressione per inclinazioni maggiori o uguali di  $20^\circ$ ; tagli e momenti manifestano invece una importante riduzione già a partire da piccole inclinazioni ( $\theta = 10^\circ$ ).

Le sollecitazioni totali sono ottenute sommando istante per istante i contributi cinematici ed inerziali in modo da tenere conto della natura non contemporanea dei relativi massimi. In generale all'aumentare dell'angolo di inclinazione si osserva una riduzione delle caratteristiche di sollecitazione, specialmente in testa al palo.

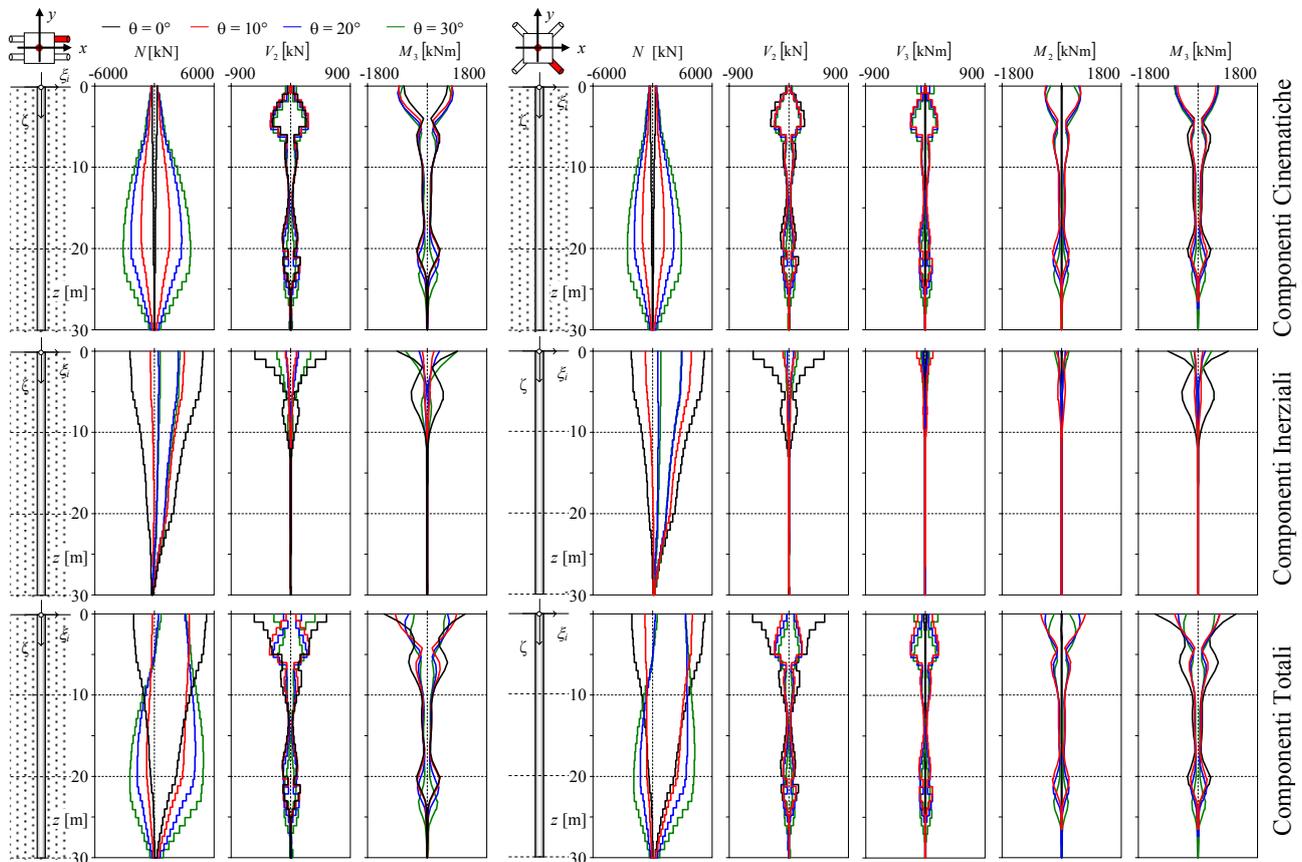


Figura 11 – Sollecitazioni in fondazione: componenti cinematiche, inerziali e totali

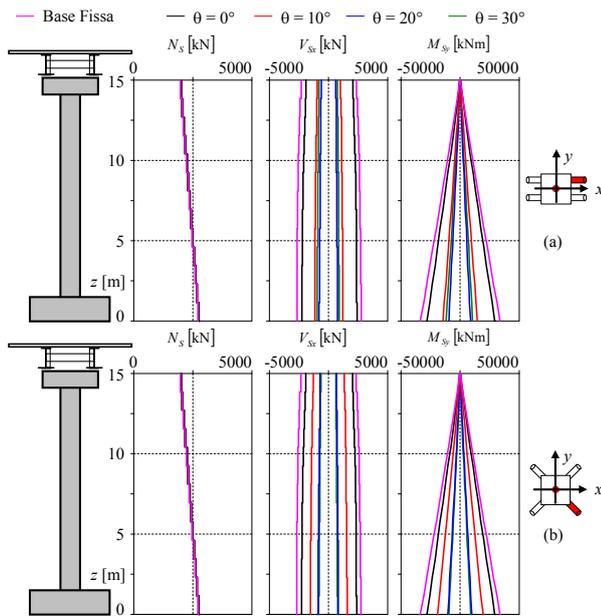


Figura 12 – Sollecitazioni sulla sovrastruttura

#### 4.5. Sollecitazioni sulla sovrastruttura

La Figura 12 mostra gli involucri medi dei massimi e minimi momenti sulla pila, ottenuti dalle analisi inerziali, considerando entrambe le configurazioni C1 e C2; i risultati ottenuti da una modellazione a base fissa sono in aggiunta riportati per confronto. Per i casi studio considerati l'interazione terreno-struttura determina in generale una riduzione di tagli e momenti sulla pila; le riduzioni diventano più significative all'aumentare dell'inclinazione dei pali. In particolare, per le configurazioni a pali inclinati di 30° si hanno riduzioni di taglio e momento flettente dell'ordine del 60%, rispetto alla condizione di base fissa.

La forza assiale è invece unicamente dovuta ai carichi verticali agenti in condizioni dinamiche e non risente di effetti dinamici.

#### 5. CONCLUSIONI

In questo lavoro è stata indagata la risposta sismica di pile da ponte fondate su gruppi di pali inclinati tenendo conto dell'interazione terreno-struttura. Sono state considerate diverse configurazioni di fondazioni costituite da gruppi di pali aventi differenti inclinazioni. Le analisi di interazione sono state eseguite ricorrendo ad un approccio per sottostrutture che ha permesso di indagare separatamente gli effetti cinematici ed inerziali in fondazione, al variare della geometria della palificata, e di evidenziare il contributo dell'interazione alla definizione del moto sismico per le sovrastrutture. Sia le analisi cinematiche che inerziali sono state eseguite nel dominio delle frequenze linearizzando opportunamente il comportamento dei sistemi e sfruttando codici di calcolo dedicati sviluppati dagli autori. Nelle applicazioni è stato considerato un deposito di terreno costituito da più strati orizzontali con proprietà dinamiche crescenti con la profondità e sono state analizzate due tipologie di fondazione con pali inclinati di diversi angoli. L'input sismico è costituito da accelerogrammi reali, registrati su roccia e opportunamente scalati per rappresentare la pericolosità sismica medio alta di depositi di terreno di tipo C.

I principali risultati delle analisi eseguite possono essere così sintetizzati:

- il moto di input alla sovrastruttura trasmesso dalla fondazione dipende sensibilmente dall'angolo di inclinazione dei pali; all'aumentare dell'angolo di inclinazione si osserva una riduzione della componente traslazionale ed un significativo incremento della componente rotazionale;
- gli spostamenti della sovrastruttura, misurati in testa alla pila, si riducono all'aumentare dell'angolo di inclinazione dei pali della palificata;
- per i pali inclinati si hanno sollecitazioni cinematiche di taglio e momento paragonabili con quelle relative ai pali verticali ma forze assiali significativamente maggiori, crescenti con l'angolo di inclinazione;
- le sollecitazioni inerziali nei pali attingono il massimo valore in testa e si riducono progressivamente all'aumentare dell'angolo di inclinazione;
- l'interazione terreno-struttura determina un incremento di deformabilità del sistema; le sollecitazioni di taglio e momento nella pila si riducono all'aumentare dell'angolo di inclinazione dei pali.

Le indagini numeriche eseguite dimostrano che, almeno in alcune circostanze, i pali inclinati se ben progettati possono essere vantaggiosi per la sovrastruttura. In ogni caso testimoniano la necessità di ulteriori approfondimenti finalizzati ad una migliore comprensione del comportamento dei pali inclinati in condizioni sismiche allo scopo di fornire indicazioni più precise al progettista circa il loro utilizzo.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] NTC2008 (2008) – Norme tecniche per le costruzioni.
- [2] EN 1998-5 (2004) Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- [3] MITCHELL, D., TINAWI, R., SEXSMITH, R.G. (1991) – Performance of bridges in the 1989 Loma Prieta earthquake, Lessons for Canadian designers. *Can J Civil Eng* 18(4): 711–734.
- [4] GAZETAS, G., MYLONAKIS, G. (1998) – Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, ASCE, Geotechnical Special Publication II: 1119–1174
- [5] GUIN, J. (1997) Advances in soil-pile-structure interaction and non-linear pile behavior, Ph.D. Thesis, State University of New York at Buffalo.
- [6] SADEK, M., SHAHROUR, I. (2004) – Three-dimensional finite element analysis of the seismic behaviour of inclined micropiles. *Soil Dyn Earthquake Eng* 24: 473–485.
- [7] GEROLYMOS, N., GIANNAKOU, A., ANASTASOPOULOS, I., GAZETAS, G. (2008) – Evidence of beneficial role of inclined piles: observations and summary of numerical analyses. *Bulletin of Earthquake Engineering* 6(4): 705–722.
- [8] GIANNAKOU, A., GEROLYMOS, N., GAZETAS, G., TAZOH, T., ANASTASOPOULOS, I. (2010) – Seismic Behavior of Batter Piles: Elastic Response. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136: 1187–1199.
- [9] PADRÓN, L.A., AZNÁREZ, J.J., MAESO, O., SANTANA, A. (2010) – Dynamic stiffness of deep foundations with inclined piles. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(12): 1343–1367.
- [10] MORICI, M., CARBONARI, S., DEZI F. (2013) – A model for the dynamic analysis of inclined pile groups. Atti della conferenza ANIDI 2013: l'Ingegneria Sismica in Italia, Padova.
- [11] VUCETIC, M., DOBRY, R. (1991) – Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117 (1), 89–107.
- [12] PRIESTLEY, M.J.N., CALVI, G.M., KOWALSKY, M.J. (2007) – Displacement-based seismic design of structures. Pavia, Italy: IUSS Press.

# UN APPROCCIO RAZIONALE PER LA PREDIZIONE DELLA CAPACITA' A TAGLIO DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

**Marco Petrangeli, Paola Rita Marcantonio**

Dipartimento di Ingegneria e Geotecnica, Università di Pescara

## SOMMARIO

L'articolo presenta un formula per la valutazione della capacità a taglio di elementi in calcestruzzo soggetti all'azione combinata di sforzo assiale, momento e taglio. L'approccio razionale che ha condotto a tale formulazione è alquanto semplice ed è basato sull'equilibrio delle componenti in gioco nel meccanismo di resistenza a taglio, ovvero il contributo fornito dal calcestruzzo e quello dell'armatura a taglio. La formulazione compatta che ne deriva permette di tener in conto di tutti i fattori maggiormente influenzanti la resistenza a taglio (incluso il size-effect) e mostra una buona accuratezza nei risultati come emerge dal confronto effettuato con le principali formule di normative quali ACI318-5, EC2 e Modelcode2010 e con i dati sperimentali disponibili in letteratura. La capacità di tale approccio di predire la resistenza a taglio sia di elementi armati a taglio che non, permette alla formula di essere applicata anche ad altri compositi cementizi di ultima generazione, come ad esempio i calcestruzzi fibrorinforzati.

## A RATIONAL APPROACH TO PREDICTION OF SHEAR CAPACITY OF RC BEAM-COLUMNS ELEMENTS

### SUMMARY

The paper presents a new predictive formula for the shear capacity evaluation of reinforced concrete members subjected to combined axial, bending and shear forces. The total shear resistance is decomposed into the contribution of concrete and contribution of shear reinforcement. In the formulation a number of simplifications are made to keep the formula as simple as possible but still sufficiently accurate. The resulting formulation, although capable of accounting for all the major variables that influence the shear strength including size effect, remains particularly simple and with a compact notation. The predictions of the proposed formula are compared with those used in the ACI318, EC2 and Model Code 2010 and its accuracy is checked against a vast experimental database available in literature. Results and comparisons are very encouraging and confirm the soundness of the underlying mechanical model. The capability of this model to provide a unified approach for reinforced and unreinforced members opens up the possibility to extend the application of the proposed formula to engineered cementitious composites, such as fiber-reinforced concrete.

### 1. 1. INTRODUZIONE

La modellazione della risposta a taglio di elementi in calcestruzzo, nonostante sia argomento di grande importanza per la progettazione e l'assessment delle strutture esistenti, è tutt'oggi argomento controverso ed al centro di dibattito nella comunità scientifica. Nonostante la grande mole di studi e ricerche, le differenti formule per la resistenza a taglio proposte dagli autori e da alcuni codici normativi forniscono spesso risultati considerevolmente differenti gli uni dagli altri.

Sebbene la progettazione e la verifica di strutture in calcestruzzo sia ampiamente trattata e consolidata negli ultimi decenni [11], non altrettanto si può dire per la progettazione e verifica a taglio degli stessi. Gli studi sulla meccanica della

frattura e le ricerche sperimentali condotte negli ultimi anni hanno sensibilmente approfondito gli aspetti legati alla progettazione e alla tecnologia del calcestruzzo, ma non sembra abbiano fornito un significativo miglioramento nella predizione della capacità a taglio degli elementi in calcestruzzo, né alla definizione di formule predittive consolidate.

Tale problema è ancor più sentito quando si interviene su strutture esistenti, o se ne valuta la sicurezza, in quanto le principali formule attualmente in uso, risultano troppo conservative e portano a soluzioni anti-economiche.

D'altra parte, la complessità del comportamento del calcestruzzo, non omogeneo, anisotropo, fragile, etc... rende

difficile anche la modellazione numerica. La maggior parte dei modelli numerici esistenti sono infatti da considerarsi come strumenti di ricerca più che di progettazione, in quanto difficili da utilizzare e molto sensibili alla scelta del modello e di altri parametri meccanici. Negli ultimi decenni, risultati promettenti sono stati ottenuti con alcuni modelli mono-dimensionali [6] [7] e con alcuni modelli 2D e 3D [9] [10], che riescono con maggior accuratezza di altri a cogliere il comportamento degli elementi in calcestruzzo sotto l'azione combinata di sforzo assiale, momento e taglio. Tuttavia la modellazione resta oggi non completamente consolidata.

## 1. LE FORMULE ESISTENTI

In letteratura, nonché nei principali codici normativi, la resistenza a taglio di elementi in calcestruzzo è generalmente data dalla somma di due contributi, quello del calcestruzzo e quello dell'armatura a taglio. Nonostante questo approccio condiviso, i risultati ottenuti differiscono a volte notevolmente.

In questo articolo sono analizzate solo le formule dei più importanti codici e guide linea oggi utilizzate.

Nel nuovo **MODELCODE 2010** [4] [5] la capacità a taglio ( $V_{Rd}$ ) è fornita come somma del contributo del calcestruzzo ( $V_{Rd,c}$ ) e dell'armatura a taglio ( $V_{Rd,s}$ ).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (1)$$

con

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \quad (1a)$$

Dove  $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale a taglio,  $z$  è la distanza delle forze interne,  $s$  è il passo dell'armatura a taglio e  $f_{ywd}$  la resistenza di calcolo dell'armatura,  $\theta$  è l'inclinazione della risultante delle forze di compressione e  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura a taglio rispetto all'asse dell'elemento.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (1b)$$

Dove  $f_{ck}$  è la resistenza cilindrica a compressione del calcestruzzo (il valore di  $\sqrt{f_{ck}}$  non deve superare gli 8.0MPa),  $b_w$  è la larghezza della sezione,  $\gamma_c$  è il coefficiente di sicurezza del materiale e  $b_w$  è la larghezza della sezione.

Il **MODELCODE2010** definisce tre livelli di analisi, funzione della complessità del metodo di calcolo dei fattori definiti nei contributi del calcestruzzo e dell'armatura. Il livello III, il più accurato, i due contributi sono calcolati in funzione della deformazione longitudinale media dell'elemento  $\varepsilon_x$ , così definita:

$$\varepsilon_x = \frac{M_{Ed} / z + V_{Ed} + 0.5 N_{Ed} d - A_p f_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)} \quad (1c)$$

Dove  $M_{Ed}$ ,  $V_{Ed}$  e  $N_{Ed}$  sono le sollecitazioni di momento taglio e sforzo assiale agenti nella sezione,  $A_s$  e  $A_p$  sono le aree dell'armatura dolce e di precompressione,  $f_{p0}$  è la tensione dell'armatura di precompressione,  $E_s$  e  $E_p$  sono i moduli elastici dell'armatura dolce e di precompressione.

L'angolo  $\theta$  è anch'esso funzione della deformazione

media dell'elemento, in quanto:

$$\theta = 29^\circ + 7000 \varepsilon_x \quad (1d)$$

Nell'ultima versione dell' **Eurocodice2** [1], a differenza della precedente [2], il contributo dovuto al calcestruzzo e quello dovuto alle armature a taglio non vengono sommati per la definizione della resistenza a taglio. I due contributi sono utilizzati in alternativa a seconda se l'elemento sia senza o con armatura a taglio, ovvero:

- In elementi dove non è richiesta armatura a taglio la resistenza a taglio è definita dal solo contributo del calcestruzzo nel seguente modo

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (2a)$$

- in elementi dove è richiesta armatura a taglio la resistenza a taglio è definita dal solo contributo delle armature (staffe...) nel seguente modo

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \quad (2b)$$

Dove i parametri sono gli stessi definiti per il **MODELCODE2010**. Sia per la (2a) che per la (2b), quando l'elemento è caratterizzato da bassi valori di Aspect Ratio,  $0.5 < \alpha_R < 2.0$  le formule sono incrementate di un coefficiente  $b = a/2d$ .

Nella normativa americana ACI318-5 (American Concrete Institute 2005) [3], la resistenza nominale di elementi in calcestruzzo armato è fornita dalla somma del contributo del calcestruzzo e dell'armatura, così definiti:

$$V_n = V_c + V_s \quad (3a)$$

Per elementi soggetti solo a sforzi di taglio e momento, il contributo del calcestruzzo ( $V_c$ ) può essere calcolato da una delle seguenti espressioni:

$$V_c = 0.167 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3b)$$

$$V_c = \left[ \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} + 17 \rho \frac{V_u d}{M_u} \right] b_w d \leq 0.29 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3c)$$

Dove  $M_u$  e  $V_u$  sono le sollecitazioni di calcolo di momento e taglio agenti nell'elemento,  $\rho = A_s / b_w d$  è la quantità di armatura longitudinale espressa in percentuale,  $b_w$  è la larghezza della sezione e  $f'_c$  è la resistenza cilindrica del calcestruzzo.

Il contributo dovuto all'armatura a taglio ( $V_s$ ) è calcolato come segue:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_y d (\sin\alpha + \cos\alpha)}{s} \leq 0.66 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (3d)$$

dove  $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale (in  $\text{mm}^2$ ),  $s$  è il passo (in mm),  $f_y$  è la resistenza a svernamento (in MPa) e  $\alpha$  è l'angolo che l'armatura a taglio forma con l'asse longitudinale dell'elemento.

## 2. LA FORMULA PROPOSTA

La formula proposta si basa su un modello meccanico semplificato di elementi in calcestruzzo soggetti all'azione combinata di sforzo assiale, momento e taglio. Il modello, e pertanto la formula, si basa sulle seguenti ipotesi:

- Il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio è composto da due ulteriori componenti: una resistenza coesiva di tipo mode-I ( $V_{ct}$ ) e una frizionale di tipo mode-II ( $V_{cc}$ ) portata dalla parte di sezione compressa;
- L'effetto di confinamento fornito dall'armatura trasversale e il suo relativo contributo alla resistenza a taglio agisce solo dopo che il calcestruzzo comincia a danneggiarsi (sviluppo della fessura diagonale). Per questo motivo, tale contributo non è da sommare al contributo di tipo mode-I del calcestruzzo ( $V_{ct}$ );
- Un elemento in calcestruzzo, soggetto ad una storia di carico, sfrutta inizialmente la resistenza coesiva di tipo mode-I fino allo svilupparsi della fessurazione, per poi quindi usufruire del contributo dato dall'armatura trasversale che va ad aggiungersi alla resistenza frizionale di tipo mode-II del calcestruzzo che è portata dalla parte di sezione compressa

Con riferimento alla figura seguente, le singole componenti definite nella formula verranno di seguito analizzate.

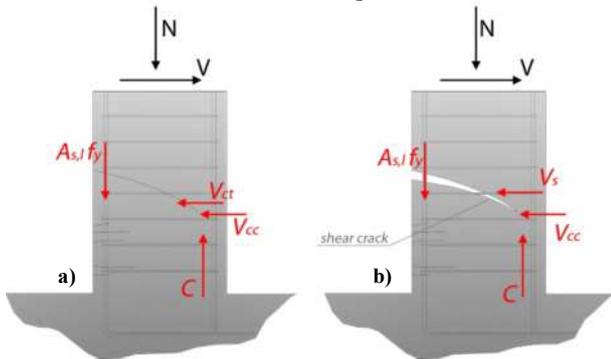


Figura 1 – Schematizzazione del modello meccanico per a) elementi non fessurati e b) elementi fessurati

### 2.1 Contributo di tipo mode-I del calcestruzzo

Il contributo di tipo mode-I del calcestruzzo è legato alla sua resistenza a trazione (coesivo). Tale componente decresce allo svilupparsi della fessurazione nell'elemento dovuta all'azione del momento. In elementi molto snelli, pertanto tale componente è pressoché trascurabile, mentre può fornire un rilevante contributo alla resistenza globale a taglio in elementi tozzi.

$$V_{ct} = \frac{f_{ct} \cdot A_{ct}}{\alpha_R} \quad (4)$$

dove  $f_{ct}$  è la resistenza a trazione del calcestruzzo,  $A_{ct}$  è la porzione di sezione tesa  $\alpha_R$  è l'Aspect Ratio (luce di taglio / altezza effettiva) della sezione.

Considerando che la resistenza a trazione del calcestruzzo è circa il 10% della resistenza a trazione dello stesso, la (4) può anche essere scritta come:

$$V_{ct} = \frac{0.1 \cdot f_{cc} \cdot A_{ct}}{\alpha_R} \quad (5)$$

### 2.1 Contributo di tipo mode-II del calcestruzzo

Il contributo di tipo mode-II del calcestruzzo è legato alla sua resistenza a compressione (frizionale). Tale componente, portata dalla parte di sezione compressa, fornisce un contributo anche dopo la fessurazione dell'elemento e va ad aggiungersi al contributo passivo dato dall'armatura trasversale. Quest'ultima infatti incrementa, grazie all'azione di confinamento, la resistenza a compressione del calcestruzzo stesso.

Partendo dal dominio di rottura di elementi in calcestruzzo soggetti all'azione combinata di compressione e taglio mostrato in fig. 2 [12], si è definita la seguente interpolazione lineare, assumendo che il contributo del calcestruzzo di tipo mode-I sia approssimativamente il 10% della resistenza a compressione.

$$\tau_{max} = 0.10 f_c + 0.10 \sigma_c \quad (6)$$

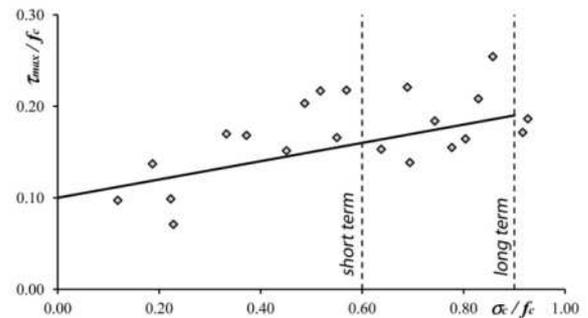


Figura 2 – Dominio di rottura compressione/taglio (Goode e Helmy 1967)

In termini di forze, moltiplicando i termini a sinistra e a destra dell'equazione per l'area della sezione compressa ( $A_{cc}$ ), la (6) è scritta come:

$$V_{cc} = 0.10 \cdot f_c \cdot A_{cc} + 0.10 \cdot C \quad (7)$$

La risultante delle forze di compressione della sezione ( $C$ ) è definita come somma del contributo dato dalle forze assiali esterne e della componente di compressione che si sviluppa internamente per controbilanciare l'azione di trazione che si sviluppa nelle armature longitudinali ( $T_s$ ).

$$C = N + |T_s| \quad (8)$$

$T_s$  è assunto come:

$$T_s = A_{s,l} \cdot f_y \cdot \psi_s \quad (9)$$

Dove  $A_{s,l}$  è l'area dell'armatura longitudinale tesa,  $f_y$  è la resistenza a snervamento dell'armatura e  $\psi_s$  è un coefficiente di riduzione per tener conto di rotture in cui la barra non ha atteso la resistenza a snervamento ( $0 \leq \psi_s \leq 1$ ).

La definizione di tale coefficiente richiederebbe un procedimento iterativo, in quanto momento e taglio sono azioni combinate.

Nella formula proposta si assume che  $\psi_s = 1$ ; tale semplificazione è basata sul fatto che nella maggior parte dei casi, al momento della rottura a taglio dell'elemento, le barre longitudinali sono soggette a sforzi molto vicini alla resistenza a snervamento dell'acciaio. Anche nei casi in cui le barre non arrivino ai valori di snervamento (elementi tozzi molto armati), il loro contributo alla resistenza a taglio rimane significativo attraverso il contributo indiretto noto come dowel-effect.

Sostituendo la (9) nella (8) e ancora nella (7) si ottiene:

$$V_{cc} = 0.10 \cdot f_c \cdot A_{cc} + 0.10 \cdot (N + A_{s,l} \cdot f_y \cdot \psi_s) \quad (10)$$

Un'altra semplificazione è fatta per la definizione dell'area della parte compressa della sezione:

$$A_{cc} = \frac{b \cdot z}{2 \cdot \alpha_R} \quad (11a)$$

dove  $b$  è la larghezza della sezione e  $\alpha_R$  è l'Aspect Ratio (luce di taglio / altezza effettiva) della sezione.

Nel calcolo di  $A_{cc}$  si tiene conto, mediante il fattore moltiplicativo  $\eta$  dell'effetto del size-effect, la cui definizione si basa sulla formula di Bažant [13] [14].

$$\eta = (1 - \phi) + \lambda \cdot \phi \cdot \left(1 + \frac{d}{d_0}\right)^{-1/2} \quad (11b)$$

Dove  $d$  è l'altezza utile della sezione,  $d_0 = 300\text{mm}$  (altezza di riferimento),  $\lambda$  è una costante pari a 1.65 (ricavata dai dati sperimentali) e  $\phi$  è una funzione definita come segue:

$$\phi = 1 - e^{-\alpha_R / 1.5} \quad (11c)$$

dove  $\alpha_R$  è l'Aspect Ratio (luce di taglio / altezza effettiva) della sezione.

Sulla base di molte ricerche [15] [9], gli effetti di size-effect sono molto più influenti sulla resistenza di tipo mode-I (coesiva) del calcestruzzo che su quella di tipo mode-II (frizionale).

## 2.2 Contributo dell'armatura trasversale

Il contributo dovuto all'armatura a taglio, è stato basato sul meccanismo a traliccio, così come in altre formulazioni:

$$V_s = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (12)$$

## 2.3 Resistenza a taglio proposta

Pertanto sommando i differenti contributi su-descritti, la resistenza totale a taglio per elementi non fessurati è data:

$$V_{uncracked} = V_{cc} + V_{ct} = 0.10 \cdot f_c \cdot \left(A_{cc} + \frac{A_{ct}}{\alpha_R}\right) + 0.10 \cdot (N + A_{s,l} \cdot f_y)$$

La resistenza totale a taglio per elementi fessurati è data:

$$V_{cracked} = V_s + V_{ct} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta + 0.10 \cdot (N + A_{s,l} \cdot f_y)$$

## 3. VALIDAZIONE DELLA FORMULA PROPOSTA

La formula proposta è confrontata con numerosi dati sperimentali [16] [17] [18] [19] [20] [21] [22] di elementi con e senza armatura a taglio e con le formule dell'EC2 [1], MC2010 [4] [5] e ACI318-5 [3], al variare dei principali parametri che influenzano la resistenza a taglio, ovvero Aspect-Ratio ( $\alpha_R$ ), altezza della sezione ( $d$ ), la resistenza a compressione del calcestruzzo ( $f_c$ ), la quantità di armatura longitudinale ( $\rho_l$ ) e trasversale ( $\rho_t$ ).

Il confronto è effettuato mantenendo solo uno dei precedenti fattori variabile, impostando gli altri e facendo riferimento sempre ad una sezione rettangolare, con un solo layout di armatura longitudinale tesa (configurazione che rappresenta la quasi totalità dei provini sperimentali).

### 3.1 Elementi non rinforzati a taglio

Il primo parametro investigato è l'Aspect Ratio  $\alpha_R$ . La formula proposta mostra risultati molto accurati rispetto alle altre formulazioni, a dimostrazione che tale parametro è fondamentale e il tenerne conto necessario.

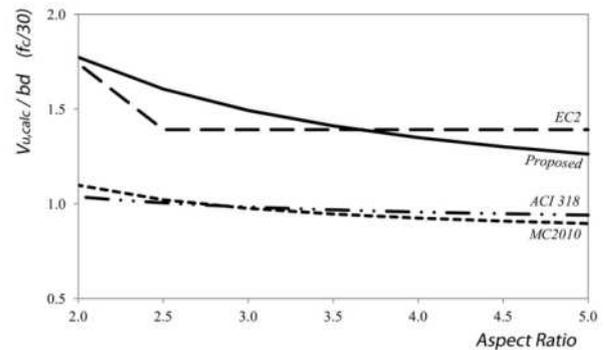
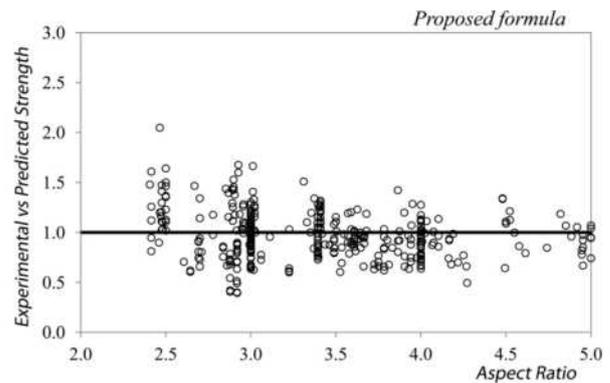


Figura 3 – Resistenza a taglio al variare dell'Aspect Ratio ( $\alpha_R$ ) - ( $b=220\text{mm}$ ;  $d=360\text{mm}$ ;  $f_c=40\text{MPa}$ ;  $\rho_t=2.5\%$ )



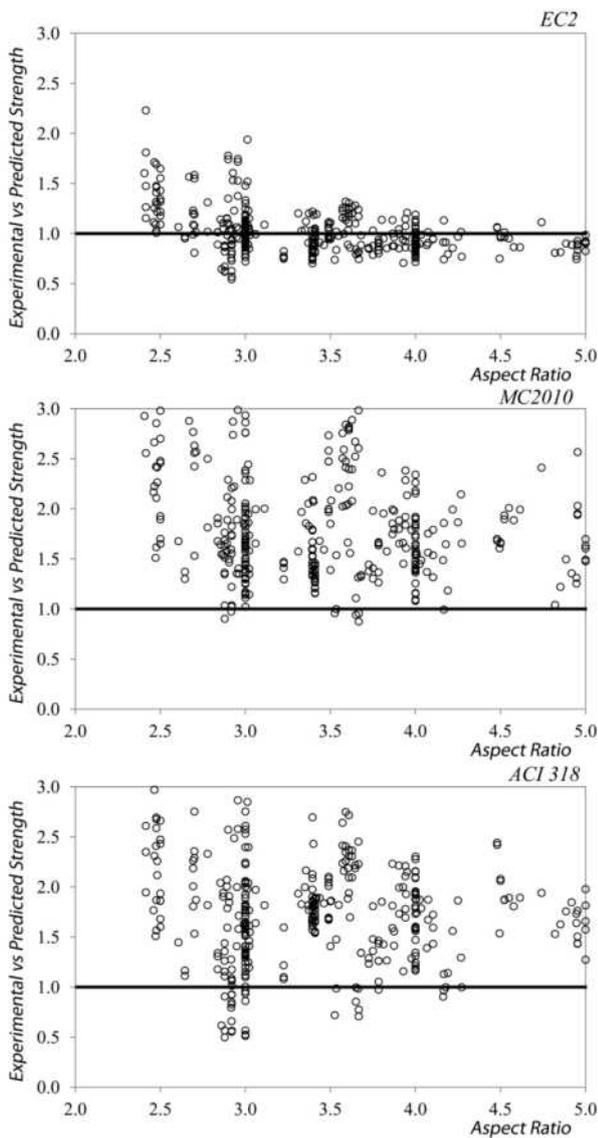


Figura 3 a,b,c,d – Dati sperimentali vs valori forniti dalle formule al variare dell'Aspect Ratio ( $\alpha_r$ )

Il secondo parametro investigato è la qualità del calcestruzzo  $f_c$ . Tutte e quattro le formule definiscono in maniera accurata l'effetto della resistenza a compressione del calcestruzzo sulla resistenza a taglio, tuttavia le migliori corrispondenze sono ottenute dalla formula proposta e da quella dell'Eurocodice2.

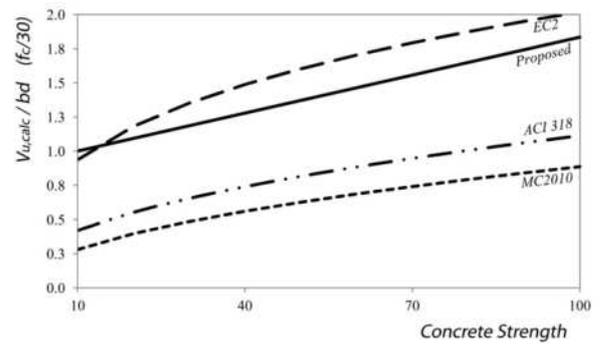
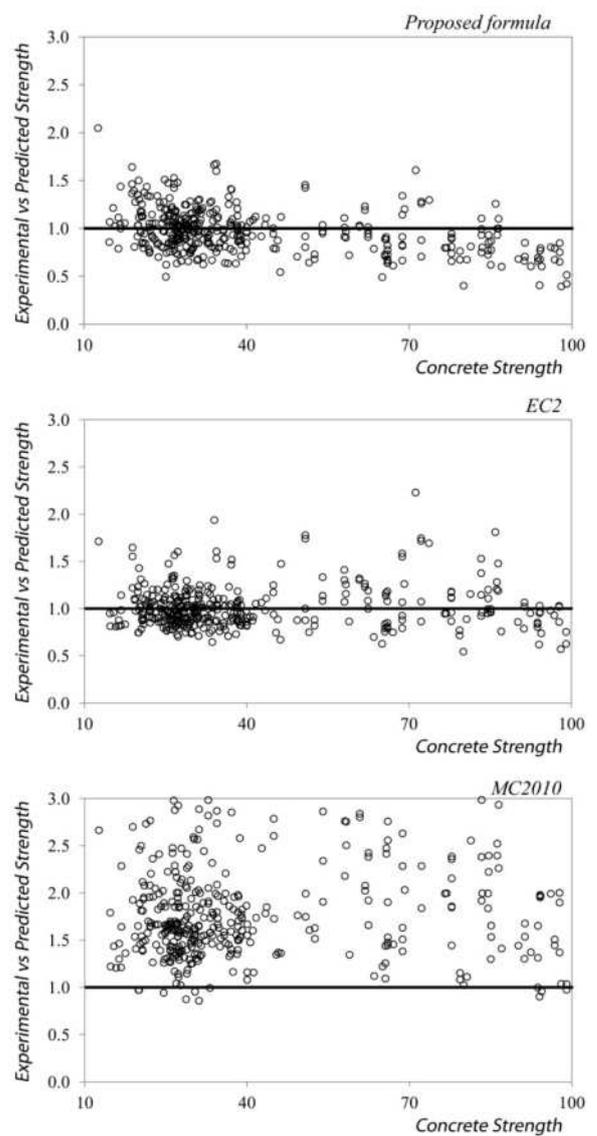


Figura 4 – Resistenza a taglio al variare della resistenza a compressione del calcestruzzo ( $f_c$ )- ( $b=220\text{mm}$ ;  $d=4000\text{mm}$ ;  $\alpha_r=2.2$ ;  $\rho_l=2.5\%$ )



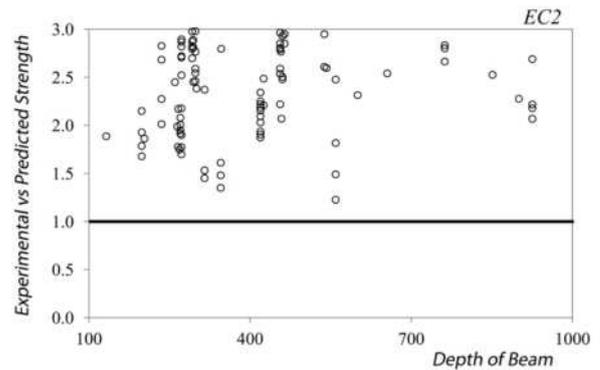
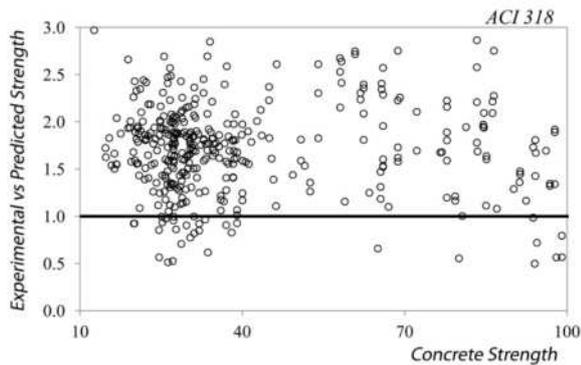


Figura 5 a,b,c,d – Dati sperimentali vs valori forniti dalle formule al variare della resistenza a compressione del calcestruzzo ( $f_c$ )

Il terzo parametro investigato è la quantità di armatura longitudinale  $p_l$ . All'aumentare di tale quantità, nella formula si ha un incremento significativo della resistenza a taglio, essendo tali grandezze linearmente dipendenti. Anche per i casi in cui la rottura è avvenuta prima che l'armatura longitudinale sia effettivamente snervata, il contributo così calcolato fornisce risultati attendibili in quanto legati al dowel-effect.

### 3.2 Elementi rinforzati a taglio

Il primo parametro investigato è l'altezza utile della sezione  $d$ . E' da sottolineare che tra tutte e quattro le formule, solo quella proposta e quella dell'EC2 tengono conto dell'influenza del size-effect. Tuttavia l'EC2, considerandolo solo nel contributo dovuto al calcestruzzo, lo esclude come parametro di calcolo nella resistenza di elementi armati a taglio che è affidata al solo contributo dell'armatura.

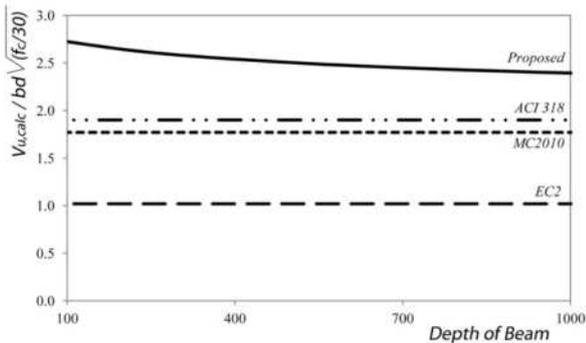
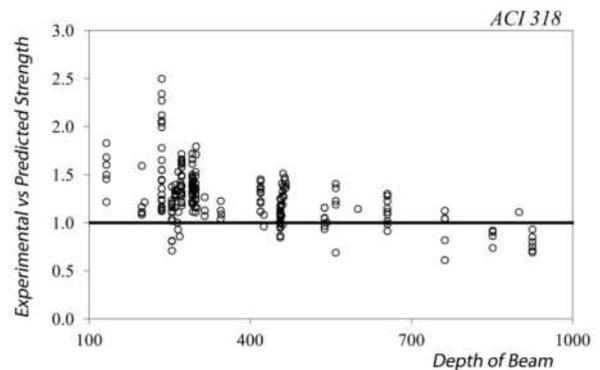
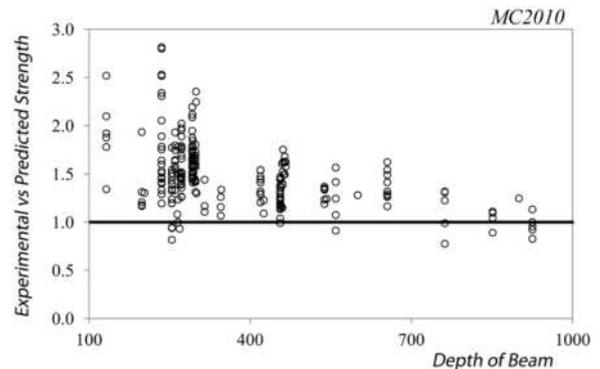


Figura 7 – Resistenza a taglio al variare dell'altezza utile della sezione ( $d$ ) - ( $b=220\text{mm}$ ;  $\alpha_R=2.5$ ;  $\rho_l = 2.0\%$ ;  $\rho_t = 0.25\%$ )

Figura 8 a,b,c,d – Dati sperimentali vs valori forniti dalle formule al variare dell'altezza utile della sezione ( $d$ )

Il secondo parametro investigato è la quantità di armatura trasversale  $p_t$ . Tutte le formule mostrano risultati molto simili.

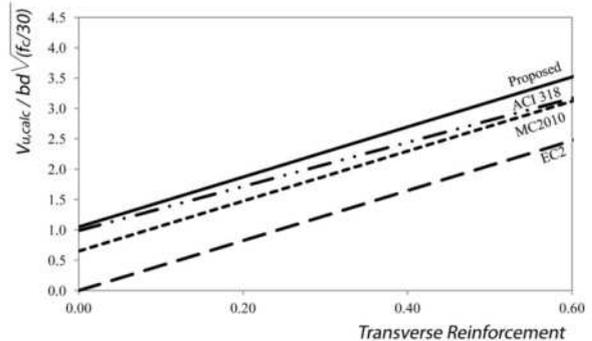
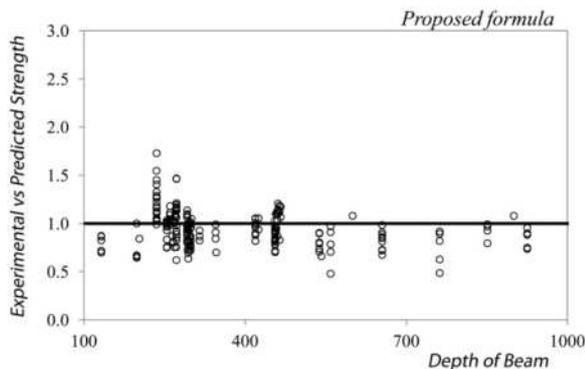


Figura 9 – Resistenza a taglio al variare della quantità di armatura trasversale ( $p_t$ ) - ( $b=220\text{mm}$ ;  $d=360\text{mm}$ ;  $f_c = 40\text{ MPa}$   $\alpha_R=2.8$ ;  $\rho_l = 2.2\%$ )

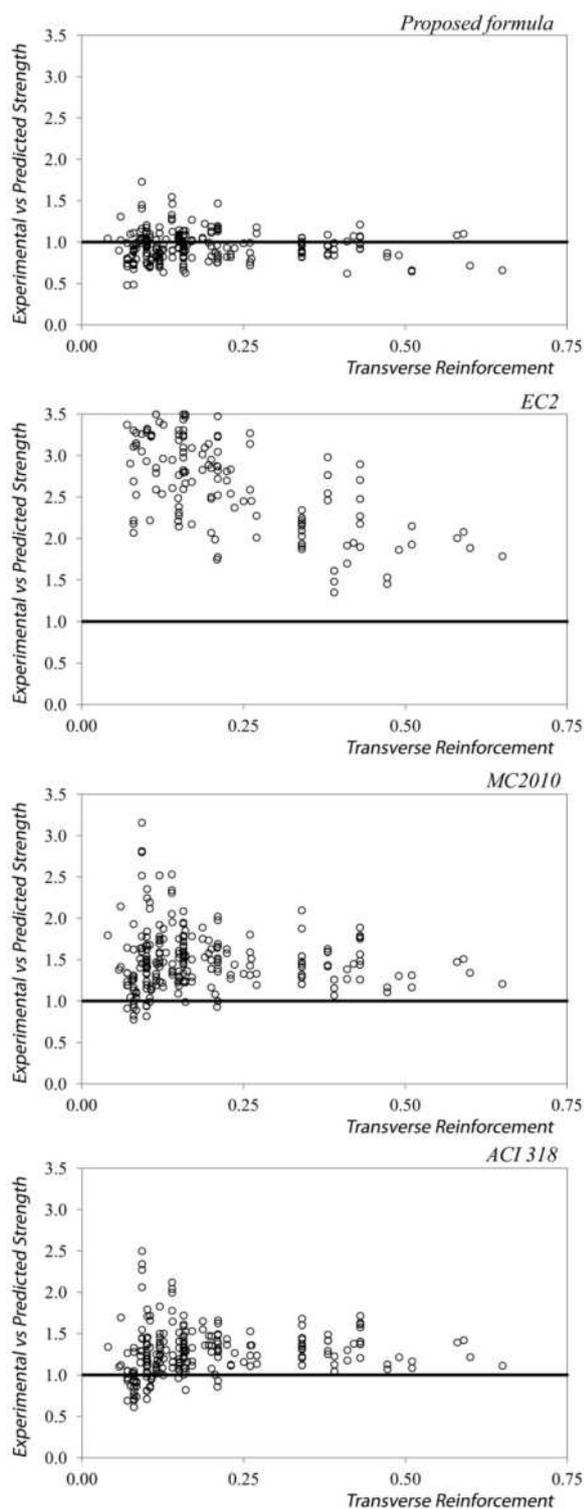


Figura 10 a,b,c,d – Dati sperimentali vs valori forniti dalle formule al variare della quantità di armatura trasversale ( $\rho_t$ )

#### 4. CONCLUSIONI

In questo articolo è stata presentata una formula predittiva basata su un approccio razionale semplificato che tuttavia

tiene conto di tutte le grandezze che influenzano maggiormente i meccanismi di resistenza a taglio di elementi in calcestruzzo con e senza armatura a taglio.

La novità rispetto alle altre formule di letteratura, è il modo in cui viene definito il contributo fornito dal calcestruzzo, ulteriormente suddiviso in due componenti: la componente di tipo mode-I (coesiva) entra in gioco fintanto che l'elemento strutturale non si fessura, la componente di tipo mode-II (frizionale) contribuisce alla resistenza a taglio anche dopo la fessurazione dell'elemento e va ad aggiungersi al contributo fornito dalla presenza dell'armatura a taglio.

Quest'ultima in particolare è la caratteristica fondamentale della formula proposta, in quanto coglie il reale comportamento delle strutture, così come mostrato dalle numerose simulazioni numeriche di questi elementi.

Sebbene vi siano alcune semplificazioni, per le quali si richiedono ulteriori approfondimenti di ricerca per un affinamento di alcuni dei coefficienti utilizzati, dal confronto con i numerosi dati sperimentali emerge che la formula fornisce risultati affidabili sia per elementi non armati che armati a taglio, e che tali risultati sembrano essere sostanzialmente migliori di quelli ottenuti con le formule attualmente proposte dai codici vigenti. Questo miglioramento è inoltre ottenuto con una formulazione molto compatta e particolarmente semplice che scaturisce da un modello meccanico chiaro basato su di una fenomenologia della fessurazione a taglio che trova riscontro diretto con l'effettivo sviluppo di tale meccanismo negli elementi in cemento armato e cemento armato precompresso.

Una approfondita campagna di verifica e confronto per elementi in precompresso è attualmente in corso sebbene per tali elementi non esista un database così esteso come per quelli in cemento armato.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI EN 1992-1-1:2007 Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General Rules for buildings.
- [2] UNI EN 1992-1-1:2003 Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1: General Rules for buildings.
- [3] ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (Revised 2005), American Concrete Institute, Detroit 2005.
- [4] fib Bulletin 55: Model Code 2010 – First complete draft, Volume 1.
- [5] fib Bulletin 56: Model Code 2010 – First complete draft, Volume 2.
- [6] Petrangeli, M., Pinto, P.E. and Ciampi, V. (1999a). A Fibre Element for cyclic bending and shear. I: Theory, J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9), 994-1001.
- [7] Petrangeli, M., Pinto, P.E. and Ciampi, V. (1999b). A Fibre Element for cyclic bending and shear. II: Verification, J. Engrg. Mech., ASCE, 125(9), 1002-1009.
- [8] Ožbolt, J. (1995). Size Effect and Ductility of Concrete and Reinforced Concrete Structures, Habilitation, University of Stuttgart, Germany (in German).
- [9] Ožbolt, J., Li, Y. and Kožar, I. (2001). Microplane model for concrete with relaxed kinematic constraint, Int. J. Solids Struct., 38(16), 2683–2711.
- [10] Ožbolt, J. and Reinhardt, H. W. (2002). Numerical study of mixed mode fracture in concrete, International Journal of Fracture, 118, 145-161.

- [11] Leonhardt, F. and Mönig, E (1984). Lectures on massive construction. Third part: Bases for reinforcing in the reinforced concrete construction, Springer publishing house Berlin, ISBN 3-540-08121-6.
- [12] Goode, C.D., Helmy, M.A. (1967). The strength on concrete under combined shear and direct stress, *Mag. Concrete Res.*, 19(59), 105-112.
- [13] Bažant, Z. P., and Yu, Q. (2005a). "Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: I. formulation." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:12 (1877), 1886–1897
- [14] Bažant, Z. P., and Yu, Q. (2005b). "Designing against size effect on shear strength of reinforced concrete beams without stirrups: II. Verification and calibration." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:12(1877), 1877–1885.
- [15] Bažant, Z. P. (1984) "Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal." *J. Eng. Mech.*, 10.1061/(ASCE)0733-9399(1984)110:4(518), 518–535.
- [16] Reineck, K.-H., Kuchma, D.A., Kim, K.S., and Marx, S., "Shear Database for Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, 100, 240-249 (2003).
- [17] Reineck, K.H, Kuchma, D.A and Fitik, B. (2010). Extended databases with shear tests on structural concrete beams without and with stirrups for the assessment of shear design procedures, Research Report of Institute for Lightweight Structures Conceptual and Structural Design (ILEK), University of Stuttgart & University of Illinois.
- [18] Sarsam, K. F., and Al-Musawi, J. M. S. (1992). "Shear design of high-and normal-strength concrete beams with web reinforcement." *ACI Struct. J.*, 89(6), 658–664.
- [19] Shah, A., and Ahmad, S. (2007). "An experimental investigation into shear capacity of high strength concrete beams." *Asian J. Civil Eng. (Building and Housing)*, 8(5), 549–562.
- [20] Hallgren, M. (1994). "Shear Tests on Reinforced High and Normal Strength concrete beams without stirrups". Department of Structural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- [21] Bahl, N. S. (1968) On the effect of beam depth to shear strength of simply supported reinforced concrete beams with and without shear reinforcement). PhD thesis, University of Stuttgart, Germany.
- [22] Cossio, R. D. D., Siess, C. P. (1960). "Behaviour and shear of beams and frames without web reinforcement". *Proc ACI J.*, 56(9): 695–735

# EFFETTI DEL CREEP SU SEZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE E INFLUENZA DELL'ARMATURA COMPRESSA

**Francesco Rendace**

Ufficio Strutture, Spea Ingegneria Europea, Milano  
Diplomato presso la Scuola di Specializzazione in C.A. "F.lli Pesenti"

## SOMMARIO

Nella memoria si ripercorrere la variazione delle tensioni, nel tempo, che ha interessato una sezione in calcestruzzo strutturale appartenente a un'opera d'arte esistente. Inizialmente si è descritto il fenomeno chimico-fisico che influisce sul comportamento e in seguito si è introdotto un modello predittivo per valutare il ritiro e la viscosità del calcestruzzo. Successivamente si è passati al calcolo della variazione di tensione applicando i principali metodi che a oggi sono disponibili, evidenziando il ruolo che l'armatura compressa esercita sulla variazione delle tensioni a tempo infinito.

## EFFECTS OF CREEP IN RC SECTIONS AND INFLUENCE OF THE STEEL COMPRESSED REINFORCEMENT

### SUMMARY

This paper presents a study regarding the variation of the stress, with time, relevant to a section of a RC structural member of an existing bridge. Initially is described the physical phenomenon of chemical that influences behavior and, then a predictive model for shrinkage and creep of the concrete is introduced. The calculation of the stress variation is made by applying the main methods that are available today, highlighting the role that the compressed steel has on the variation of the stress over time.

## 1 INTRODUZIONE

### 1.1 Premessa

E' noto come il calcestruzzo strutturale esibisce per effetto dei carichi di lunga durata un comportamento strutturale variabile nel tempo. Questo comportamento causa nel tempo effetti diversi secondo che la struttura, per la reologia del materiale, è o non omogenea. A oggi la teoria che è applicata per la previsione di tale comportamento è la teoria elastoviscosa lineare valevole rigorosamente per stati tensionali che si mantengono all'interno dei seguenti intervalli:

$$0 \leq \sigma'(t) \leq 0.45 \cdot f_{ck}; \quad (1)$$

$$0 \leq |\sigma_t(t)| \leq 0.9 \cdot |f_{ctk}|; \quad (2)$$

Dove  $f_{ck}$  e  $f_{ctk}$  sono rispettivamente la resistenza caratteristica a compressione e a trazione del calcestruzzo. Inoltre, la teoria si basa sulla costanza nel tempo del coefficiente di Poisson. Con tali posizioni il comportamento strutturale e sezionale è affrontato con le seguenti ipotesi:

- equazioni di equilibrio;

- congruenza delle deformazione e deformazioni piane delle sezioni;
- leggi costitutive dei materiali lineari.

Gli effetti prodotti dalla viscosità, Creep, e dal ritiro, Shrinkage, possono provocare incrementi di deformazione con l'invarianza dello stato di sollecitazione per le strutture omogenee a vincoli rigidi, mentre per le strutture non omogenee o con vincoli posticipati o elastici possono produrre anche la variabilità delle sollecitazioni.

Nella memoria si riporterà in forma comparativa il comportamento nel tempo di sezioni in calcestruzzo strutturale in c.a. appartenente a un'opera d'arte esistente. A tale scopo si andranno a considerare gli effetti della viscosità e dal ritiro del calcestruzzo. Per il calcolo del coefficiente di viscosità  $\phi(t, t_0)$  e del ritiro  $\varepsilon_{cs}(t, t_s)$  verrà utilizzato il modello del CEB-FIP MC 2010.

Il confronto comparativo è stato eseguito considerando una sezione in c.a. appartenente a una travata di un ponte esistente inserito nel tratto Autostradale dell'A14 tra Senigallia e Ancona Nord. Questo tratto autostradale è stato oggetto di un ampliamento per la terza corsia.

L'interesse nell'effettuare tali valutazioni risiede nella crescente esigenza di mantenere in esercizio opere, quali ponti e edifici, che hanno raggiunto una vita funzionale di oltre cinquanta anni. E' molto frequente trovare ponti che presentano in alcuni casi spostamenti in campata che non accennano a stabilizzarsi nonostante l'età, con conseguenti variazioni di curvatura nelle sezioni e quindi di ridistribuzioni interne delle tensioni. Tutto questo si riflette sui livelli di sicurezza dell'opera.

### 1.2 Descrizione viadotto esistente

Il viadotto è costituito da tre impalcati indipendenti separati in corrispondenza delle pile e delle spalle da un giunto di dilatazione. Le dimensioni principali del ponte sono le seguenti:

- luce campata 18.00 m;
- larghezza carreggiate 12.00 m;
- altezza trave 1.80 m.

Le Figure 1-2 riportano le carpenterie dell'opera.

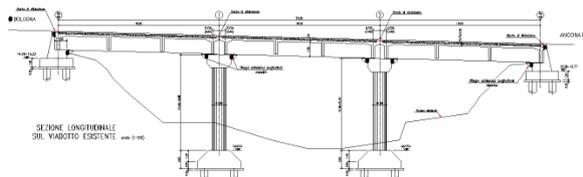


Figura 1 - Sezione longitudinale

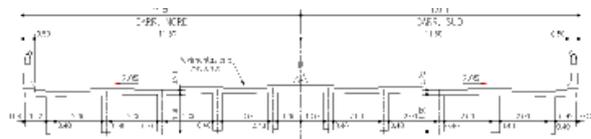


Figura 2 - Sezione trasversale

### 1.3 Schema statico

Lo schema statico del viadotto, per la presenza dei giunti di dilatazione, è stato schematizzato come travata in semplice appoggio. Per valutare le sollecitazioni nei diversi elementi che costituiscono la struttura (trave, trasversi e soletta) è stato predisposto un modello FEM, riportato in Figura 3, formato da elementi Shell e Beam a cui sono stati applicati i relativi carichi. Ai fini della comparazione è stato valutato sulla trave lo stato di sollecitazione causato dalle azioni permanenti, quali: peso permanente struttura e pesi portati. Risolvendo il modello FEM il momento massimo che sollecita la trave, è riportato nella Figura 4.

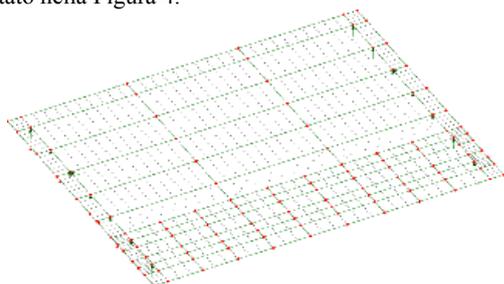


Figura 3 - Modello FEM dell'impalcato

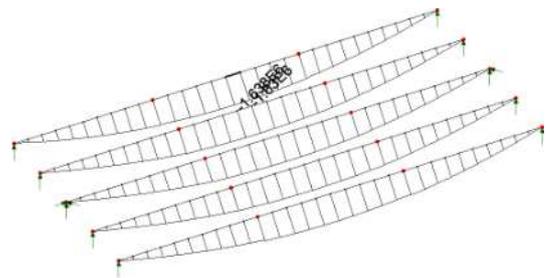


Figura 4 - Momento flettente  $M_{gk}$  in Nm

Pertanto, l'analisi tempo dipendente sarà condotta considerando il momento pari a 1640 KNm.

### 1.4 Materiali

Le caratteristiche dei materiali strutturali sono state dedotte mediante prove in situ. Le prove hanno riguardato il prelievo di carote di calcestruzzo e di spezzoni di armatura. L'acciaio è risultato un acciaio tipo Aq 50, normale per l'epoca di costruzione dell'opera (anni '60). Il valore medio della tensione di snervamento che si è considerato è pari a 270 N/mm<sup>2</sup>. Per il calcestruzzo la resistenza riscontrata dalle prove ha permesso di classificarlo con una classe di C28/35. Sulla base delle resistenze ricavate i valori delle tensioni limiti da verificare per gli effetti delle azioni permanenti valgono:

Resistenza del calcestruzzo e dell'acciaio:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2; \quad f_{ck} = 29.1 \text{ N/mm}^2; \\ f_{sy} = 270 \text{ N/mm}^2.$$

I limiti delle tensioni valgono:

$$\sigma'_c = 0.45 \cdot 29.1 = -13.1 \text{ N/mm}^2; \\ \sigma_s = 0.8 \cdot 270 = 216 \text{ N/mm}^2.$$

## 2 FENOMENI DIFFERITI NEL CALCESTRUZZO

### 2.1 Premessa

Prima di passare alle valutazioni numeriche prefissate è necessario richiamare le proprietà del calcestruzzo indurito che influenzano il suo comportamento nel tempo. Queste proprietà sono il ritiro igrometrico e la viscosità, entrambi i fenomeni sono legati alla pasta di cemento e alla natura dell'aggregato. Esiste un altro ritiro, che si sviluppa durante la fase di presa dell'impasto ed è causato dal calore d'idratazione del cemento. Per il caso in esame questo effetto non sarà preso in considerazione.

### 2.2 Ritiro (Shrinkage)

Il calcestruzzo essendo un materiale poroso si deforma quando varia l'umidità relativa dell'ambiente in cui il calcestruzzo è posto. Esso si ritira se è esposto all'aria secca e si rigonfia se immerso in acqua. In particolare, solo la pasta di cemento si deforma per le variazioni igrometriche, mentre gli aggregati - salvo rare eccezioni - non subiscono variazioni di dimensione. Il fenomeno è molto complesso poiché dipende sia dalla proprietà della pasta cementizia e sia dalle dimensioni geometriche dell'elemento strutturale. Le teorie introdotte per spiegare il fenomeno dal lato chimico considerano il fenomeno legato alla variazione di molecole

d'acqua negli strati in cui si compone il gel C-S-H del cemento (gel di silicato di calcio idrato). Anche le dimensioni dell'elemento strutturale influiscono sul ritiro: più l'elemento è sottile maggiore è il ritiro. I principali parametri da cui dipende il ritiro sono: rapporto aggregato/cemento e a/c. Al diminuire del rapporto aggregato/cemento aumenta il ritiro perché diviene maggiore il volume della pasta di cemento che è responsabile del ritiro stesso. Mentre al crescere del rapporto a/c aumenta la porosità capillare della pasta cementizia che così può scambiare con l'ambiente esterno una quantità di acqua maggiore.

I motivi per cui si attribuisce al ritiro maggiore importanza rispetto al rigonfiamento sono due. Il primo dipende dal fatto che la variazione di dimensione è maggiore rispetto a quella provocata dal rigonfiamento. Il secondo è che il calcestruzzo presenta una resistenza a trazione molto minore di quella a compressione e quindi il problema che ne deriva è la fessurazione del calcestruzzo. Si evidenzia che il ritiro è anche causa d'inflexioni per gli elementi strutturali.

Il valore finale del ritiro è ottenuto dalla somma di due addenti che hanno una genesi differente. I due addenti sono noti come: ritiro autogeno ( $\epsilon_{cas}$ ) e ritiro di essiccamento ( $\epsilon_{cds}$ ).

Il ritiro autogeno si sviluppa nella fase d'indurimento nei primi giorni successivi al getto. Esso non è provocato dallo scambio di acqua con l'ambiente, ma dalle contrazioni di volume dovute all'idratazione del cemento e alla produzione di pori capillari [6], [8].

Il ritiro da essiccamento invece si sviluppa lentamente nel tempo ed è provocato dalla perdita dell'acqua del calcestruzzo indurito che si disperde nell'ambiente.

Il fenomeno può essere modellato analiticamente da diversi modelli predittivi. Nella memoria la formulazione che sarà adottata è quella del CEB-FIP MC 2010 [3]. Secondo questa formulazione, che vale quando non si ricorre ad additivi riduttori del fenomeno, il ritiro totale  $\epsilon_{cs}$  può essere ottenuto come segue:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cas}(t) + \epsilon_{cds}(t, t_s); \quad (3)$$

con

$$\epsilon_{cas}(t) = \epsilon_{caso}(f_{cm}) \cdot \beta_{as}(t); \quad (4)$$

$$\epsilon_{cds}(t, t_s) = \epsilon_{cdso}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s); \quad (5)$$

dove:  $\epsilon_{cs}(t, t_s)$  = ritiro totale al tempo t;  
 $\epsilon_{cas}(t)$  = ritiro autogeno al tempo t;  
 $\epsilon_{cds}(t, t_s)$  = ritiro di essiccamento al tempo t;  
 $\epsilon_{caso}(f_{cm})$  = coefficiente del ritiro autogeno;  
 $\epsilon_{cdso}(f_{cm})$  = coefficiente del ritiro di essiccamento;  
 $\beta_{as}(t)$  = funzione che descrive lo sviluppo nel tempo del ritiro autogeno;  
 $\beta_{RH}(RH)$  = coefficiente che tiene conto dell'umidità relativa sul ritiro per essiccamento;  
 $\beta_{ds}(t - t_s)$  = funzione che descrive lo sviluppo nel tempo del ritiro di essiccamento;  
t = età del calcestruzzo in giorni;  
 $t_s$  = età di inizio essiccazione in giorni;  
 $t - t_s$  = durata essiccazione in giorni;

Per il ritiro autogeno valgono le seguenti espressioni:

$$\epsilon_{caso}(f_{cm}) = -\alpha_{as} \left( \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) / \left( 6 + \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right)^{2.5} \cdot 10^{-6}; \quad (6)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot (t/t_1)^{0.5}); \quad (7)$$

dove:  $f_{cm}$  = valore medio della resistenza a compressione del calcestruzzo a 28 gg ( $N/mm^2$ );

$$f_{cmo} = 10 \text{ (N/mm}^2\text{)};$$

$$t_1 = 1 \text{ giorno};$$

$\alpha_{as}$  = coefficiente che dipende dal tipo di cemento;

Si osservi che il ritiro autogeno è indipendente dall'umidità dall'ambiente e dalla geometria dell'elemento; il suo sviluppo risulta molto più rapido del ritiro dovuto all'essiccamento.

Per il ritiro di essiccamento valgono le seguenti espressioni:

$$\epsilon_{cdso}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm}/f_{cmo})] \cdot 10^{-6}; \quad (8)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1.55 \cdot [1 - (RH/RH_0)^3]; & \text{per } 40 \leq RH < 99\% \cdot \beta_{s1}; \\ 0.25; & \text{per } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1}; \end{cases} \quad (9)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left( \frac{(t - t_s)/t_1}{(350 \cdot (h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1)} \right)^{0.5}; \quad (10)$$

$$\beta_{s1} = (3.5 \cdot f_{cmo}/f_{cm})^{0.1} \leq 1.0; \quad (11)$$

dove:  $\alpha_{ds1}, \alpha_{ds2}$  = coefficienti che dipendono dal tipo di cemento;

$\beta_{s1}$  = coefficiente che tiene conto dell'auto essiccazione in calcestruzzi ad alta resistenza;

RH(%) = umidità relativa dell'ambiente di maturazione;

$RH_0$  = 100%;

h =  $2A_c/u$  = spessore fittizio in mm, dove  $A_c$  è l'area della sezione in  $mm^2$  e u è il perimetro dell'elemento esposto all'atmosfera in mm;

$h_0$  = 100 mm;

$f_{cmo}$  = 10  $N/mm^2$ .

Tabella 1-Coefficienti per le equazioni (6) e (8)

tipo di cemento	$\alpha_{as}$	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
SL	800	3	0.13
N, R	700	4	0.12
RS	600	6	0.12

La formulazione predittiva del ritiro vale per elementi strutturali in calcestruzzo che maturano a temperatura normale non più di 14 giorni, esposti in ambiente con umidità relativa compresa tra il 40÷100% e temperatura dell'ambiente compresa tra 10°C e 30°C. La resistenza media del calcestruzzo dovrà essere compresa nell'intervallo:  $15 \leq f_{cm} \leq 120 \text{ N/mm}^2$ .

### 2.3 Viscosità (Creep)

La deformazione differita, creep, che il calcestruzzo subisce nel tempo dipende principalmente dalla pasta di cemento, dal tipo e dalla qualità degli aggregati. Il valore di questa deformazione è legata alla resistenza meccanica, alla porosità del calcestruzzo e alle sollecitazioni permanenti applicate alla struttura. Il fenomeno può essere visto come una diminuzione

(rilassamento) nel tempo delle sollecitazioni applicate al calcestruzzo, quando questo è sottoposto a una deformazione costante. Come il ritiro, la viscosità genera nel calcestruzzo sia variazioni di sforzi e sia deformazioni. Il creep è influenzato dagli stessi parametri che governano il ritiro, ma con una differenza legata alla minore influenza della dimensione della struttura (rapporto superficie/volume).

Come già riportato per il ritiro, la formulazione che sarà adottata per valutare il coefficiente di viscosità è quella del CEB-FIP MC 2010. Secondo questa formulazione il coefficiente di viscosità  $\varphi(t, t_0)$  è ottenuto come segue:

$$\varphi_{(t,t_0)} = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0); \quad (12)$$

dove  $\varphi_0$  è il coefficiente nominale di viscosità e  $\beta_c(t, t_0)$  è il coefficiente che descrive lo sviluppo del creep con il tempo dopo l'applicazione del carico.

Il coefficiente  $\varphi_0$  e  $\beta_c(t, t_0)$  sono ottenuti dalle seguenti espressioni:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0); \quad (13)$$

con

$$\varphi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{\sqrt[3]{0.1 \cdot h/h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2; \quad (14)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\sqrt{f_{cm}/f_{cm0}}}; \quad (15)$$

dove:

$$\beta(t_0) = 1 / (0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}); \quad (16)$$

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left[ \frac{9}{2 + (t_{0,T}/t_{1,T})^2} + 1 \right]^\alpha \geq 0.5 \text{giorni} \quad (17)$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1} \right]^{0.3}; \quad (18)$$

con

$$\beta_H = 150 \cdot [1 + (1.2 \cdot RH/RH_0)^{18}] \cdot h/h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3; \quad (19)$$

$$\alpha_1 = [3.5 f_{cm0}/f_{cm}]^{0.7}; \alpha_2 = [3.5 f_{cm0}/f_{cm}]^{0.2}; \alpha_3 = [3.5 f_{cm0}/f_{cm}]^{0.5}; \quad (20)$$

dove:  $t$  = età del calcestruzzo in giorni al momento considerato;

$t_0$  = età di messa in carico del calcestruzzo in giorni;

$t_{0,T}$  = età di messa in carico modificata tenendo conto della temperatura; per  $T = 20^\circ\text{C}$ ,  $t_{0,T} = t_0$ , per altri casi si rimanda al bollettino CEB;

$\alpha$  = coefficiente che tiene conto del tipo di cemento,  $\alpha = -1$  per cemento che indurisce lentamente;  $\alpha = 0$  per cemento che indurisce normalmente o rapidamente;  $\alpha = 1$  per cemento ad alta resistenza che indurisce rapidamente;

$\alpha_i$  = coefficiente che dipende dalla resistenza media a compressione del calcestruzzo secondo l'equazione (20).

Anche per la formulazione predittiva del coefficiente di viscosità valgono le stesse ipotesi e posizioni viste per il ritiro. In più si aggiunge che l'età di messa in carico può essere considerata dal primo giorno, mentre il livello ten-

sionale che induce il creep non deve eccedere i limiti della (1) e (2).

## 2.4 Modello reologico considerato

Considerando il modello predittivo illustrato in precedenza si è valutato l'andamento del ritiro e del coefficiente di viscosità, assumendo diverse età di messa in carico per la struttura. I vari parametri fisici e geometrici che entrano nel modello sono riportati nelle Figure 5-6.

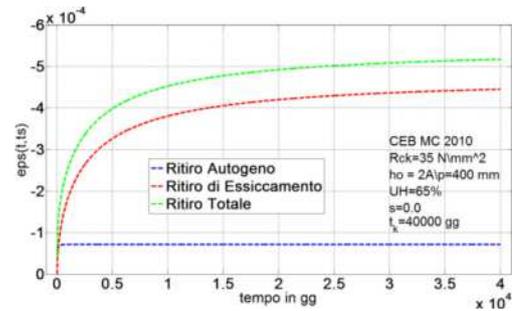


Figura 5 - Sviluppo del ritiro nel tempo in mm/mm

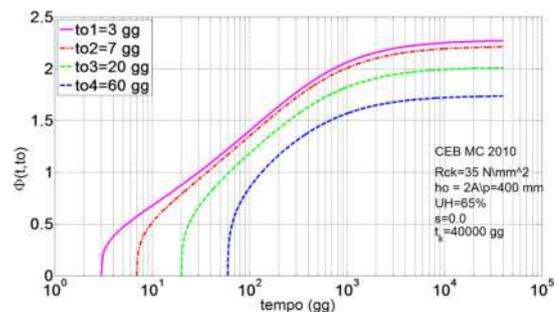


Figura 6 - Coefficiente di viscosità al variare di  $t_0$

## 3 ANALISI SEZIONALE TEMPO DIPENDENTE

### 3.1 Premessa

In letteratura esistono diversi metodi di calcolo che consentono di valutare lo stato tensionale per gli effetti differiti. Tra i metodi disponibili si citano:

- Age adjusted effective modulus method (AEMM);
- Effective modulus method (EMM);
- Principle of superposition step-by-step method (SSM);
- Rate of creep method (RCM);
- Metodo del modulo variato (Metodo n).

Per il caso preso in esame, sono stati applicati i metodi AAEM, EMM e n.

### 3.2 Metodi applicati

Il metodo AEMM prende in conto per mezzo dell'aging coefficient  $\chi(t_k, t_0)$ , l'invecchiamento del calcestruzzo e si basa nel considerare un modulo di elasticità modificato.

Il modulo di elasticità del calcestruzzo che si considera risulta:

$$\bar{E}_{c,k}(t_k, t_0) = E_{c,0} / (1 + \chi(t_k, t_0) \cdot \varphi(t_k, t_0)). \quad (21)$$

Nella (21) l'aging coefficient  $\chi(t_k, t_0)$ , al pari del ritiro e del coefficiente di viscosità, è variabile con il tempo e rappresenta il rilassamento del calcestruzzo per  $t_k$  maggiori di  $t_0$ . Esso dipende dall'età  $t_0$  di messa in carico del calcestruzzo, dalla durata del carico ( $t_k - t_0$ ) e dal tipo di cemento. Il valore di questo coefficiente è ottenuto attraverso una procedura step-by-step sviluppata in [5]. Il valore di  $\chi(t_k, t_0)$  può essere posto pari a 0.8-0.85 nel caso si considerano problemi di rilassamento e per tempi di messa in carico, maggiori di venti giorni. Invece per il modulo  $E_{c,0}$  si considera il modulo a 28 gg. Pertanto, il metodo si basa su un duplice calcolo:

- calcolo delle tensioni al tempo di messa in carico  $t_0$ ;
- calcolo delle variazioni delle tensioni al tempo  $t_k$ .

Al tempo  $t_0$  s'instaura nel calcestruzzo e nell'acciaio uno stato tensionale iniziale che per i fenomeni differiti del calcestruzzo subisce una progressiva variazione. Il procedimento di calcolo tratto da [9], [10] e [11] è riportato nel seguito. La Figura 7 esplicita la simbologia adottata.

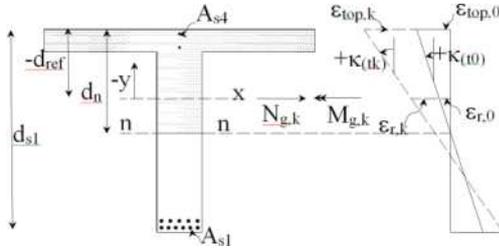


Figura 7 - Simbologia adottata

Considerando la sezione fessurata, dall'equazione di equilibrio e di congruenza si ottiene:

$$r_{e,0} = D_0 \varepsilon_0 + f_{p,int}; \quad (22)$$

con:

$$r_{e,0} = \begin{bmatrix} N_{e,0} \\ M_{e,0} \end{bmatrix}; D_0 = \begin{bmatrix} R_{A,0} & R_{B,0} \\ R_{B,0} & R_{I,0} \end{bmatrix}; \varepsilon_0 = \begin{bmatrix} \varepsilon_{r,0} \\ \kappa_0 \end{bmatrix}; \quad (23)$$

$$f_{p,int} = \sum_{i=1}^{m_p} \begin{bmatrix} A_{p(i)} E_{p(i)} \varepsilon_{p(i),int} \\ y_{p(i)} A_{p(i)} E_{p(i)} \varepsilon_{p(i),int} \end{bmatrix}; \quad (24)$$

$$R_{A,s} = \sum_{i=1}^{m_s} (A_{s(i)} E_s); R_{B,s} = \sum_{i=1}^{m_s} (y_{s(i)} A_{s(i)} E_s); \quad (25)$$

$$R_{I,s} = \sum_{i=1}^{m_s} (y_{s(i)}^2 A_{s(i)} E_s); \quad (26)$$

$$R_{A,0} = A_c E_{c,0} + R_{A,s}; R_{B,0} = B_c E_{c,0} + R_{B,s}; \quad (27)$$

$$R_{I,0} = I_c E_{c,0} + R_{I,s}; \quad (28)$$

dove:

$r_{e,0}$  = vettore (2x1) che contiene le sollecitazioni esterne ( $N_{g0}$ ,  $M_{g0}$ ) al tempo  $t_0$  di messa in carico;

$D_0$  = matrice (2x2) che contiene le rigidezze della sezione al tempo  $t_0$ ;

$\varepsilon_0$  = vettore (2x1) che contiene le incognite del pro-

blema, deformazione specifica  $\varepsilon_{r,0}$  valutata sull'asse di riferimento x, curvatura  $\kappa_0$  della sezione al tempo  $t_0$ ;

$f_{p,int}$  = vettore (2x1) che contiene gli effetti della pre-compressione al tempo  $t_0$ . Nel caso in studio la sezione non risulta precompressa.

$A_c$  = area del calcestruzzo compresso;

$B_c$  = momento del primo ordine rispetto all'asse x;

$I_c$  = momento del secondo ordine rispetto all'asse x;

$R_{A,s}$ ,  $R_{B,s}$ ,  $R_{I,s}$  = rigidezze dell'armatura metallica;

$R_{A,0}$ ,  $R_{B,0}$ ,  $R_{I,0}$  = rigidezze del calcestruzzo compresso.

L'equazione (22) può essere espressa in funzione del vettore incognito come segue:

$$\varepsilon_0 = D_0^{-1} (r_{e,0} - f_{p,int}). \quad (29)$$

Lo stato tensionale al tempo  $t_0$  risulta:

$$\sigma_{c,0} = E_{c,0} \varepsilon_0 = E_{c,0} \begin{bmatrix} 1 & y \end{bmatrix} \varepsilon_0; \quad (30)$$

$$\sigma_{s(i),0} = E_s \varepsilon_0 = E_s \begin{bmatrix} 1 & y_{s(i)} \end{bmatrix} \varepsilon_0. \quad (31)$$

Al tempo generico  $t_k$ , la variazione di tensione è espressa come segue:

$$\sigma_{c,k} = \bar{E}_{c,k} (\varepsilon_k - \varepsilon_{sh,k}) + \bar{F}_{e,0} \sigma_{c,0}; \quad (32)$$

$$\sigma_{s(i),k} = E_{s(i)} \varepsilon_k; \quad (33)$$

dove:

$$\bar{F}_{e,0} = \varphi(t, t_0) \cdot [\chi(t, t_0) - 1] / [1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0)]. \quad (34)$$

Dall'equazione di equilibrio e di congruenza si ottiene:

$$r_{e,k} = D_k \varepsilon_k + f_{cr,k} - f_{sh,k} + f_{p,int} - f_{p,rel,k}; \quad (35)$$

con:

$$\varepsilon_k = \begin{bmatrix} \varepsilon_{r,k} \\ \kappa_k \end{bmatrix}; D_k = \begin{bmatrix} R_{A,k} & R_{B,k} \\ R_{B,k} & R_{I,k} \end{bmatrix}; \quad (36)$$

$$f_{cr,k} = \bar{F}_{e,0} E_{c,0} \begin{bmatrix} A_c \varepsilon_{r,0} + B_c \kappa_0 \\ B_c \varepsilon_{r,0} + I_c \kappa_0 \end{bmatrix}; \quad (37)$$

$$f_{p,int} = \sum_{i=1}^{m_p} \begin{bmatrix} A_{p(i)} E_{p(i)} \varepsilon_{p(i),int} \\ y_{p(i)} A_{p(i)} E_{p(i)} \varepsilon_{p(i),int} \end{bmatrix}; \quad (38)$$

$$f_{sh,k} = \begin{bmatrix} A_c \\ B_c \end{bmatrix} \bar{E}_{c,k} \varepsilon_{sh,k}; f_{p,rel,k} = f_{p,init} \varphi_p(t_k, \sigma_{p(i),int}) \quad (39)$$

$$R_{A,k} = A_c \bar{E}_{c,k} + R_{A,s}; R_{B,k} = B_c \bar{E}_{c,k} + R_{B,s}; \quad (40)$$

$$R_{I,k} = I_c \bar{E}_{c,k} + R_{I,s}; \quad (41)$$

dove:

$r_{e,k}$  = vettore (2x1) che contiene le sollecitazioni esterne ( $N_{g0}$ ,  $M_{g0}$ ) al tempo  $t_0$  di messa in carico;

$D_k$  = matrice (2x2) che contiene le rigidezze della sezione al tempo  $t_k$ ;

$\varepsilon_k$  = vettore (2x1) che contiene le incognite del problema, deformazione specifica  $\varepsilon_{r,k}$  valutata sull'asse

di riferimento  $x$ , curvatura  $\kappa_k$  della sezione al tempo  $t_k$ ;

$f_{cr,k}$  = vettore (2x1) che rappresenta l'effetto del creep prodotto dalla tensione  $\sigma_{c,0}$ ;

$f_{sh,k}$  = vettore (2x1) che rappresenta l'effetto del ritiro che si sviluppa nel tempo;

$f_{p,init}$  = vettore (2x1) che contiene gli effetti della precompressione al tempo  $t_k$ . Nel caso in studio la sezione non risulta precompressa.

$f_{p,rel,k}$  = vettore (2x1) che contiene le perdite di tiro dell'armatura pretesa;

$R_{A,k}, R_{B,k}, R_{I,k}$  = rigidzze del calcestruzzo compresso al tempo  $t_k$ .

L'equazione (35) può essere espressa in funzione del vettore incognito come segue:

$$\varepsilon_k = D_k^{-1} (r_{e,k} - f_{cr,k} + f_{sh,k} - f_{p,init} + f_{p,rel,k}); \quad (42)$$

La variazione di tensione risulta:

$$\sigma_{c,k} = \bar{E}_{c,k} (\varepsilon_k - \varepsilon_{sh,k}) + \bar{F}_{e,0} \sigma_{c,0} = \bar{E}_{c,k} \{ [1 \ y] \varepsilon_k - \varepsilon_{sh,k} \} + \bar{F}_{e,0} \sigma_{c,0}; \quad (43)$$

$$\sigma_{s,k(i)} = E_{s(i)} \varepsilon_k = E_{s(i)} \begin{bmatrix} 1 & y_{s(i)} \end{bmatrix} \varepsilon_k. \quad (44)$$

Il metodo EMM può essere visto come una semplificazione del metodo precedente in cui il coefficiente d'invecchiamento  $\chi$  è posto pari a 1. Apparentemente tale metodo è simile al metodo AEMM, ma in realtà esso non tiene conto dell'invecchiamento del calcestruzzo e degli effetti delle distorsioni impresse. Il modulo di elasticità del calcestruzzo che si considera risulta:

$$\bar{E}_{c,k} = E_{c,0} / (1 + \varphi_{(t,t_0)}); \quad (45)$$

Per il calcolo dello stato tensionale si valuta, come per il metodo AEMM, uno stato tensionale al tempo  $t_0$  e  $t_k$ .

Il metodo n, noto come metodo delle T. A., è basato sulle seguenti assunzioni: rapporto tra i moduli elastici costante pari a 15 e zona tesa di calcestruzzo fessurata. Per quanto riguarda la viscosità nel metodo se ne tiene conto considerando un valore di n pari a 15. Questo valore corrisponde ad assumere per il calcestruzzo un modulo di deformabilità  $E'_c$  variato, ottenuto considerando un coefficiente di viscosità medio a tempo infinito, valevole per classi di calcestruzzo di normale impiego, pari a circa  $\varphi(t_\infty) = 1.5$ . Il modulo di elasticità del calcestruzzo che ne deriva risulta:

$$E'_{c,k} = E_{c,0} / (1 + \varphi_{(t=\infty)}); \quad (46)$$

$$n = E_s / E'_c; \quad (47)$$

dove:

$E_{c,0}$  = modulo di elasticità del calcestruzzo a 28 gg;

$E'_c$  = modulo di elasticità del calcestruzzo variato al tempo infinito;

$E_s$  = modulo di elasticità dell'acciaio;

$\varphi(t_\infty)$  = coefficiente di viscosità a tempo infinito.

Il calcolo delle tensioni è effettuato al tempo infinito  $t_k$  attraverso l'omogeneizzazione al calcestruzzo dell'armatura metallica presente nella sezione [16].

### 3.3 Script predisposto

Per eseguire l'analisi sezionale tempo dipendente si è sviluppato uno script utilizzando il software Matlab. Il software è prodotto da the MathWorks con sede in Drive Natick U.S.. La versione utilizzata è la 8.2, Release 2013b, No. licenza 927090. La scelta di utilizzare questo software è stata fatta sulla base delle seguenti considerazioni:

- la matrice che è il tipo di dato fondamentale utilizzato da Matlab;
- il linguaggio di programmazione con cui è scritto Matlab, C++, che lo rende particolarmente idoneo per il calcolo scientifico;
- la grafica avanzata disponibile nel software, che consente la visualizzazione efficace dei dati elaborati [15].

Il Flow Chart della Figura 8 riporta l'organizzazione dello script implementato.

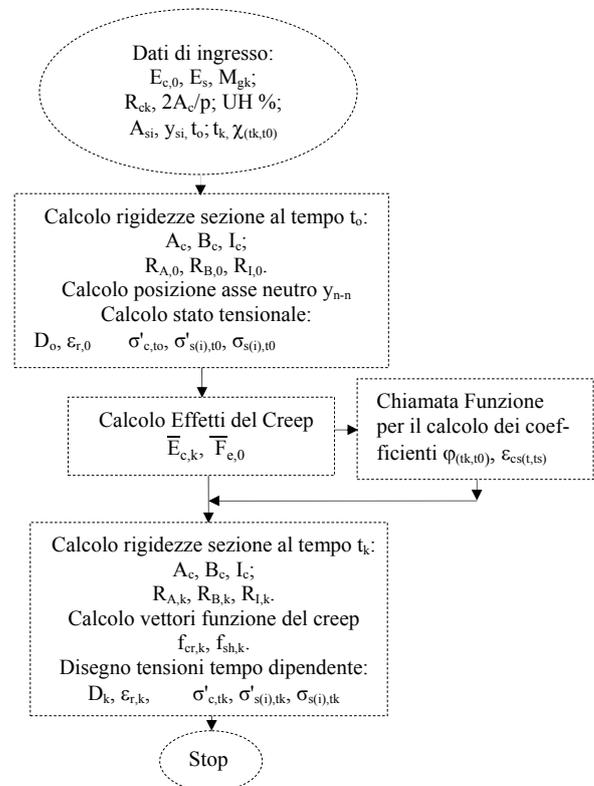


Figura 8 - Flow Chart dello Script implementato

### 3.4 Risultati

L'analisi tempo dipendente per la sezione di mezzzeria della trave è stata eseguita con i dati di seguito riportati. Nella figura 9 sono evidenziati i simboli adottati.

Geometria sezione

$s = 200$  mm;  $h = 1600$  mm;  $b_1 = 2400$  mm;  $b_0 = 400$  mm.

Tabella 2- Armatura e relativa posizione rispetto a  $b_0$  e  $b_1$

	$A_{s1}$	$A_{s2}$	$A_{s3}$	$A_{s4}$
$A_{si}$ (mm <sup>2</sup> )	6 $\Phi$ 30	5 $\Phi$ 30	5 $\Phi$ 10	5 $\Phi$ 10
$C_i$ (mm)	40	100	160	40

Resistenze, moduli dei materiali e sollecitazione:

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2; f_{sy} = 270 \text{ N/mm}^2;$$

$$E_{c,0} = E_{28} = 32580,0 \text{ N/mm}^2; E_s = 200000,0 \text{ N/mm}^2;$$

$$t_0 = 20 \text{ gg}; \chi(t_k, t_0) = 0.8; M_{og} = 1640 \text{ KNm}.$$

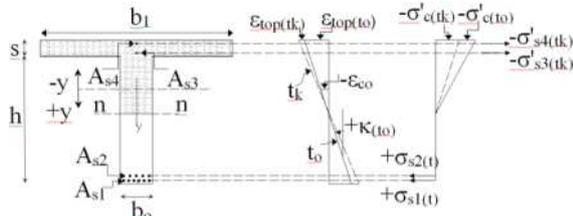


Figura 9 - Geometria sezione

Per evidenziare l'effetto dell'armatura compressa sulla variazione delle tensioni al tempo  $t_k$ , si è considerato per il rapporto tra l'armatura compressa e tesa ( $A'_s/A_s$ ) un valore pari a 0 e 0.5. I risultati ottenuti, che includono l'effetto del ritiro, sono riportati nelle Figure 10-11-12.

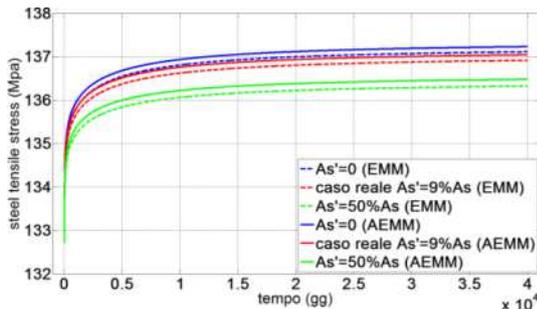


Figura 10 - Tensioni nell'armatura tesa ( $A_{s1}$ )

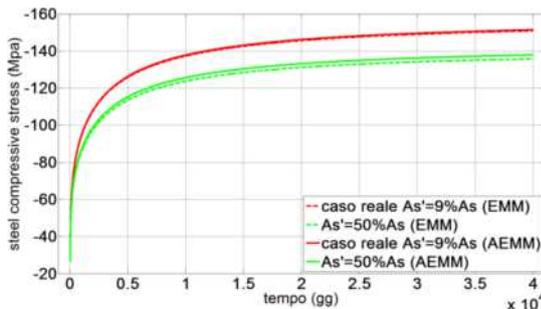


Figura 11 - Tensioni nell'armatura compressa ( $A_{s4}$ )

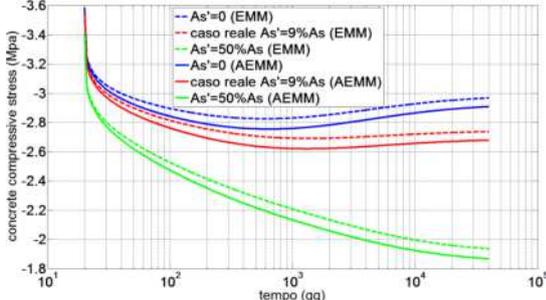


Figura 12 - Tensioni nel calcestruzzo compresso

Le tabelle seguenti riportano i valori delle tensioni e delle curvatures rispettivamente in  $\text{N/mm}^2$  e  $\text{mm}^{-1}$  con e senza l'effetto del ritiro.

Tabella 3- Risultati Metodo (AEMM). ( $\kappa(t) \cdot 10^{-7}$ ) ( $\varepsilon_{cs}(t) \neq 0$ )

$A'_s/A_s$	$\sigma_c'(t_0)$	$\sigma_{s1}(t_0)$	$\sigma_{s4}'(t_0)$	$\kappa(t_0)$	$\sigma_c'(t_k)$	$\sigma_{s1}(t_k)$	$\sigma_{s4}'(t_k)$	$\kappa(t_k)$
0.00	-3.6	133	-	4.28	-2.8	137	-	8.30
0.09	-3.6	133	-27	4.28	-2.6	137	-152	8.18
0.50	-3.4	133	-26	4.26	-1.8	136	-138	7.78

Tabella 4- Risultati Metodo (AEMM). ( $\kappa(t) \cdot 10^{-7}$ ) ( $\varepsilon_{cs}(t) = 0$ )

$A'_s/A_s$	$\sigma_c'(t_0)$	$\sigma_{s1}(t_0)$	$\sigma_{s4}'(t_0)$	$\kappa(t_0)$	$\sigma_c'(t_k)$	$\sigma_{s1}(t_k)$	$\sigma_{s4}'(t_k)$	$\kappa(t_k)$
0.00	-3.5	133	-	4.28	-2.5	135	-	5.11
0.09	-3.5	133	-18	4.28	-2.4	135	-44	5.11
0.50	-3.4	133	-18	4.26	-2.2	135	-41	4.97

Tabella 5- Risultati Metodo (EMM). ( $\kappa(t) \cdot 10^{-7}$ ) ( $\varepsilon_{cs}(t) \neq 0$ )

$A'_s/A_s$	$\sigma_c'(t_0)$	$\sigma_{s1}(t_0)$	$\sigma_{s4}'(t_0)$	$\kappa(t_0)$	$\sigma_c'(t_k)$	$\sigma_{s1}(t_k)$	$\sigma_{s4}'(t_k)$	$\kappa(t_k)$
0.00	-3.6	133	-	4.28	-2.8	137	-	8.29
0.09	-3.5	133	-27	4.28	-2.7	137	-151	8.16
0.50	-3.4	133	-26	4.26	-1.9	136	-133	7.72

Tabella 6- Risultati Metodo (EMM). ( $\kappa(t) \cdot 10^{-7}$ ) ( $\varepsilon_{cs}(t) = 0$ )

$A'_s/A_s$	$\sigma_c'(t_0)$	$\sigma_{s1}(t_0)$	$\sigma_{s4}'(t_0)$	$\kappa(t_0)$	$\sigma_c'(t_k)$	$\sigma_{s1}(t_k)$	$\sigma_{s4}'(t_k)$	$\kappa(t_k)$
0.00	-3.5	133	-	4.28	-2.6	135	-	5.10
0.09	-3.4	133	-18	4.28	-2.5	135	-44	5.10
0.50	-3.4	133	-18	4.26	-2.3	134	-41	5.05

Tabella 7- Risultati Metodo (n). ( $\varepsilon_{cs}(t) = 0$ )

$A'_s/A_s$	$\sigma_c'(t_0)$	$\sigma_{s1}(t_0)$	$\sigma_{s4}'(t_0)$	$\sigma_c'(t_k)$	$\sigma_{s1}(t_k)$	$\sigma_{s4}'(t_k)$
0.00	-	-	-	-2.6	132	-
0.09	-	-	-	-2.5	132	-35
0.50	-	-	-	-2.4	131	-32

## CONCLUSIONI

L'analisi svolta e riportata compiutamente nelle tabelle precedenti, mostra che i livelli tensionali nella sezione di mezzera della trave sono ampiamente nei limiti fissati. Pertanto, si può affermare che l'opera non presenta problematiche legate ai fenomeni differiti. Nel seguito si commenteranno sia i risultati numerici ottenuti e sia gli andamenti delle tensioni riportati nelle figure 10-11-12.

I risultati ottenuti riguardanti la tensione nell'armatura tesa non mostrano ingegneristicamente un'apprezzabile variazione. Per i metodi AEMM, EMM la differenza, con e senza il ritiro, è del 1.4%, invece per il metodo n la differenza, valutata non considerando il ritiro, è del 2.2%. Dal grafico di Figura 10 si trae che all'aumentare dell'armatura compressa si ha una diminuzione della tensione di trazione.

I valori di tensione che assume l'armatura compressa risultano avere una significativa variazione quando si considera l'effetto del ritiro; ciò vale per i metodi AEMM ed EMM. La variazione che ne consegue è pari al 71% per il metodo AEMM. Con il metodo n invece si ottiene un valore di tensione molto più basso poiché per questo metodo non si è considerato l'effetto del ritiro. Pur tuttavia considerando la differenza percentuale rispetto al metodo EMM, il metodo n sottostima la compressione nell'armatura del 22%. Le dif-

ferenze ottenute mostrano che il ritiro ha incrementato notevolmente gli sforzi nell'armatura compressa. Invece, la differenza riscontrata per il metodo n può essere spiegata dal valore considerato per il coefficiente di omogeneizzazione ( $n=15$ ) il quale non include adeguatamente il valore del coefficiente di viscosità. Dal grafico di Figura 11, si trae che all'aumentare dell'armatura si verifica una riduzione della tensione di compressione nell'armatura.

Il grafico di Figura 12 riporta l'andamento della tensione nel calcestruzzo compresso il quale subisce un rilassamento. Il grafico mostra che per i casi rappresentati dalle curve  $A's=0-9\%A_s$ , la tensione, dopo una prima riduzione, inizia ad aumentare per effetto del ritiro per poi stabilizzarsi per tempi pari a 10000 gg. Invece, per i casi rappresentati dalle curve  $A's=50\%A_s$ , la tensione subisce sempre una riduzione; ciò mostra, anche in questo caso, come l'armatura superiore sia favorevole per la zona compressa del calcestruzzo. La diminuzione percentuale della tensione, valutata con riferimento al metodo EMM per  $A's=0-50\%A_s$  e con ritiro, è del 6%. Le differenze sui risultati ottenuti sono dovute alle ipotesi su cui i metodi sono basati. Le ipotesi riguardano: le proprietà invecchianti del calcestruzzo, lo stato di sollecitazione esterno invariante nel tempo e se la sezione è completamente reagente o parzializzata. Si evidenzia che sui risultati hanno influito anche i coefficienti reologici adottati, i quali possono essere valutati con diversi modelli predittivi reperibili nella letteratura scientifica.

Pertanto, per le opere in calcestruzzo strutturale esistenti, e in particolare per quelle sensibili agli effetti delle azioni permanenti, sarebbe necessario condurre specifiche verifiche per gli effetti differiti. Le verifiche dovrebbero mettere in relazione i fenomeni reologici (ritiro, viscosità) con l'armatura, lenta o di precompressione (quantità, caratteristiche, posizione) e con la fessurazione. In campo internazionale sono stati avviati studi [2] che con analisi inverse, supportate dal monitoraggio di ponti esistenti, si sta cercando di valutare l'attendibilità dei modelli per la previsione del ritiro e della viscosità e sia la sicurezza delle opere monitorate per la residua vita funzionale. Quanto detto è supportato dal fatto che è frequente trovare opere esistenti con patologie rappresentate da eccessive inflessioni. Le figure 13-14 mostrano il ponte in c.a.p. sull'Emoli, costruito a fine anni '60 e collocato nel tratto Cosenza Paola della S.S. 107, che mostra un evidente stato deformativo per i carichi permanenti.



Figura 13 - Ponte in c.a.p. Emoli. Vista d'insieme

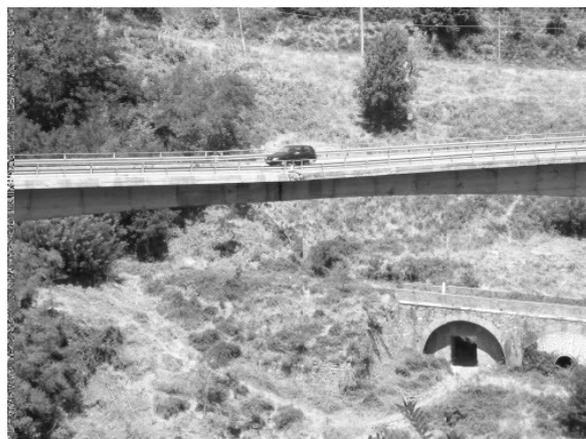


Figura 14 - Ponte in c.a.p. Emoli. Vista sezione di mezzeria

## BIBLIOGRAFIA

- [1] AICAP., – (2008), *Progettazione di Strutture in Calcestruzzo Armato*, Volume 1, Pubblicità, Roma.
- [2] BAŽANT, Z., P., HUBLER, M. H., Yu, Q., – (2011), *Excessive Creep Deflections: An Awakening*, Concrete International, ACI, Farmington Hills, 44-46 pp..
- [3] fip CEB-FIP, *Model Code for Concrete Structures-* (2010), Vol. 1, Fédération International de Béton.
- [4] CHIORINO, M.A., – (2011), *Analysis of Creep and Shrinkage effects in Concrete Structures*, CISM, Udine.
- [5] CHIORINO, M.A., LACIDOGNA, G., – (1991), *Approximate Values of the Aging Coefficient for the Age Adjusted Effective Modulus Method in Linear Analysis of Creep in Structures*, R. No. 31, Politecnico di Torino.
- [6] COLLEPARDI, M., – (1995), *Scienza e tecnologia del calcestruzzo*, Hoepli, Milano.
- [7] EUROCODICE 2, – (2005), *Progettazione delle Strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: regole Generali e Regole per gli Edifici*, UNI, Milano.
- [8] FRIGIONE, G, MAIRO, N., – (2010), *Materiali per l'Edilizia*, Hoepli, Milano.
- [9] GHALI, A., FAVRE, R., ELBADRY, M., – (2012), *Stresses and Deformations: Analysis and Design for Serviceability in Concrete Structures*, Spon Press, London.
- [10] GILBERT, R. I., RANZI, G. – (2011), *Time-Dependent Behaviour of Concrete Structures*, Spon Press, London.
- [11] GILBERT, R. I., – (1988), *Time Effects in Concrete Structures*, Elsevier, Amsterdam.
- [12] ICJ, – (2012), *Creep and Shrinkage*, Volume 86, No. 12, Rs. 65, ACC Limited, India.
- [13] La TEGOLA, A., – (2003), *Progettazione delle strutture in Calcestruzzo Armato agli Stati Limite*, Liguori Editore, Napoli.
- [14] MOLA, F., – (1999), *Gli Effetti della Viscosità nei ponti a travata Continua. Evoluzione degli Schemi Strutturali*, Politecnico di Milano.
- [15] MOORE, H., – (2011), *MATLAB per l'Ingegneria*, Pearson Education, Prendice Hall.
- [16] SARA', G., – (2006), *Esercizi di Teoria e Tecnica delle Costruzioni*, Volume 1, Liguori Editore, Napoli.

# VALUTAZIONE DELLA DOMANDA E DELLA CAPACITÀ SISMICA DI PONTI CON PERCORSO DI CARICO DUALE

**Enrico Tubaldi<sup>1</sup>, Andrea Dall'Asta<sup>2</sup>, Luigino Dezi<sup>1</sup>**

<sup>1</sup> Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura, Università Politecnica delle Marche, Ancona

<sup>2</sup> Scuola di Architettura e Design, Università di Camerino, Ascoli Piceno

## SOMMARIO

I ponti con percorso di carico duale sono una tipologia di ponti con impalcato continuo su più campate vincolato trasversalmente non solo in corrispondenza delle pile, ma anche in corrispondenza delle spalle. In questi sistemi strutturali solo una parte delle forze di inerzia viene trasmessa alle fondazioni tramite le pile, mentre la restante parte viene trasmessa alle spalle mediante inflessione della sovrastruttura. Il comportamento sismico trasversale dei ponti con percorso di carico duale è complesso e non può essere descritto utilizzando modelli semplificati ad un singolo grado di libertà che tengano in conto solo la pila e la massa afferente dell'impalcato. Il presente documento propone un modello analitico semplificato ed una formulazione capaci di descrivere il comportamento sismico non lineare di tale tipologia di ponte. Usando un approccio variazionale ed approssimando il campo di spostamenti con una sinusoide, sono ricavate le proprietà di un sistema elasto-plastico ad un solo grado di libertà equivalente al ponte, e vengono proposte delle espressioni analitiche che descrivono il comportamento elastico e post - elastico del sistema, la capacità dissipativa globale, e le modalità di rottura. Queste espressioni sono formulate in termini di pochi parametri non dimensionali caratteristici del problema. Il modello analitico e la formulazione proposti sono impiegati per analizzare un insieme di ponti con impalcato continuo acciaio-calcestruzzo con differenti proprietà delle sottostrutture. L'adeguatezza del modello semplificato viene valutata tramite confronto con i risultati di analisi dinamiche incrementalmente eseguite su modelli tridimensionali dei ponti agli elementi finiti.

## SEISMIC DEMAND AND CAPACITY ASSESSMENT OF DUAL LOAD PATH BRIDGES

### SUMMARY

Bridges with dual load path behaviour are bridges with a multi-span continuous deck transversally restrained not only in correspondence of the piers, but also in correspondence of the abutments. In these structural systems, only a portion of the inertia forces is transmitted to the pier footings by pier bending, while the remaining portion is transmitted to the abutments by superstructure bending. The seismic behaviour of bridges with dual load path is complex and cannot be described by employing simplified single-degree-of-freedom models involving only the pier and the deck tributary mass. This paper proposes a simplified analytical model and formulation to describe the nonlinear seismic behaviour of bridges with dual load path behaviour. By using a variational approach and introducing a transverse displacement shape assumption, the properties of an elasto-plastic single-degree-of-freedom system equivalent to the bridges are derived, and analytical expressions are proposed for describing the elastic and post-elastic system behaviour, the global dissipative capacity, and the failure modalities. These expressions are formulated in terms of few characteristic non-dimensional parameters. The proposed analytical model and formulation are employed to analyze a set of continuous multi-span steel-concrete composite bridges with different properties. The accuracy of the simplified model is evaluated by comparison with the results of incremental dynamic analysis performed on refined nonlinear finite element bridge models.

## 1. INTRODUZIONE

I ponti di corta e media campata sono spesso realizzati con un impalcato continuo composito acciaio-calcestruzzo (SCC) [1]-[2]. Mentre la forma della sezione trasversale e le dimensioni dell'impalcato sono scelte generalmente in base al flusso di traffico e ai carichi verticali, le prestazioni nei confronti dei carichi sismici sono verificate solamente a posteriori. I moderni codici di progettazione sismica come l'Eurocodice 8 [3] richiedono che la sovrastruttura del ponte resista all'azione sismica manifestando danni trascurabili. Il problema dello snervamento dell'impalcato può diventare critico nei casi in cui questo è trasversalmente fissato mediante dei ritegni sismici sulle spalle. I ponti con ritegno sismico trasversale sono spesso definiti come ponti con percorso di carico duale [4]-[5], e il loro comportamento dinamico è stato oggetto di molti studi recenti in letteratura. Tra questi, i lavori di Tubaldi et al. [5] e di Bardakis e Fardis [6] hanno evidenziato che lo snervamento dell'impalcato può effettivamente verificarsi in alcuni tipi di ponti con vincolo trasversale. Questa modalità di crisi è particolarmente indesiderata perché determina il raggiungimento del comportamento ultimo del ponte, impendendo così di sfruttare appieno la dissipazione delle sottostrutture e limitando di conseguenza la capacità di dissipazione globale del sistema.

Il presente lavoro analizza i problemi legati al comportamento duale dei ponti con vincolo trasversale introducendo un modello analitico e una formulazione in grado di far emergere i parametri più importanti che controllano la risposta sismica non lineare e la capacità dei ponti. La formulazione proposta si basa sul modello di spostamento semplificato già considerato in studi precedenti [7]-[10]. Essa assume un comportamento elastico - perfettamente plastico delle pile e consente di ottenere una descrizione ad un solo grado di libertà del comportamento non lineare dei sistemi in oggetto tramite un approccio variazionale. In questo modo è possibile stabilire delle relazioni analitiche tra i parametri caratteristici dei ponti e la capacità sismica. In particolare, sono ricavate delle espressioni esplicite della capacità di duttilità globale tenendo conto sia della capacità in duttilità delle pile che della capacità di deformazione dell'impalcato.

La formulazione semplificata presentata in questo documento è applicata all'analisi di una serie di ponti che presentano un ampio spettro di comportamenti sismici. La sua efficacia nel descrivere la capacità dissipativa globale e le modalità di crisi dei ponti analizzati è valutata mediante confronto con i risultati di analisi dinamiche non lineari condotte sui modelli tridimensionali agli elementi finiti.

## 2. MODELLO SEMPLIFICATO E FORMULAZIONE

Il ponte con vincolo trasversale è modellato come una trave semplicemente appoggiata agli estremi e vincolata da una serie di  $N_p$  appoggi discreti intermedi non lineari con comportamento isteretico (elastico-perfettamente plastico) che rappresentano le pile (Figura 1).

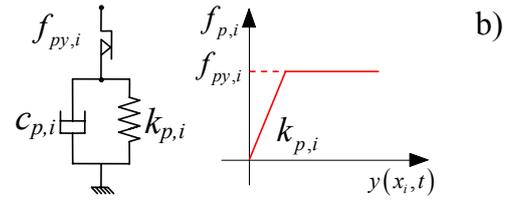
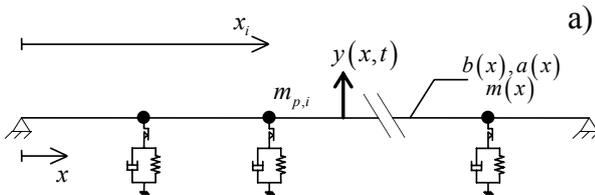


Figura 1 - a) Modello analitico ponti con vincolo trasversale sulle spalle, b) modello analitico pile.

Il comportamento dinamico del ponte è analizzato mediante una formulazione variazionale secondo il principio di Lagrange-D'Alembert, approssimando il campo degli spostamenti con una sinusoide:

$$y(x,t) = Z \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) \quad (1)$$

dove  $Z$  indica lo spostamento del centro dell'impalcato. Per maggiori dettagli relativi alla formulazione e soluzione del problema si rimanda a Tubaldi et al. [9].

### 2.1 Proprietà del comportamento elastico

In questa sezione sono riportate le espressioni delle proprietà del sistema SDOF equivalente nel campo elastico lineare di comportamento. La frequenza circolare fondamentale può essere espressa come [9]:

$$\bar{\omega}_{el}^2 = \frac{\bar{k}_d + \bar{k}_p}{\bar{m}} = \frac{\left[ \frac{\pi^4 EI_d}{2L^3} + \sum_{i=1}^{N_p} k_{p,i} \sin^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \right]}{\left[ \frac{m_d L}{2} + \sum_{i=1}^{N_p} m_{p,i} \sin^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \right]} \quad (2)$$

dove  $EI_d$  e  $m_d$  indicano rispettivamente la rigidezza trasversale dell'impalcato e la massa per unità di lunghezza, mediata lungo lo sviluppo dell'impalcato, mentre  $k_{p,i}$  e  $m_{p,i}$  indicano rispettivamente la rigidezza e la massa della  $i$ -esima pila ( $i = 1, 2, \dots, N_p$ ), e  $L$  è la lunghezza dell'impalcato.

La massa efficace del sistema è esprimibile come:

$$\bar{m}_{eff} = \frac{2m_d L}{\pi} + \sum_{i=1}^{N_p} m_{p,i} \sin\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \quad (3)$$

mentre il fattore di partecipazione modale  $\rho$ , utile per valutare la risposta sismica, è ottenuto come:

$$\rho = \frac{\bar{m}_{eff}}{\bar{m}} = \frac{\frac{2m_d L}{\pi} + \sum_{i=1}^{N_p} m_{p,i} \sin\left(\frac{\pi x_i}{L}\right)}{\frac{m_d L}{2} + \sum_{i=1}^{N_p} m_{p,i} \sin^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right)} \quad (4)$$

Lo smorzamento globale del sistema può essere espresso come [11]:

$$\bar{\xi} = \frac{(\bar{c}_d + \bar{c}_p) \bar{\omega}_{el}}{2(\bar{k}_d + \bar{k}_p)} = \frac{\bar{k}_d \xi_d + \bar{k}_p \xi_p}{\bar{k}_d + \bar{k}_p} \quad (5)$$

dove  $\xi_d$  e  $\xi_p$  indicano rispettivamente il fattore di smorzamento di impalcato e pila.

### 2.2 Proprietà del comportamento non lineare e parametri caratteristici

In questa sezione vengono riportate delle semplici espressioni approssimate che descrivono la relazione tra la capacità di duttilità globale del sistema e la capacità di duttilità locale delle pile nel caso di impalcato elastico e pile omogenee ed equidistanti con comportamento elastico perfettamente plastico. Le espressioni della rigidezza generalizzata e della

forza non lineare del sistema per un dato valore di  $Z$  sono rispettivamente [9]:

$$\bar{k}_{tan}(Z) = k_p \frac{1}{2\alpha^2\beta} + k_p \sum_{i=1}^{N_p} H[1 - \mu_i(Z)] \sin^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \quad (6)$$

$$\bar{f}(Z) = \frac{\bar{m}_{eff}}{\bar{m}} k_p Z \left[ \frac{1}{2\alpha^2\beta} + \sum_{i=1}^{N_p} H[1 - \mu_i(Z)] \cdot \sin^2\left(\frac{\pi x_i}{L}\right) \right] \quad (7)$$

dove  $H(\cdot)$  indica la funzione gradino, che assume il valore 1 se l'argomento è positivo, ed il valore 0 se è negativo,  $k_{pi} = k_p$  per  $i = 1, 2, \dots, N_p$ , e  $\mu_i(Z)$  è la domanda di duttilità in corrispondenza della pila  $i$ -esima, dedotta sulla base della forma sinusoidale adottata per il campo di spostamenti.

Nelle Equazioni (6) e (7) compaiono i parametri caratteristici non dimensionali,  $\alpha^2$  e  $\beta$ , già introdotti in Tubaldi e Dall'Asta [12], e definiti dalle seguenti espressioni:

$$\alpha^2 = \frac{\sum_{i=1}^{N_p} k_{p,i} L^3}{\pi^4 EI_d} = \frac{k_p L^3}{\beta \pi^4 EI_d}, \quad \beta = \frac{1}{N_p} \quad (8)$$

Il parametro  $\alpha^2$  fornisce una misura del rapporto di rigidezza pile-impalcato. Bassi valori di  $\alpha^2$  indicano un impalcato rigido rispetto alle pile, mentre valori elevati corrispondono ad un impalcato flessibile rispetto alle pile. Il caso limite  $\alpha^2 = 0$  corrisponde ad un impalcato semplicemente appoggiato alle estremità, senza vincoli intermedi. Il parametro  $\beta = 1/N_p$  descrive la distribuzione della pile lungo il ponte, è inversamente proporzionale al numero di pile  $N_p$ , e assume valori nell'intervallo 0-1. Il caso  $\beta = 1$  ( $N_p = 1$ ) corrisponde ad appoggi concentrati su un solo punto, mentre il caso  $\beta = 0$  corrisponde ad appoggi distribuiti uniformemente lungo il ponte. Entrambe i parametri possono essere utilizzati per valutare l'accuratezza della forma sinusoidale nell'approssimare il moto trasversale del ponte.

Nei casi frequenti in cui  $\beta = 1$  (ponte a due campate) o  $\beta = 1/2$  (ponte a tre campate), la curva di risposta si riduce ad una curva bi-lineare. Dato il valore  $\mu_p$  della capacità in duttilità della pila, è possibile ricavare la seguente espressione semplificata per  $\mu_{eq}$  [9]:

$$\mu_{eq} = \left[ 1 + \frac{1}{\mu_p} - \frac{(1 + 2\alpha^2\beta\lambda)}{(\mu_p + 2\alpha^2\beta\lambda)} \right]^{-1} \quad (9)$$

dove  $\lambda = 1$  per  $\beta = 1$ , e  $\lambda = 1.5$  per  $\beta = 1/2$ .

Si osserva che l'espressione ottenuta contiene solamente parametri non dimensionali. La Figura 2 mostra i valori assunti da  $\mu_{eq}$  al variare di  $\alpha^2$ , per diversi valori di  $\mu_p$  nell'intervallo 1-5, e per  $\beta = 1$  (linee continue) e  $\beta = 1/2$  (linee tratteggiate).

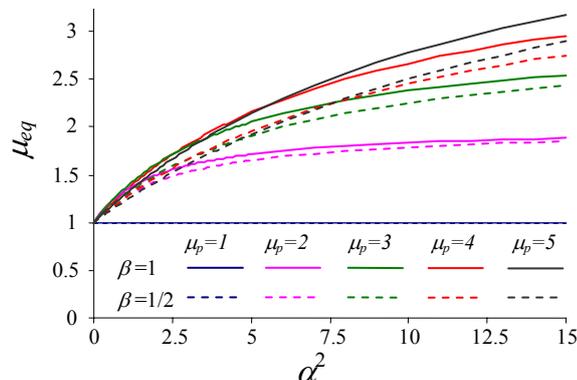


Figura 2 - Capacità globale di duttilità al variare di  $\alpha^2$  per diversi valori di  $\beta = 1/N_p$  e di  $\mu_p$ .

In generale, la capacità di duttilità globale del ponte,  $\mu_{eq}$ , è ridotta rispetto alla capacità di duttilità locale delle pile,  $\mu_p$ . Ciò è la conseguenza del fatto che l'impalcato ha un comportamento lineare e pertanto fornisce solo un contributo alla energia di deformazione elastica dell'inflessione dell'impalcato vincolato sulle spalle, e non alla energia dissipata. Il contributo dell'impalcato dipende dal rapporto di rigidezza  $\alpha^2$  ed è tale che  $\mu_{eq}$  tende asintoticamente a  $\mu_p$  per valori crescenti di  $\alpha^2$ , come atteso. In Figura 2 è inoltre possibile osservare che la velocità di convergenza cresce al decrescere di  $\mu_p$ . Per valori prefissati di  $\alpha^2$ , la duttilità equivalente del ponte  $\mu_{eq}$  si riduce leggermente al decrescere di  $\beta = 1/N_p$ . Inoltre, per bassi valori di  $\alpha^2$  fino ad 1.5, corrispondenti a situazioni frequenti nella pratica progettuale, il valore di  $\mu_{eq}$  risulta di fatto indipendente dal valore di  $\mu_p$  e inferiore ad 1.5. Di conseguenza, è possibile concludere che la capacità dissipativa dei ponti con percorso di carico duale è in generale piuttosto ridotta. Questo aspetto è importante perché la capacità dissipativa globale del ponte può essere relazionabile ai fattori di riduzione o di struttura spesso adottati dai codici anti-sismici per il progetto mediante uno spettro di risposta [13].

### 2.3 Influenza dello snervamento dell'impalcato sulla capacità del ponte

In presenza del vincolo trasversale, l'impalcato può inflettersi in modo significativo per effetto dell'azione sismica, raggiungendo così il suo limite di snervamento. Secondo l'Eurocodice 8 [3], l'impalcato è da considerarsi snervato quando si snervano le travi in acciaio o si snervano le armature longitudinali presenti in soletta fino ad una distanza di  $0.1B$  dal bordo della soletta. Nel valutare la curvatura limite dell'impalcato, occorre tener conto dello stato di tensione indotto dai carichi non sismici, e anche delle fasi di costruzione.

I massimi spostamenti ammissibili per l'impalcato e le pile possono essere valutati esplicitamente e confrontati tra di loro, assumendo una distribuzione sinusoidale delle curvature sull'impalcato. E' possibile così definire la massima capacità di duttilità (duttilità disponibile)  $\mu_d$  sfruttabile dalle pile prima che l'impalcato si snervi.

$$\mu_{eq} = \frac{3\nu C_d}{\pi^2 C_p} \cdot \frac{\sin\left(\pi \frac{x_p}{L}\right)}{\sin\left(\frac{\pi x_d}{L}\right)} \cdot \frac{L}{B} \frac{L}{H} \frac{D}{H} \quad (10)$$

L'espressione di  $\mu_d$  dipende dai seguenti parametri geometrici non dimensionali: il rapporto tra l'altezza delle pile e larghezza della sezione trasversale della pila in direzione trasversale ( $H/D$ ), il rapporto tra la lunghezza totale dell'impalcato e la sua larghezza ( $L/B$ ), il rapporto tra l'altezza della pila e la lunghezza dell'impalcato ( $H/L$ ). Ovviamente, anche (le curvature) gli spostamenti a snervamento di impalcato e pile influenzano l'espressione di  $\mu_d$ , entrando in gioco tramite i parametri  $C_d, C_p$ , e  $\nu$ , la cui espressione è riportata in [9]. Il valore ridotto della capacità di duttilità equivalente del ponte  $\mu_{eq}$  può essere ottenuto dall'Equazione (9) sostituendo  $\mu_p$  con  $\mu_d$ .

In [9] è ricavata anche l'espressione dell'altezza critica  $H_{cr}$ , che separa le due situazioni, una nella quale la capacità dissipativa delle pile è ridotta a causa dello snervamento dell'impalcato, l'altra nella quale la rottura della pila più critica precede la rottura dell'impalcato:

$$H_{cr} = \sqrt{\frac{C_d L^2 3vD \sin\left(\pi \frac{x_p}{L}\right)}{C_p B \pi^2 \mu_p \sin\left(\frac{\pi x_d}{L}\right)}} \quad (11)$$

dove  $x_d$  rappresenta la posizione della sezione dell'impalcato che potrebbe raggiungere per prima lo snervamento, e  $x_p$  la posizione della pila più critica, ovvero della pila che potrebbe raggiungere prima la rottura. Tali posizioni sono determinabili sulla base della forma sinusoidale assunta per gli spostamenti e le curvature trasversali dell'impalcato.

Secondo questa espressione, lo snervamento dell'impalcato condiziona il comportamento ultimo nel caso di impalcato corti e larghi, e nel caso di sezioni ridotte della pila. Pertanto, il problema dello snervamento potrebbe essere particolarmente critico nel caso dei sovrappassi, poiché questi presentano degli impalcato larghi e campate corte.

### 3 CASO STUDIO

Al fine di valutare l'accuratezza della formulazione analitica proposta, si analizzano diverse configurazioni di ponti a due e tre campate con impalcato continuo composto acciaio calcestruzzo vincolato trasversalmente in corrispondenza delle spalle (Figura 3). Le configurazioni scelte sono rappresentative di ponti di luce media comunemente impiegati nella rete infrastrutturale.

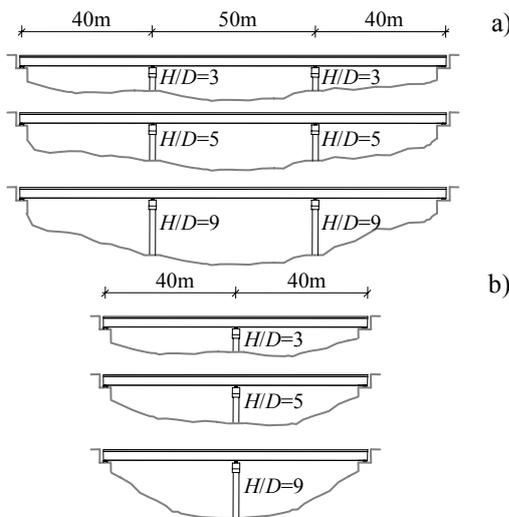


Figura 3 - Configurazioni dei ponti per i diversi valori del rapporto  $H/D$ : a) ponti a tre campate, b) ponti a due campate.

Gli impalcato, di larghezza  $B = 12$  m, sono stati progettati in funzione della combinazione non-sismica dei carichi [14]-[15]. Le pile in cemento armato hanno una sezione trasversale circolare con diametro  $D = 1.8$  m. Sono considerati tre diversi valori della snellezza delle pile, i.e.,  $H/D = 3, 5$ , and  $9$ . Questi valori corrispondono ad altezze effettive delle pile (che includono la distanza di  $1.81$  m tra il baricentro dell'impalcato e la testa della pila) di  $H = 7.21$  m,  $10.81$  m, and  $18.01$  m. Le configurazioni considerate rappresentano un ampio spettro di risposte sismiche e di modalità di crisi: per bassi valori di  $H/D$  la crisi dell'impalcato corrisponde alla rottura delle pile, mentre per elevati valori di  $H/D$  lo snervamento dell'impalcato determina il raggiungimento delle condizioni ultime del ponte.

Il modello e la formulazione proposta sono applicati all'analisi dei ponti in oggetto. I risultati analitici (AN) ottenuti vengono poi confrontati con i risultati ottenuti mediante

l'esecuzione di analisi dinamiche incrementali (IDA) [16] eseguite su modelli tridimensionali non lineari agli elementi finiti dei ponti (FE) [9]. Tali modelli sono stati realizzati in OpenSees [17]. Gli effetti della variabilità dell'input sismico sono stati tenuti in conto nelle analisi IDA considerando una serie di input sismici naturali selezionati dal database PEER [18]. I risultati delle analisi svolte per i vari accelerogrammi sono stati successivamente mediati. La Figura 4 mostra la relazione tra la somma delle reazioni di pile e spalle (rispettivamente  $R_p$  e  $R_{ab}$ ) e lo spostamento trasversale del centro dell'impalcato ( $d_{nc}$ ), ottenuta mediante i modelli FE dei ponti a due e tre campate, per i diversi valori del rapporto  $H/D$  considerati.

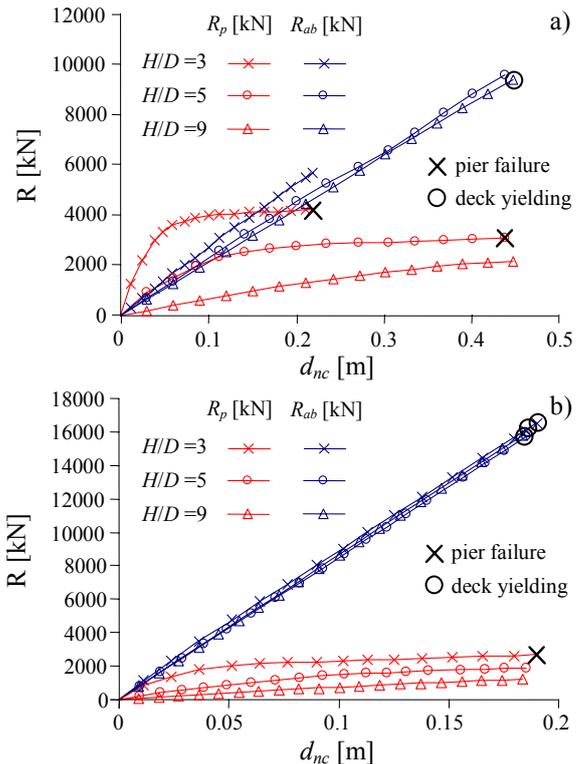


Figura 4 - Valori delle reazioni di pile  $R_p$  e spalle  $R_{ab}$  al variare dello spostamento del punto di controllo  $d_{nc}$  per a) ponti a tre campate, e b) ponti a 2 campate.

In generale, la relazione  $R_p-d_{nc}$  è non-lineare mentre la relazione  $R_{ab}-d_{nc}$  è quasi lineare. Ciò è la conseguenza del diverso comportamento dei due meccanismi resistenti nei ponti con percorso di carico duale. Nel caso dei ponti a tre campate, la crisi è dovuta alla rottura delle pile per i valori di  $H/D = 3$  e  $H/D = 5$ , mentre è dovuta allo snervamento dell'impalcato per  $H/D = 9$ . Nel caso intermedio corrispondente a  $H/D = 5$ , anche l'impalcato è vicino alla crisi poiché è quasi snervato (i.e., di ottiene una condizione di rottura bilanciata). Nel caso dei ponti a due campate, la crisi è dovuta allo snervamento dell'impalcato per  $H/D=5$  e  $9$ , mentre per  $H/D = 3$  si osserva una rottura bilanciata di pile ed impalcato. I valori dell'altezza critica della pila stimati in base alle IDA sono  $H_{cr}/D \approx 5.5$  per i ponti a tre campate, e  $H_{cr}/D = 3$  per i ponti a due campate.

In Tabella 1 sono confrontati i valori ottenuti mediante il modello analitico (AN) e mediante il modello agli elementi finiti (FE) dei seguenti parametri significativi per la risposta sismica: il periodo fondamentale di vibrazione elastica nella direzione trasversale  $T_{el}$ , la capacità di duttilità equivalente del ponte  $\mu_{eq}$ , la duttilità disponibile  $\mu_{ds}$ , lo spostamento ultimo del punto di controllo  $Z_u$ , le reazioni di pile e spalle ed il momento

al centro dell'impalcato in corrispondenza della condizione di crisi,  $R_p$ ,  $R_{ab}$  e  $M_d$ .

In generale, il modello analitico fornisce stime soddisfacenti dei parametri considerati per tutte le configurazioni dei ponti considerate. I valori del periodo fondamentale di vibrazione e degli spostamenti ultimi risultano molto vicini ai valori valutati mediante modelli agli elementi finiti. D'altra parte, il modello analitico sottostima le reazioni di pile e spalle, ed i momenti trasversali in corrispondenza delle condizioni ultime. Ciò è dovuto all'elevata influenza dei modi superiori di vibrazione [8], [10], che sono tenuti in conto dalle IDA. La sottostima delle reazioni sulle spalle è responsabile del fatto che il modello analitico sovrastima leggermente la capacità in duttilità dei ponti. Si osserva inoltre che è possibile ottenere una migliore stima del taglio totale alla base e dei momenti trasversali dell'impalcato includendo nel modello analitico gli effetti dei modi superiori, come illustrato in [8] o in [10]. Infine, si osserva che la capacità globale di duttilità dei ponti considerati è molto inferiore rispetto alla capacità di duttilità delle pile, a causa del comportamento duale del ponte e dello snervamento dell'impalcato, che in alcune situazioni impedisce il pieno sfruttamento della capacità di dissipazione delle pile.

Tabella 1 - Confronto tra risultati ottenuti mediante modello analitico (AN) e modello agli elementi finiti (FE).

	Ponti a tre campate					
	H/D=3 ( $\alpha^2=3.59$ )		H/D=5 ( $\alpha^2=1.07$ )		H/D=9 ( $\alpha^2=0.23$ )	
	AN	FE	AN	FE	AN	FE
$T_{el}$ [s]	0.66	0.67	1.03	1.06	1.42	1.42
$Z_u$ [m]	0.219	0.220	0.439	0.458	0.473	0.464
$\mu_{eq}$ [-]	1.65	1.46	1.24	1.18	1.07	1.03
$\mu_d$ [-]	4.86= $\mu_p$	4.86= $\mu_p$	4.29= $\mu_p$	4.29= $\mu_p$	1.66	1.65
$R_p$ [kN]	4361.8	4259.0	2907.9	3111.3	1743.8	2204.1
$R_{ab}$ [kN]	4357.2	5733.5	8310.1	9636.6	8945.6	9800.7
$M_d$ [E+05kNm]	0.864	0.978	1.688	1.775	1.857	1.857

	Ponti a due campate					
	H/D=3 ( $\alpha^2=0.43$ )		H/D=5 ( $\alpha^2=0.13$ )		H/D=9 ( $\alpha^2=0.03$ )	
	AN	FE	AN	FE	AN	FE
$T_{el}$ [s]	0.45	0.43	0.55	0.54	0.61	0.59
$Z_u$ [m]	0.192	0.187	0.192	0.185	0.192	0.183
$\mu_{eq}$ [-]	1.13	1.12	1.06	1.04	1.00	1.03
$\mu_d$ [-]	4.86= $\mu_p$	4.86= $\mu_p$	2.19	2.13	0.79	0.76
$R_p$ [kN]	2638.3	2656.3	1743.8	1923.2	1041.1	1225.4
$R_{ab}$ [kN]	15167.	16239.	15128.	15726.	15051.	15805.
$M_d$ [E+05kNm]	8	5	1	0	7	0
	1.960	1.960	1.960	1.960	1.960	1.960

#### 4. CONCLUSIONI

Questo studio analizza il comportamento dinamico non lineare e le modalità di crisi di ponti continui a più campate con pile dissipative e vincolo trasversale in corrispondenza delle spalle. I ponti sono modellati come travi semplicemente appoggiate alle estremità e vincolate da una serie di supporti intermedi discreti elastici-perfettamente plastici che rappresentano le pile. Il problema sismico è descritto mediante una formulazione variazionale, e la soluzione del problema è trovata assumendo una forma sinusoidale degli spostamenti trasversali.

Sono ricavate delle espressioni in forma chiusa delle proprietà di un sistema ad un grado di libertà elasto-plastico equivalente al ponte. Tali espressioni dipendono da dei parametri non dimensionali che descrivono il rapporto di rigidezza pile-impalcato e la distribuzione della rigidezza delle pile lungo lo sviluppo del ponte. La capacità di duttilità globale del ponte è espressa in funzione della capacità di duttilità locale delle pile e dei parametri non dimensionali del ponte. Inoltre, sono individuati i parametri non dimensionali del ponte che controllano le modalità di crisi che possono corrispondere alla rottura delle pile o allo snervamento dell'impalcato.

La formulazione analitica proposta in questo studio è impiegata per studiare il comportamento ultimo di una serie di ponti a due e tre campate con vincolo trasversale sulle spalle e pile omogenee. Sono considerati tre diversi valori del rapporto tra l'altezza delle pile ed il diametro della sezione trasversale circolare. L'accuratezza del modello semplificato e della formulazione proposta è valutata mediante confronto con i risultati dell'applicazione di analisi dinamiche incrementali a modelli non lineari agli elementi finiti dei ponti. Sulla base del confronto, si conclude che la formulazione analitica proposta è capace di stimare con buona accuratezza le proprietà lineari e non lineari dei ponti, nonché di prevedere le modalità di collasso. In particolare, il modello proposto fornisce accurate stime del periodo fondamentale di vibrazione, della capacità di duttilità globale, della sezione critica dell'impalcato che tende a snervarsi, e dell'altezza critica della pila che corrisponde ad una crisi bilanciata di pile ed impalcato. Stime meno soddisfacenti sono ottenute per i parametri di risposta che sono maggiormente influenzati dai modi superiori di vibrazione, quali le reazioni di pile e spalle.

#### BIBLIOGRAFIA

- [1] TONIAS, D.E., ZHAO, J.J. (2007) – Bridge Engineering, *McGrawHill*, New York.
- [2] DEZI L. (2008) – Architectural and structural design of short and medium span composite bridges, *7th International Conference on Steel Bridges*, Guimaraes, Portugal.
- [3] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (ECS) (2005) – Eurocode 8 - *Design of structures for earthquake resistance*, EN1998, Brussels.
- [4] CALVI, G.M. (2004) – Recent experience and innovative approaches in design and assessment of bridges, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, August 1-6, Vancouver, Canada,
- [5] TUBALDI, E., BARBATO, M., DALL'ASTA, A. (2010) – Transverse seismic response of continuous steel-concrete composite bridges exhibiting dual load path, *Earthquake and Structures*, 1(1), 21-41.

- [6] BARDAKIS, V.G., FARDIS, M.N. (2011) – Nonlinear dynamic v elastic analysis for seismic deformation demands in concrete bridges having deck integral with the piers, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(2), 519-535.
- [7] DICLELI, M. (2002) – Simplified Seismic Analysis of a class of regular steel bridges, *Engineering Structures*, 24(11), 1409-1422.
- [8] TUBALDI, E., DALL'ASTA, A. (2011) – A design method for seismically isolated bridges with abutment restraint. *Engineering Structures*, 33(3), 786-795.
- [9] TUBALDI, E., DALL'ASTA, E., DEZI, L. (2013) – Reduced formulation for post-elastic seismic response of dual load path bridges, *Engineering Structures*, 51, 178-187.
- [10] DELLA CORTE, G., DE RISI, R., DI SARNO, L. (2013) – An Approximate Method for Transverse Response Analysis of Partially Isolated Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, 18(11), 1121-1130.
- [11] CLOUGH, R.W., PENZIEN, J. (1993) – Dynamics of Structures, McGraw-Hill, New York, USA.
- [12] TUBALDI, E., DALL'ASTA, A. (2012) – Transverse free vibrations of continuous bridges with abutment restraint. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(9), 1319-1340.
- [13] MIRANDA, E., BERTERO, V.V. (1994) – Evaluation of Strength Reduction Factors. *Earthquake Spectra*, 10(2): 357-379.
- [14] DEZI, L., FORMICA, M. (2006) – Impalcato bitrave a sezione composta. Verifica secondo gli Eurocodici, In: Dezi L, Gattesco N, editors. Strutture composte: nuove costruzioni, recupero, ponti, CISM, Italy.
- [15] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (ECS) (2000) – Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 2: Composite bridges, ENV 1994-2, Brussels.
- [16] VAMVATSIKOS, D., CORNELL, C.A. (2002) – Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- [17] MCKENNA, F., FENVES, G.L., SCOTT, M.H. (2006) – OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation. Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, CA.
- [18] PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING CENTER (PEER) (2006) – PEER strong motion database, <http://peer.berkeley.edu/smcat>.