giornate

aicap'93

PISA 3 - 5 giugno

LE OPERE IN C.A. E C.A.P. NELLE INFRASTRUTTURE PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO

- aspetti teorici e progettuali
- aspetti costruttivi e gestionali

aicap - associazione italiana cemento armato e precompresso

roma - 1993

giornate

aicap'93

PISA 3 - 5 giugno

LE OPERE IN C.A. E C.A.P. NELLE INFRASTRUTTURE PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO

- aspetti teorici e progettuali
- aspetti costruttivi e gestionali

aicap - associazione italiana cemento armato e precompresso
roma - 1993

Volume stampato con il contributo di
calcestruzzi spa – Ravenna
technital spa - Verona

A.I.C.A.P. - 1993 - RIPRODUZIONE VIETATA

LE OPERE IN C.A. E C.A.P. NELLE INFRASTRUTTURE PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO

- aspetti teorici e progettuali

Presidenti di sessione:	dott. ing. Angelo BALDUCCI
	prof. ing. Angelo BERIO
Relatore generale:	prof. ing. Franco MOLA
Coordinatore del dibattito:	prof. ing. Andrea CHIARUGI

- aspetti costruttivi e gestionali

Presidenti di sessione:	prof. ing. Raffaello BARTELLETTI
	dott. ing. Luigi PADULA
Relatore generale:	prof. ing. Giorgio BELLONI
Coordinatore del dibattito:	dott. ing. Gabriele CAMOMILLA

Le relazioni generali e le relazioni su invito verranno raccolte in un Volume che sarà distribuito agli iscritti alle Giornate A.I.C.A.P. '93.

Le memorie vengono presentate in ordine alfabetico degli Autori; per le memorie a più nomi è stato considerato il primo Autore.

L'A.I.C.A.P. non si assume la responsabilità di quanto pubblicato negli Atti delle "Giornate"

INDICE

ASPETTI TEORICI E PROGETTUALI

- SULL'INFLUENZA DELL'ATTRITO DEGLI APPOGGI NELL'ISOLAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI
  A. APRILE, C. CECCOLI ..... Pag. 5

- COMPOSITI CEMENTIZI FIBRORINFORZATI E LORO PROPRIETA' REOLOGICHE E MECCANICHE UTILI ALLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE
  M. ARDUINI, A. DI LEO, A. DI TOMMASO, G. MANTEGAZZA ..... Pag. 17

- OTTIMIZZAZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLE RETI AUTOSTRADALI
  G. AUGUSTI, A. BORRI, M. CIAMPOLI ..... Pag. 27

- GIUNTO RURMEC STAIFIX[R] DSD PER COLLEGAMENTI STRUTTURALI NELLE OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO
  R. BAKER, G. CONCA, M. KRATTIGER ..... Pag. 39

- IL NUOVO PONTE QUARTIERI SUL FIUME MAGRA PRESSO AULLA
  R. BARTELLETTI, M. PASCUCCI, B. MAGGIO ..... Pag. 51

- TRE CAVALCAFERROVIA SULLA LINEA PISA-GENOVA TRA LE STAZIONI DI VIAREGGIO E PIETRASANTA
  R. BARTELLETTI, M. PASCUCCI, B. MAGGIO ..... Pag. 59

- PROGETTAZIONE ANTISISMICA DI PONTI NON REGOLARI
  G. M. CALVI, A. PAVESE, P.E. PINTO ..... Pag. 71

- RISPOSTE DEL CONGLOMERATO SOTTOPOSTO A PROVE DI FATICA AD ELEVATO NUMERO DI CICLI
  R. CALZONA, E. DOLARA ..... Pag. 83

- IL PONTE SUL LAGO OMODEO A TADASUNI (ORISTANO)
  R. CAPRA, F. MARTINEZ Y CABRERA, E. POZZO ..... Pag. 93

- NOTE SULL'APPLICAZIONE DEL METODO DEGLI ELEMENTI DI CONTORNO ALL'ANALISI DINAMICA DI GALLERIE IN PRESENZA DI ONDE SISMICHE
  D. CAPUANI, C. CECCOLI, M. MARCHETTI ..... Pag. 105

- ANALISI STRUTTURALE DI OPERE IN SOTTERRANEO IN SITUAZIONI DI INSUFFICIENTE DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI; APPLICAZIONE AL CALCOLO DELLA GALLERIA "ARCU SA PORTA"
A. DE LORENZO, F. MADEDDU, F. MISTRETTA ..... Pag. 115

UN APPROCCIO ENERGETICO PER LA VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEI DISPOSITIVI PER LA PROTEZIONE SISMICA
C. DENTAMARO, D. FOTI, M. MEZZINA ..... Pag. 123

- RISTRUTTURAZIONE E ADEGUAMENTO SISMICO DEL PONTE DI MARSCIANO SUL TEVERE
R. de NUNNO, S. BERTI, A. PARDUCCI ..... Pag. 135

- INFLUENZA DELL'ARMATURA E DELLA CONDIZIONE DI CARICO NELLA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA VISCOSITA' IN COLONNE SNELLE IN C.A.
C. FAELLA, E. NIGRO ..... Pag. 147

- LA RISPOSTA TERMICA PER EFFETTI AMBIENTALI DEI PONTI A TRAVATA IN C.A. C. A. P.
M. FROLI, N. HARIGA ..... Pag. 161

- COMPORTAMENTO ALL'URTO DI CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI: RISULTATI SPERIMENTALI E LORO INTERPRETAZIONE
P.G. GAMBAROVA, C. SCHUMM ..... Pag. 173

- ANALISI SISMICA DI UN VIADOTTO IN C.A.P. A TRAVATA CONTINUA CON TRACCIATO PLANIMETRICO A DOPPIA CURVATURA
G. GHINASSI, F. GRILLO ..... Pag. 185

- LA PRECOMPRESSIONE A CAVI ESTERNI APPLICATA ALLE STRUTTURE DA PONTE: CONSIDERAZIONI TECNICHE ED ESEMPI APPLICATIVI
A. GOBETTI, G. PEDRAZZI ..... Pag. 197

- STATI LIMITE DI DANNEGGIAMENTO PROGRESSIVO DEI PONTI: ASPETTI FENOMENOLOGICI, METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA
G. MACCHI, E.F. RADOGNA, G. MAGENES, A.L. MATERAZZI ..... Pag. 209

MODELLAZIONE E CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI DI STRUTTURE TRIDIMENSIONALI PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO IN SOTTERRANEO
P. MALANGONE, S. MAZZOLANI, G.TEODOSIO ..... Pag. 221

ANALISI TEORICA SUL COMPORTAMENTO DI MENSOLE IN C.A. SOLLECITATE A FLESSIONE CICLICA MONOASSIALE - INFLUENZA DELLE LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI
O. MAZZARELLA ..... Pag. 233

- I VIADOTTI CONTINUI IN C.A.P. - ASPETTI TEORICI E PROGETTUALI
G. NICOLOSI, A. RAITHEL, F. RICCIARDELLI ..... Pag. 245

- IL PROBLEMA DEL NON SINCRONISMO NELLA RISPOSTA DEI PONTI CON DISPOSITIVI DI DISSIPAZIONE E CON APPOGGI CONVENZIONALI
C. NUTI ..... Pag. 253

- LE LINEE DI INFLUENZA NELLA DETERMINAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE
A. OCCHIUZZI, A. RAITHEL, F. RICCIARDELLI ..... Pag. 263

- VERSO LA DEFINIZIONE DI UNO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE PER GLI ELEMENTI PRESOLLECITATI DURANTE LE FASI TRANSITORIE
B. PALAZZO, L. PETTI ..... Pag. 271

- CARICO ULTIMO NELLE SOVRAPPOSIZIONI DELLE BARRE D'ARMATURA
F. ROMANO, G. ZINGONE ..... Pag. 283

- INDAGINE SULLO STATO DI DEGRADO DI PONTI DI CALCESTRUZZO ARMATO E VALUTAZIONE DELLA VITA UTILE DI SERVIZIO MEDIANTE MODELLI DI SIMULAZIONE DELLA DIFFUSIONE DI SOSTANZE AGGRESSIVE ALL'INTERNO DEL MATERIALE
A. SAETTA, R. VITALIANI ..... Pag. 293

- VALUTAZIONE SPERIMENTALE DELL'EFFICACIA DELLO IMPIEGO DI FIBRE POLIACRILONITRILICHE (PAN) PER IL CONTRASTO DEL RITIRO PLASTICO NEL CALCESTRUZZO
E. SIVIERO, M. FORIN, R. SACCONE, G.M. CASARICO ..... Pag. 305

- CARATTERIZZAZIONE DELLA DUTTILITA' DI BARRE DI ACCIAIO ORDINARIO E INOSSIDABILE PER CEMENTO ARMATO
E. SIVIERO, S. RUSSO ..... Pag. 315

ASPETTI COSTRUTTIVI E GESTIONALI

- PONTE AD ARCO IN C.A.: UN'ANTICA TIPOLOGIA STRUTTURALE PER OVVIARE ALLE NUOVE PROBLEMATICHE DI VIABILITA' IN AMBITO FERROVIARIO
F. AIGNER, S. GAVINA ..... Pag. 327

- SPERIMENTAZIONE DINAMICA ED IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE: PREMESSE TEORICHE, TECNICHE OPERATIVE, ESEMPI DI APPLICAZIONE AD OPERE INFRASTRUTTURALI
R. ALESSI, PP. DIOTALLEVI, R. POLUZZI, M.F. GUIDUCCI, E.F. RADOGNA, G. CALCERANO, B. COLLARI, L. MALISARDI ..... Pag. 337

- MONITORAGGIO E SORVEGLIANZA DELLE GRANDI OPERE IN C.A. E C.A.P. CON SISTEMI AUTOMATICI DI ACQUISIZIONE E TRASMISSIONE DATI IN TEMPO REALE
D. ALMESBERGER, A. RIZZO ..... Pag. 349

- CALCESTRUZZI DUREVOLI PER IMPIEGO AUTOSTRADALE: CONFRONTO TRA DIVERSE SOLUZIONI
V. ALUNNO ROSSETTI, G. CAMOMILLA, G. FAMILIARI, G. PERONI ..... Pag. 361

- UN SISTEMA AVANZATO DI PROTEZIONE ATTIVA DEL CEMENTO ARMATO
G. ANTINORI, P. CIONI, S.H. VAELITALO ..... Pag. 371

- RESTAURO ED ADEGUAMENTO STRUTTURALE DEL CAVALCAFERROVIA DI VIALE EUROPA A LUCCA SULLA LINEA LUCCA-PISA-VIAREGGIO
R. BARTELLETTI, M. PIERI, M. VIVIANI ..... Pag. 379

- LE CENERI DA CARBONE NELLA INDUSTRIA DELLA PREFABBRICAZIONE E DEGLI AGGREGATI LEGGERI ARTIFICIALI
G. BELZ, G. BOLZON ..... Pag. 387

- INIBITORE DI CORROSIONE ORGANICO PER IL CALCESTRUZZO ARMATO
S. BIAGINI, G.S. BOBROWSKI, D. BOTTEON ..... Pag. 399

- MIGLIORAMENTO DELLA RESISTENZA A CARICHI RIPETUTI DELLE TRAVERSINE FERROVIARIE IMPIEGANDO CALCESTRUZZI FIBROSI
G. BONO, E. DE BIASIO, A. DI TOMMASO, G. MANTEGAZZA, A.M. PENNA GAETE ..... Pag. 409

- PRE E POST-TENSIONE NELLA PRECOMPRESSIONE. PRO E CONTRO
R. CALZONA, A. GORETTI, V. CALZONA ..... Pag. 419

- MISURE RIFLETTOMETRICHE E DINAMICHE SUGLI STRALLI DEL VIADOTTO "POLCEVERA" A GENOVA
G. CAMOMILLA, M. DONFERRI, A. GENNARI SANTORI, A.L. MATERAZZI ..... Pag. 429

- METROPOLITANA DI ROMA. ASPETTI EVOLUTIVI NELLA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DEI MANUFATTI DI LINEA E DI STAZIONE
M. CANGIANO, A.G. ZECHINI ..... Pag. 441

- INTERVENTI DI RIPARAZIONE E RECUPERO DI STRUTTURE AMMALORATE PER FENOMENI CORROSIVI ATTRAVERSO SISTEMI CHIMICI
M. CHIRUZZI, R. CIGNA, F. GIANETTI ..... Pag. 453

- AUTOSTRADA LIVORNO-CIVITAVECCHIA / TRATTA LIVORNO-CECINA. PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DEI CINQUE VIADOTTI PRINCIPALI
B. COLLARI ..... Pag. 463

- IL MONITORAGGIO DEI VIADOTTI DELL'AUTOSTRADA LIVORNO-CECINA
B. COLLARI, A. PARDUCCI ..... Pag. 477

- IL PONTE STRALLATO A MILANO-CERTOSA
A. D'AMATO, F. MARTINEZ Y CABRERA ..... Pag. 489

- IMPIEGO DI UN COMPOSITO CEMENTIZIO CON SCHEGGE DI CARBONIO PER L'INIEZIONE PROTETTIVA DI CAVI DI PRECOMPRESSIONE
A. DI TOMMASO, G. MANTEGAZZA, R. PACCAGNELLA, A.M. PENNA GAETE ..... Pag. 501

- SULL'IMPIEGO DEL CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA NELLA REALIZZAZIONE DI TRAVI PREFABBRICATE E PRECOMPRESSE PER IMPALCATI DA PONTE
D. GALEOTA, M.M. GIAMMATTEO, R. MARINO ..... Pag. 513

- SVILUPPO DELLE PROPRIETA' MECCANICHE IN UN CALCESTRUZZO AD ALTA RESISTENZA SOLFATICA IMPIEGATO PER RIVESTIMENTI DI GROSSO SPESSORE DI GALLERIE
R. GREATTI, P. DEZZA, P. RICCI ..... Pag. 523

- NOTA TECNICA SULLA PROTEZIONE SUPERFICIALE DELLE STRUTTURE IN C.A. E C. A. P.
M. GUDERZO ..... Pag. 533

- REALIZZAZIONE IN CANTIERE DI CALCESTRUZZI AD ALTISSIME RESISTENZE. REALTA' INTERNAZIONALE E SITUAZIONE IN ITALIA
R. KHURANA, G. FAMILIARI, S. BIAGINI ..... Pag. 541

- IL TERMINALE-BUS E IL PARCHEGGIO-AUTO A FIANCO DELLA STAZIONE FERROVIARIA DI BRESCIA
S. LEVATI, ASSOCIATI ASSOCIATI, PATERLINI COSTRUZIONI, UNIECO ..... Pag. 551

- PRECOMPRESSIONE MONOTREFOLO NON ADERENTE AD ALTA DURABILITA'
G. MACCHI, A. MARIONI, A. LODIGIANI ..... Pag. 563

- SULL'EFFICACIA DEI COMPOSITI CEMENTIZI MODIFICATI CON POLIMERI IMPIEGATI PER IL RIPRISTINO DEL COPRIFERRO DI STRUTTURE IN C.A.
G. MANTEGAZZA, A.M. PENNA GAETE, S. TATTONI ..... Pag. 571

- IL RISANAMENTO DEGLI STRALLI DEL VIADOTTO POLCEVERA
F. MARTINEZ Y CABRERA, G. CAMOMILLA, A. MARIONI, F. PISANI ..... Pag. 581

- LA PRECOMPRESSIONE ESTERNA NELLA COSTRUZIONE DI PONTI
S.G. MORANO ..... Pag. 593

- LA PROGETTAZIONE DELLE AUTORIMESSE E I PROBLEMI DELLA LORO GESTIONE
C. SOLA, E. SOLA, M. SOLA ..... Pag. 605

- LA SILICE MICRONIZZATA NELLA PROTEZIONE DELLE NUOVE STRUTTURE IN C.A. SOGGETTE ALL'AGGRESSIONE DELL'ANIDRIDE CARBONICA
G. ZAMBETTI ..... Pag. 617

LE OPERE IN C.A. E C.A.P. NELLE INFRASTRUTTURE PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO

- aspetti teorici e progettuali

Presidenti di sessione:	dott. ing. Angelo BALDUCCI
	prof. ing. Angelo BERIO
Relatore generale:	prof. ing. Franco MOLA
Coordinatore del dibattito:	prof. ing. Andrea CHIARUGI

SULL'INFLUENZA DELL'ATTRITO DEGLI APPOGGI NELL'ISOLAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI

Alessandra APRILE - Claudio CECCOLI
Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di Bologna

SULL'INFLUENZA DELL'ATTRITO DEGLI APPOGGI NELL'ISOLAMENTO SISMICO DEI VIADOTTI

Alessandra APRILE
Ingegnere Civile
Dottoranda in Meccanica delle Strutture
Istituto di Tecnica delle Costruzioni
Università di Bologna

Claudio CECCOLI
Professore Ordinario
Istituto di Tecnica delle Costruzioni
Università di Bologna

SOMMARIO

Varie tecniche di isolamento sismico sono ormai impiegate nella progettazione di viadotti e ponti stradali allo scopo di garantirne l'efficienza anche nel caso di sismi eccezionali. Con la presente nota si intende mostrare come l'influenza dell'attrito esistente in corrispondenza degli appoggi scorrevoli possa non essere trascurabile. Si illustra nel contesto il funzionamento del metodo G-AFT, in grado di risolvere problemi dinamici nonlineari sfruttando un algoritmo iterativo. Segue una sperimentazione numerica finalizzata ad evidenziare le implicazioni progettuali del fenomeno.

SUMMARY

Nowadays, viaducts and road bridges design makes use of several seismic isolation techniques in order to assure working efficiency even in case of exceptional earthquakes. In this paper it is shown how sometimes the influence of sliding bearings friction may not be negligible. Moreover, the G-AFT method features are presented; this method is able to deal with nonlinear dynamic problems by means of an iterative algorithm. Finally, a numerical sperimentation is performed in order to point out any possible design outcomes.

1. INTRODUZIONE

Nei viadotti e ponti stradali da tempo e su larga scala sono utilizzate varie tecniche di isolamento sismico, al fine, come è noto, di salvaguardare la transitabilità anche dopo eventi sismici eccezionali.

Tra le varie strategie è frequente il ricorso a sistemi che riducono drasticamente l'energia di ingresso nella struttura, provocata dall'evento sismico, tramite un accrescimento del periodo fondamentale di vibrazione dell'impalcato, opportunamente "isolato" da pile e spalle. Un tale isolamento può essere attuato con adeguati dispositivi antisismici a comportamento elasto-plastico o elastico con smorzamento viscoso, disposti su tutte le pile ed ovviamente anche sulle spalle: oppure con tecniche miste consistenti nel distribuire l'isolamento per azioni sismiche trasversali su tutti gli appoggi, mentre in senso longitudinale le azioni orizzontali vengono scaricate solo sulle spalle, sempre s'intende attraverso opportuni sistemi di isolamento. In quest'ultimo caso, in senso longitudinale gli appoggi intermedi sulle pile funzionano come veri e propri appoggi scorrevoli e nella quasi totalità dei casi si tratta di appoggi al "teflon".

L'attrito che si sviluppa in corrispondenza degli appoggi viene solitamente trascurato anche se, trattandosi di una causa di dissipazione di energia, la sua influenza sulla risposta sismica della struttura può condurre a benefici di rilievo, quali la riduzione degli spostamenti massimi o delle azioni in gioco, come ad esempio è illustrato in [5], [9], [11], [12] e [14].

Scopo della presente nota è quello di mostrare come,

nei confronti della risposta dei viadotti alle azioni sismiche longitudinali, l'influenza dell'attrito possa essere non trascurabile.

Come è noto le strutture con dissipazione per attrito secco hanno una risposta spiccatamente nonlineare, di modo che lo studio accurato del loro comportamento, quando sono soggette a transitori sismici, presenta rilevanti oneri di calcolo. Infatti si devono necessariamente trattare problemi di *propagazione*, solitamente affrontati per via numerica con tecniche di integrazione al passo (*analisi nel dominio del tempo*). In [1], [2], [3], e [6], si mostra come nelle applicazioni classiche dell'ingegneria civile sensibili vantaggi computazionali possono essere perseguiti facendo ricorso ad un metodo di calcolo denominato G-AFT (*Generalized Alternating Frequency/Time Domain Method*), che opera alternativamente nel dominio del tempo e della frequenza ed in modo iterativo.

Nel punto 2 viene succintamente illustrato il procedimento di calcolo cui dianzi si è fatto cenno e vengono mostrati i vantaggi che tale metodo di calcolo presenta, a parere degli scriventi, rispetto ai tradizionali procedimenti che operano interamente nel dominio del tempo. S'intende che per maggiori approfondimenti si rimanda alle note in precedenza citate.

Nel punto 3 si applica il procedimento G-AFT allo studio della risposta dell'impalcato di un viadotto realizzato a "catena cinematica" su appoggi scorrevoli al PTFE ed elasticamente vincolato alla sottostruttura solo in corrispondenza delle spalle. Variando opportunamente le rigidezze in campo elastico dei collegamenti e i valori dei coefficienti d'attrito degli appoggi, si mostra come l'influenza dell'attrito non può essere trascurata se si intende svolgere analisi accurate.

La nota si chiude con alcune riflessioni sulle implicazioni che le osservazioni sviluppate dagli Autori possono avere nella fase della progettazione di strutture simili a quelle oggetto del presente studio.

2. ILLUSTRAZIONE DEL METODO

Si prenda in esame l'equazione del moto per un sistema dinamico ad N gradi di libertà in presenza di smorzamento viscoso e smorzamento di Coulomb:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[C]\{\dot{x}(t)\}+[K]\{x(t)\}+$$
$$+[W]\,\mathrm{Sign}\{\dot{x}(t)\}=\{p(t)\}. \qquad (1)$$

Se si considera accettabile per il problema in esame l'approssimazione di Rayleigh nella definizione della matrice $[C]$ [4], l'unica nonlinearità del sistema risiede nel termine $[W]\mathrm{Sign}\{\dot{x}(t)\}$, con

$$W_{ij}=f_i\,p_i\,\delta_{ij};\quad i=1,N. \qquad (2)$$

ove si definiscono per il grado di libertà i-esimo le quantità f_i, p_i e δ_{ij} rispettivamente come coefficiente di attrito secco, pressione trasmessa tra le due superfici a contatto in movimento relativo, e simbolo di *Kronecker*.

Anche nell'ipotesi semplificativa per cui il coefficiente d'attrito si mantenga costante nel tempo, il comportamento spiccatamente nonlineare del termine in esame è evidente: la funzione segno infatti ammette tante discontinuità di seconda specie quanti sono i punti di nullo della velocità che compare, in questo caso, come argomento. La presenza di smorzamento di Coulomb rende quindi l'equazione del moto irrisolvibile in forma chiusa tranne in alcuni casi molto particolari quali le oscillazioni libere o forzate con segnale sinusoidale [7], [8].

Dovendo affrontare il problema numericamente in presenza di forzante sismica, ci si propone di utilizzare un solutore il più possibile semplice ed efficace che consenta elevata precisione e snellezza di esecuzione ad un tempo. Con questo obiettivo gli scriventi hanno messo a punto un metodo di calcolo denominato G-AFT (*Generalized Alternating Frequency/Time Domain Method*) che consente di risolvere problemi dinamici a smorzamento non classico nell'accezione più generale del termine, comprendendo cioè casi di smorzamento viscoso non proporzionale o variabile con la frequenza, smorzamento isteretico e smorzamento di Coulomb agenti anche simultaneamente [1], [2], [3], [6]. Il metodo elabora operando alternativamente nel dominio del tempo e della frequenza ed in modo iterativo; verrà illustrato in seguito nel caso particolare in oggetto.

L'equazione (1) può essere più agevolmente riscritta nella forma seguente:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\}+[C]\{\dot{x}(t)\}+[K]\{x(t)\}=$$
$$=\{q(t)\}+\{p(t)\}; \qquad (3)$$

il termine $\{q(t)\}$ è noto in letteratura come "pseudo-forzante" ed è tale che

$$\{q(t)\}=-[W]\,\mathrm{Sign}\{\dot{x}(t)\}. \qquad (4)$$

In sostanza, il contributo pseudo-forzante contiene le nonlinearità del sistema una volta trasferite al secondo membro. Se si suppone nota la risposta ${}^{j}\{x(t)\}$ alla j-esima iterazione, si è in grado di valutare l'espressione ${}^{j}\{q(t)\}$ dalla (4) e di risolvere poi il sistema (3), considerato che al secondo membro compaiono dunque solo quantità note:

$$[M]^{j+1}\{\ddot{x}(t)\}+[C]^{j+1}\{\dot{x}(t)\}+[K]^{j+1}\{x(t)\}=$$
$$=\{p(t)\}+{}^{j}\{q(t)\}. \qquad (5)$$

Ci si è così ricondotti alla soluzione del sistema dinamico lineare (5), la cui risposta può essere ottenuta anche per sovrapposizione degli effetti:

$$^{j}\{x(t)\} = \{x_p(t)\} + {}^{j}\{x_q(t)\}, \qquad (6)$$

ove $\{x_p(t)\}$ è la risposta alla sola forzante sismica e $^{j}\{x_q(t)\}$ è la risposta alla pseudo-forzante. Si noti come il primo contributo possa essere valutato una sola volta mentre il secondo venga calcolato sulla base di un processo iterativo. Il calcolo si interrompe a convergenza ottenuta:

$$\frac{\|{}^{j}\{x(t)\} - {}^{j-1}\{x(t)\}\|}{\|{}^{j}\{x(t)\}\|} \le \varepsilon, \qquad (7)$$

con ε quantità prefissata. Il metodo si rivela stabile se il campionamento è accurato; nel caso in esame la convergenza si ottiene normalmente dopo alcune iterazioni, benché non abbia natura monotona.

Una importante prerogativa dell'algoritmo presentato è che la soluzione del sistema differenziale (5) ad ogni iterazione viene calcolata nel dominio delle frequenze avvalendosi vantaggiosamente della *Trasformata di Fourier Veloce* (FFT) e della relativa antitrasformata; una volta effettuato il passaggio alle coordinate generalizzate secondo i criteri dell'analisi modale, le equazioni risultano disaccoppiate e quindi risolvibili per trasformazione.

E' opportuno sottolineare che la scelta di implementare una procedura operante nel dominio della frequenza piuttosto che in quello del tempo è vantaggiosa in termini di rapporto precisione-onere di calcolo, ma l'algoritmo che ne risulta è più sensibile alle scelte di caratterizzazione dei dati di entrata. E' di basilare importanza infatti, una volta definito il sistema dinamico e la forzante agente, individuare un opportuno passo di campionamento che consenta da un lato di ottimizzare le dimensioni numeriche del problema e dall'altro di fornire la maggiore accuratezza possibile senza incorrere pertanto negli errori caratteristici dei metodi di questo tipo quali leakage, aliasing, ed errore di periodicizzazione [13].

D'altro lato, una caratteristica saliente resta quella indotta dall'impiego della FFT per ciò che riguarda il tempo di elaborazione impiegato: si verifica infatti che all'aumentare del numero dei punti di campionamento n il tempo di calcolo si accresce proporzionalmente ad n^2 per i metodi diretti, proporzionalmente ad n per i metodi di trasformazione [10]. Anche quando la complessità del sistema dinamico non consente l'impiego di passi di campionamento sensibilmente maggiori rispetto a quelli richiesti dal metodo diretto di confronto, il G-AFT si mostra tanto più vantaggioso quanto più è di lunga durata la time history presa come forzante sismica.

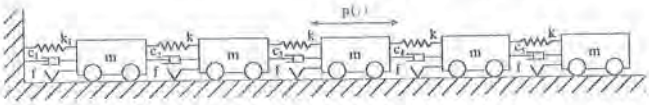
Nel capitolo seguente si presenta l'applicazione del metodo all'analisi dinamica di un viadotto a più campate isolato sismicamente e soggetto all'azione di un sisma reale; si fa presente che allo scopo di mettere in luce i connotati salienti del metodo e di evidenziare gli aspetti più significativi del problema, si introduce un modello di simulazione semplificato.

3. ESEMPI

Si presenta lo studio di un viadotto autostradale a tre corsie e a cinque campate per una lunghezza complessiva di 150 m; viene condotta una analisi dinamica completa per azione in senso longitudinale del solo impalcato, introducendo un modello a cinque gradi di libertà, uno per ogni campata (fig. 1).

Il collegamento tra impalcati contigui è realizzato mediante un sistema del tipo respingente-tirante; il collegamento tra spalla ed impalcato è invece ottenuto grazie all'impiego di amortizzatori antisismici a comportamento elastico.

fig. 1 Modello del sistema



Le campate sono appoggiate sulle pile e sulle spalle mediante dispositivi con superfici di scorrimento al PTFE; si studia dapprima la risposta del sistema nell'ipotesi di trascurare la presenza di attrito nei vincoli, per poi metterne in conto il contributo, per valori del coefficiente d'attrito crescenti (f=0.03÷0.06).

Viene utilizzata come forzante sismica la parte centrale (5÷35 s) dell'accelerogramma del terremoto di Bar, avvenuto nel Montenegro il 15 aprile 1979 (fig. 2). Il segnale viene campionato ad un passo Δt pari a 0.01 secondi per l'integrazione nel dominio del tempo, al fine di rispettare il criterio di accuratezza che suggerisce di scegliere:

$$\Delta t \le \frac{T_{min}}{10}, \qquad (8)$$

ove T_{min} è il periodo di vibrazione minimo della struttura; è opportuno non trascurare la condizione (8)

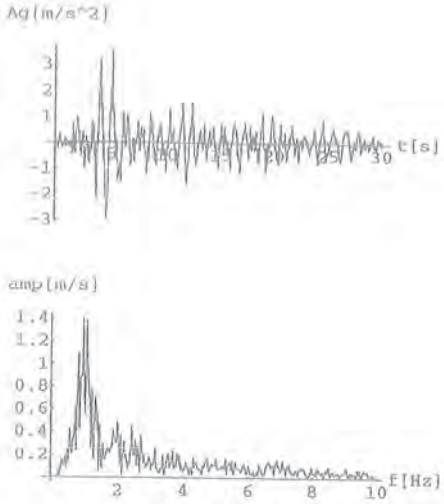


fig. 2 *Time history* e densità spettrale del segnale sismico (Bar 1979, 5°-35° s)

anche quando si utilizza un metodo diretto incondizionatamente stabile quale ad esempio quello di *Newmark*, tanto più se si intende operare in campo nonlineare [4]. Si assume invece un Δt pari a 0.02 secondi nel caso di integrazione nel dominio della frequenza, passo tale da garantire una adeguata rappresentazione della risposta del sistema e del segnale ad un tempo poiché risulta [4]:

$$\Delta t \leq \frac{\pi}{40\ \omega_{max}}. \qquad (9)$$

Nella figura 3 è riportato il confronto tra la risposta (spostamento del 1° gdl - 2° esempio) calcolata con il metodo G-AFT precedentemente illustrato ed il metodo di *Newmark* al passo lineare e per successive iterazioni. La convergenza è veloce (fig. 4), ma non monotona (fig. 5); l'accuratezza è discreta (fig. 6).

Per ciò che attiene i tempi di calcolo, tenuto presente il diverso criterio di campionamento adottato per i due metodi, si osserva che il primo impiega solo il 7% del tempo di elaborazione richiesto dal secondo durante il passo lineare; passando alla fase iterativa, occorre distinguere in base alle iterazioni eseguite, i.e. alla precisione richiesta. Arrestandosi per esempio alla terza iterazione ed accettando un errore dell'8%, con il metodo G-AFT si impiega il 30% del tempo richiesto con il procedimento di *Newmark*; alla quinta iterazione, con

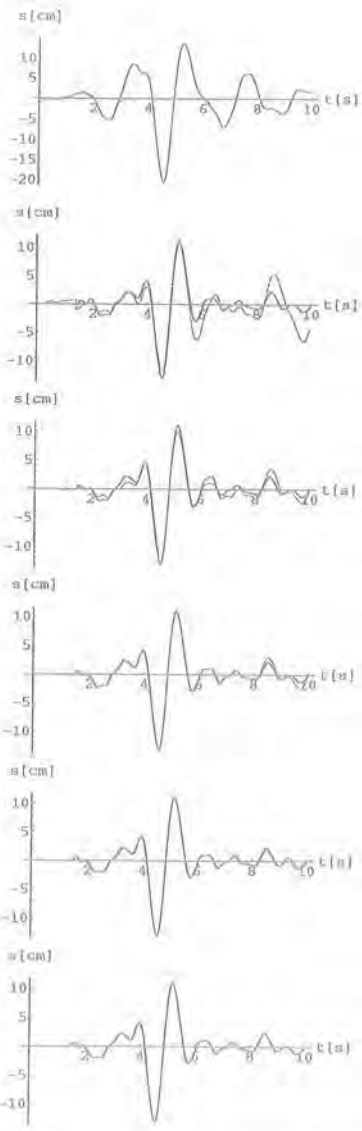


fig. 3 Confronto tra soluzione G-AFT e soluzione di riferimento al passo lineare ed alle iterazioni 2, 4, 6, 8, 10 (··· G-AFT, — Newmark)

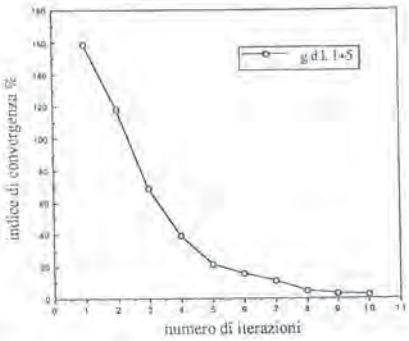


fig. 4 Convergenza G-AFT calcolata sul valor medio della risposta (gdl 1÷5)

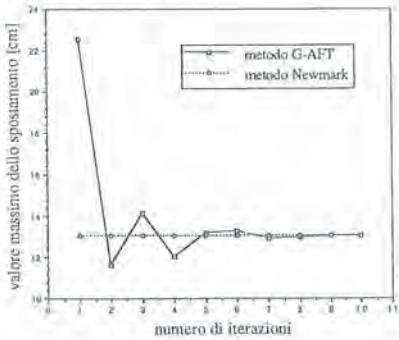


fig. 5 Convergenza non monotona della risposta (gdl 1)

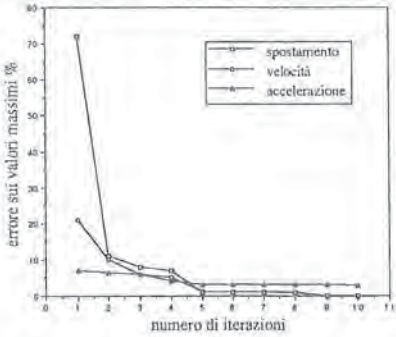


fig. 6 Errore della soluzione G-AFT calcolato rispetto alla soluzione di riferimento (spostamento, velocità ed accelerazione del gdl 1)

errore dell'1%, il tempo di calcolo è pari al 50% del tempo impiegato con il secondo metodo; alla decima ed ultima, con errore pari allo 0.1%, i due tempi si equivalgono. Per segnali più protratti nel tempo è lecito attendersi sostanziali vantaggi del metodo G-AFT rispetto ai metodi di integrazione al passo.

Nel seguito si prende in esame il modello illustrato facendo variare il grado di isolamento; ne risultano tre sistemi dinamici che, pur essendo strutturalmente analoghi, si caratterizzano per periodo di vibrazione massimo crescente (tab. 1). Nella tabella 3 sono riportati i valori massimi delle tre risposte.

3.1 Sistema I

Il sistema I ha per definizione il collegamento tra spalla e prima campata di rigidezza analoga a quelli realizzati fra le campate successive; in pratica quindi si può considerare scarsamente isolato. Si noti che il contributo dissipativo introdotto dall'attrito induce una riduzione delle sollecitazioni valutate in sua assenza del 16 e del 32% rispettivamente per valori del coefficiente d'attrito pari a 0.03 e 0.06 (fig. 7).

Le azioni che si trasmettono le campate sono comunque elevate in confronto a quelle che, come mostrato in seguito, sono indotte nei sistemi convenientemente isolati.

Gli spostamenti relativi tra elementi attigui sono riportati nella tabella 2.

3.2 Sistema II

Il sistema è isolato fra spalla e prima campata in modo da garantire il periodo di vibrazione massimo dell'ordine dei due secondi (fig. 8). Si osservi come la diminuita rigidezza del primo grado di libertà induca un elevato spostamento tra spalla e campata, valore per altro pienamente accettabile per i dispositivi di isolamento normalmente impiegati allo scopo. Per contro, vengono ridotti fortemente i valori degli spostamenti relativi delle varie campate.

Il beneficio introdotto dall'attrito in questo secondo caso appare percentualmente rilevante, generando una riduzione dello spostamento relativo massimo, e quindi dell'azione massima, rispettivamente del 35 e del 43% nei due casi.

3.3 Sistema III

L'isolatore del terzo sistema infine è stato dimensionato in modo tale da conferire il periodo massimo intorno ai quattro secondi (fig. 9); si tratta di un isolamento effettivamente esuberante ma nel contempo emblematico. La rigidezza dell'isolatore è circa 1/5 di quella adottata nel caso precedente, tuttavia lo spostamento in corrispondenza della spalla risulta assai minore al confronto: ciò significa che l'effetto-filtro che l'isolamento attiva nei confronti del segnale risulta in questo caso particolarmente efficace. In effetti,

anche gli spostamenti relativi sono così ridotti da generare sollecitazioni ampiamente accettabili in tutti i collegamenti.

L'introduzione dell'attrito non modifica in sostanza i risultati già commentati, dando luogo ad un beneficio dell'1% per f=0.03 e ad un uguale aggravio per f=0.06. Quest'ultima circostanza appare comprensibile se si considera che è stata adottata una elevata dissipazione per un sistema con scarso contenuto energetico; è dunque probabile che insorgano sollecitazioni "parassite" dovute all'eventuale arresto non contemporaneo di uno o più appoggi. Nel caso in esame le conseguenze dell'attrito appaiono irrilevanti.

SISTEMA I	[Hz]	0.87	2.54	4.01	5.16	5.88
SISTEMA II	[Hz]	0.46	2.01	3.65	4.98	5.83
SISTEMA III	[Hz]	0.22	1.91	3.61	4.96	5.83

tab. 1 Frequenze naturali di vibrazione

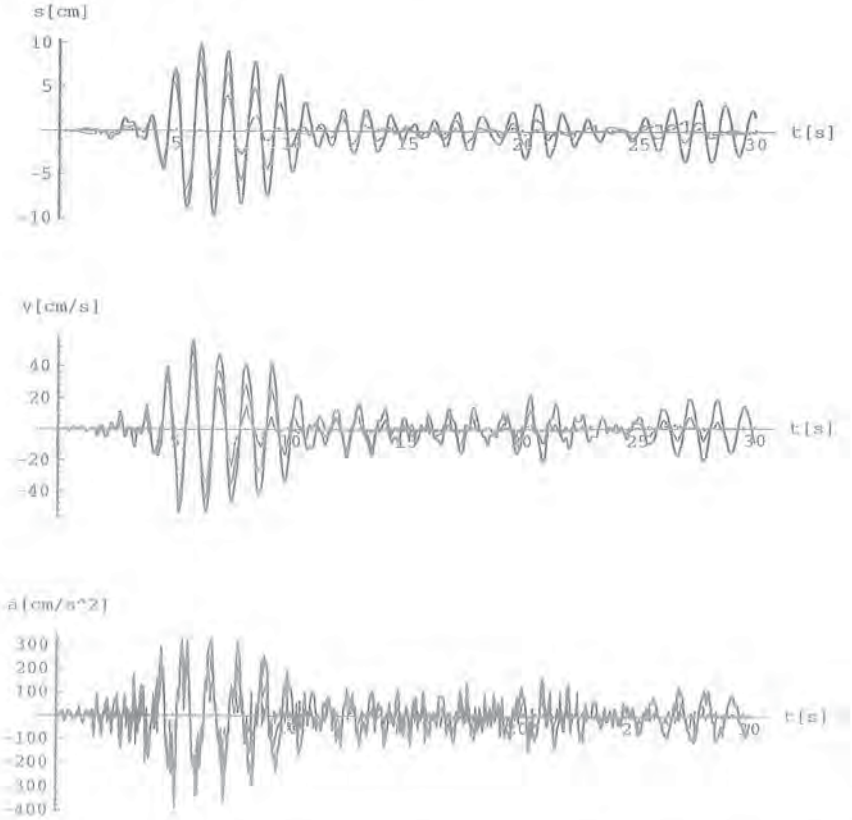


fig. 7 Sistema I: risposta in termini di spostamento, velocità ed accelerazione per valori del coefficiente di attrito crescenti (— f=0.00, — f=0.03, ··· f=0.06)

coeff. di attrito	spalla-campata 1	campate 1-2	campate 2-3	campate 3-4	campate 4-5
		SISTEMA I			
f=0.00	9.83	9.07	7.67	5.59	2.95
f=0.03	8.36	7.63	6.47	4.77	2.54
f=0.06	6.63	6.23	5.33	4.03	2.19
		SISTEMA II			
f=0.00	20.51	2.29	1.72	1.13	0.55
f=0.03	13.04	1.49	1.15	0.80	0.41
f=0.06	11.06	1.31	1.06	0.76	0.40
		SISTEMA III			
f=0.00	12.84	0.31	0.26	0.18	0.10
f=0.03	13.88	0.30	0.23	0.15	0.07
f=0.06	13.66	0.31	0.24	0.17	0.09

tab. 2 Spostamenti relativi massimi (cm) per i Sistemi I, II, III e per coefficienti di attrito crescenti

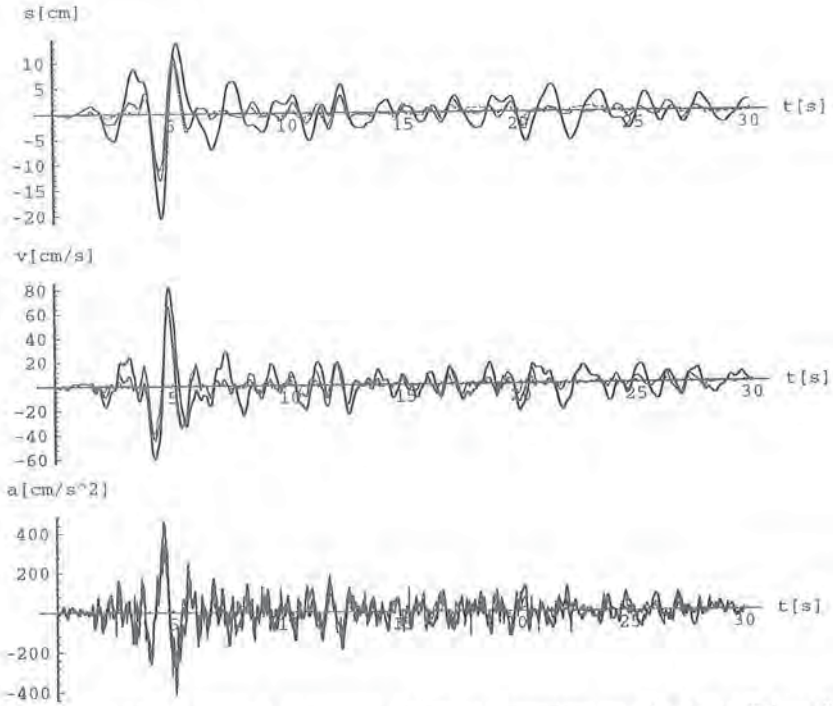


fig. 8 Sistema II: risposta in termini di spostamento, velocità ed accelerazione per valori del coefficiente di attrito crescenti (— f=0.00, — f=0.03, ··· f=0.06)

SISTEMA I

f=0.00		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	9.83	18.91	26.58	32.18	35.14
velocità	[cm/s]	56.70	106.99	145.22	170.40	188.54
accelerazione	[cm/s^2]	385.79	623.66	890.40	1099.11	1193.31
f=0.03		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	8.36	16.00	22.47	27.24	29.79
velocità	[cm/s]	49.32	93.04	125.25	146.06	157.31
accelerazione	[cm/s^2]	327.24	565.32	725.82	942.89	1049.66
f=0.06		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	6.63	12.87	18.20	22.24	24.44
velocità	[cm/s]	43.70	81.70	109.09	125.26	132.57
accelerazione	[cm/s^2]	310.16	509.53	656.53	810.66	958.41

SISTEMA II

f=0.00		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	20.51	22.80	24.53	25.67	26.23
velocità	[cm/s]	81.80	91.57	99.67	105.99	109.53
accelerazione	[cm/s^2]	462.73	498.38	507.71	540.20	572.32
f=0.03		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	13.04	14.54	15.70	16.50	16.91
velocità	[cm/s]	66.33	73.65	79.62	83.91	86.52
accelerazione	[cm/s^2]	410.86	457.40	501.73	544.91	572.83
f=0.06		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	11.06	12.37	13.41	14.21	14.61
velocità	[cm/s]	61.79	68.74	73.91	77.10	78.53
accelerazione	[cm/s^2]	418.54	464.42	511.53	554.22	579.30

SISTEMA III

f=0.00		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	12.84	13.15	13.41	13.60	13.70
velocità	[cm/s]	45.02	46.46	47.92	49.11	49.78
accelerazione	[cm/s^2]	345.85	354.94	364.38	373.47	379.20
f=0.03		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	13.88	14.19	14.42	14.58	14.65
velocità	[cm/s]	48.66	50.10	51.45	52.47	53.00
accelerazione	[cm/s^2]	370.10	378.58	386.80	394.85	400.07
f=0.06		1° gdl	2° gdl	3° gdl	4° gdl	5° gdl
spostamento	[cm]	13.66	13.97	14.22	14.40	14.49
velocità	[cm/s]	47.16	48.24	48.99	49.40	49.70
accelerazione	[cm/s^2]	391.53	399.63	406.85	412.40	415.73

tab. 3 Valori massimi delle risposte per i Sistemi I, II, III e per coefficienti di attrito crescenti

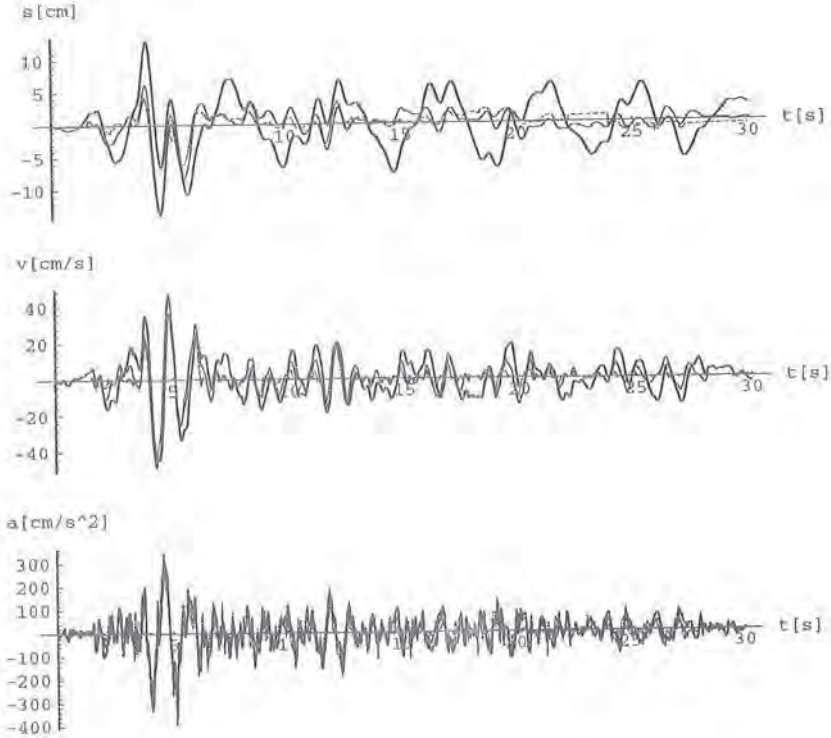


fig. 9 Sistema III: risposta in termini di spostamento, velocità ed accelerazione per valori del coefficiente di attrito crescenti (— f=0.00, — f=0.03, ··· f=0.06)

4. CONCLUSIONI

Per il segnale sismico utilizzato i tre sistemi studiati rappresentano in sostanza delle "situazioni limite", in quanto possono essere interpretati come esempi di:

I - struttura non isolata;

II - struttura isolata;

III - struttura perfettamente isolata.

Nel primo caso, l'azione sismica che investe la struttura conserva un elevato contenuto energetico; gli spostamenti relativi massimi tra campate contigue sono rilevanti e allo stesso modo le sollecitazioni conseguenti. Nel secondo caso l'energia di ingresso si riduce rispetto al caso precedente; le sollecitazioni massime vengono ridotte al 25% di quelle calcolate per il sistema I. Nel terzo ed ultimo caso, l'energia filtrata è ridotta a tal punto da produrre sollecitazioni massime pari al 3% di quelle proprie del sistema non isolato.

Si noti che, per quanto riguarda lo spostamento relativo spalla-campata, non valgono le precedenti osservazioni: esso tende ad aumentare con il grado di isolamento, almeno fino ad una certa soglia di energia assorbita.

Come si osserva dai risultati ottenuti, il contributo dell'attrito è in ogni caso favorevole; l'energia dissipata aumenta all'incrementarsi dello spostamento relativo suolo-struttura e con essa anche la riduzione percentuale delle sollecitazioni. Quando il sistema è ben isolato, il beneficio indotto dall'attrito diviene tuttavia di scarso rilievo. In conclusione, trascurando la presenza dell'attrito negli appoggi scorrevoli, si può pervenire ad un sovradimensionamento degli elementi strutturali talora significativo, soprattutto in riferimento agli effetti di un evento straordinario.

La determinazione della risposta del sistema dinamico in presenza di attrito di Coulomb richiede tecniche di calcolo piuttosto sofisticate e generalmente caratterizzate da aggravi computazionali; il metodo proposto G-AFT può presentare sensibili vantaggi rispetto alle consuete tecniche di integrazione al passo. Gli scriventi si propongono di utilizzare tale tecnica per mettere a punto uno strumento di calcolo più semplice che, basandosi su un criterio di "smorzamento viscoso equivalente", consenta di applicare veloci soluzioni, tipiche nello studio degli oscillatori lineari, anche al caso di oscillatori nonlineari quali ad esempio quelli oggetto d'analisi nella presente memoria [5].

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] A. APRILE, A. BENEDETTI, C. CECCOLI: "Strutture Sismicamente Isolate: Analisi Dinamica nel Dominio delle Frequenze di Oscillatori Non-Lineari", *5th Congress of Italian National Association for Earthquake Engineering*, Palermo, 1991.

[2] A. APRILE, A. BENEDETTI, T. TROMBETTI: "On Non Linear Dynamic Analysis in Frequency Domain, Part I: Algorithms", attualmente in esame per la pubblicazione su rivista internazionale.

[3] A. APRILE, A. BENEDETTI: "On Non Linear Dynamic Analysis in Frequency Domain, Part II: Applications", attualmente in esame per la pubblicazione su rivista internazionale.

[4] K.J. BATHE: *"Finite Element Procedures in Engineering Analysis"*, Prentice Hall, 1982.

[5] A. BENEDETTI, C. CECCOLI: "Criteri Semplificati per l'Analisi nel Dominio del Tempo di Strutture con Isolatori Sismici ad Attrito", nota presentata il 22/5/90 all'Accademia delle Scienze di Bologna.

[6] T.M. CAMERON, J.H. GRIFFIN: "An Alternating Frequency/Time Domain Method for Calculating the Steady-State Response of Non Linear Dynamic Systems", *Journ. of Appl. Mech.*, vol. 56, 1989, 149-154.

[7] J.P. DEN HARTOG: *Mechanical Vibrations"*, Mc Graw-Hill, 1947.

[8] F. DINCÀ, C. TEODOSIU: *"Non Linear and Random Vibrations"*, Academic Press, 1973.

[9] A. FILITRAUT, S. CHERRY: "Comparative Performance of Friction Damped Systems and Base Isolation Systems for Earthquake Retrofit and Aseismic Design", *Earth. Eng. & Str. Dyn.*, vol. 16, 1988, 389-416.

[10] L. MEIROVICH: *"Elements of Vibration Analysis"*, Mc Graw-Hill, 1975.

[11] N. MOSTAGHEL, M. HEJAZI, J. TANBAKUCHI: "Response of Sliding Structures to Harmonic Support Motion", *Earth. Eng. & Str. Dyn.*, vol. 11, 1983, 355-366.

[12] N. MOSTAGHEL, M. KHODAVERDIAN: "Dynamics of Resilient-Friction Base Isolator (R-FBI)", *Earth. Eng. & Str. Dyn.*, vol. 15, 1987, 379-390.

[13] A. POPOULIS: *"Signal analysis"*, Mc Graw-Hill, 1977.

[14] L. SU, G. AHMADI, I.G. TADJBAKHSH: "A Comparative Study of Performances of Various Base Isolation System, Part I: Shear Beam Structures", *Earth. Eng. & Str. Dyn.*, vol. 18, 1989, 11-33.

COMPOSITI CEMENTIZI FIBRORINFORZATI E LORO PROPRIETA' REOLOGICHE E MECCANICHE UTILI ALLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Marco ARDUINI - Antonio DI LEO - Angelo DI TOMMASO
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Bologna

Giovanni MANTEGAZZA
RUREDIL S.p.A. - S.Donato Milanese

COMPOSITI CEMENTIZI FIBRORINFORZATI E LORO PROPRIETA' REOLOGICHE E MECCANICHE UTILI ALLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

M. ARDUINI *, A. DI LEO*, A. DI TOMMASO*, G. MANTEGAZZA**

* Istituto di Scienza delle Costruzioni -Università degli Studi di BOLOGNA
** RUREDIL s.p.a. - S. DONATO MILANESE

SOMMARIO

L'impiego strutturale di compositi cementizi fibrorinforzati richiede, oltre che una adeguata tecnologia di formazione e messa in opera degli impasti, una opportuna progettazione delle miscele ed una approfondita caratterizzazione meccanica. Con riguardo a miscele cementizie rinforzate con fibre metalliche da impiegare in ambiente particolarmente aggressivo viene proposta l'additivazione con un inibitore di corrosione di nuova formulazione. La caratterizzazione meccanica delle stesse miscele viene operata oltre che in termini di parametri convenzionali anche in termini di Energia di Frattura. A differenza di altre proposte, il comportamento costitutivo in trazione monoassiale viene quindi opportunamente descritto anche nel ramo "strain-softening" per simulare il comportamento sperimentalmente evidenziato in prove di flessione. Ne risulta enfatizzata l'opportunità di caratterizzare il legame tensione- deformazione post-picco in trazione diretta con un andamento lineare a tratti, adeguatamente calibrato, ai fini di una progettazione strutturale che tenga conto delle effettive peculiarità del composito. Lo stesso legame viene utilizzato per simulare la legge di effetto dimensionale nella prova di flessione attraverso l'ipotesi di fessura spalmata.

SUMMARY

For the application of fiber reinforced concrete is it necessary an appropriate mix-design, a careful casting and a complete mechanical characterization. In this paper a new formulation of a corrosion inhibitor is proposed for the enforcement to steel fiber reinforced concrete in aggressive environment. Full mechanical characterisation is presented, Fracture Energy is established too. Numerical simulations of flexural experimental results is carried-out with F.E. code with three-linear stress-strain softening law in tension, in accordance with smeared crack model. The same law is utilized for the simulation of size-effect in steel fiber reinforced concrete beams during bending until failure.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo fibrorinforzato trova giustificazione nell'incremento dell'energia di frattura apportato dalla presenza delle fibre [1] e [2]. L'energia di frattura dipenderà in generale dal materiale di cui sono costituite le fibre, dal loro dosaggio e geometria e dalla tecnologia adottata per l'omogeneizzazione dell'impasto. Agli effetti della durabilità l'utilizzazione di fibre metalliche richiede l'impiego di additivi inibitori di corrosione quando le condizioni ambientali sono particolarmente aggressive. Sempre più avvertita è la necessità di migliorare la durabilità delle costruzioni in relazione all'elevato costo degli interventi di manutenzione. Per questo si rendono indispensabili, per le applicazioni in conglomerato cementizio armato, tecniche di protezione catodica, tecniche di rivestimento dei ferri di armatura con pellicole epossidiche oppure attraverso inibitori di corrosione di vario tipo.

I compositi esaminati in questo lavoro, caratterizzati dalla presenza di un inibitore di corrosione nell'impasto, oltre alla proprietà di durabilità, si presentano con un

comportamento successivo alla fessurazione della matrice altamente dissipativo. Nel lavoro viene affrontata la problematica di caratterizzare il materiale per quegli aspetti che lo rendono strutturalmente peculiare. Infatti i compositi a matrice cementizia e fibra ad alto modulo elastico presentano, per le sollecitazioni che eccedono quella di fessurazione della matrice, un comportamento dissipativo con legame "strain-softening" in trazione (modo I di apertura della fessura). Questa caratteristica meccanica deve trovare una sua rispondenza in parametri meccanici sintetici "utili" alla progettazione. In altre parole per una efficace utilizzazione da parte del progettista di questi tipi di materiale è indispensabile poter disporre di parametri (sperimentalmente determinabili) che possono essere utilizzati all'interno di una teoria di simulazione numerica. Solo così questi materiali possono trovare una giustificazione per l'impiego che, per l'incremento di costo rispetto alle tradizionali malte e calcestruzzi, trova ancora ostacoli alla diffusione.

2. SPERIMENTAZIONE SULLA EFFICACIA DELL'INIBITORE DI CORROSIONE

In generale un inibitore di corrosione è una sostanza che evita l'attacco degli agenti aggressivi, prevalentemente i cloruri, sulla superficie dei ferri d'armatura attraverso la formazione di una barriera fisica alla penetrazione degli agenti atmosferici, oppure attraverso un processo di stabilizzazione chimica della superficie delle barre di armatura presenti nell'elemento strutturale [3].
L'inibitore di corrosione utilizzato nella presente ricerca è costituito da una miscela di ossidi di metalli pesanti e di transizione che, dopo miscelazione con la pasta cementizia, stabilizzano sui ferri di armatura uno strato compatibile con l'acciaio, di ossido protettivo misto di ferro e cromo, resistente alle variazioni di pH e all'attacco dei cloruri. Il prodotto in questione è esente da nitriti e/o nitrati e non è lisciviabile. Aggiunto alle miscele di calcestruzzo ha mostrato di non alterare le proprietà reologiche (tempi di presa, lavorabilità, ecc.) nè quelle meccaniche.

L'efficacia dell'inibitore di corrosione è stata valutata attraverso una serie di prove sperimentali di corrosione accelerata su calcestruzzi, nel cui impasto sono stati introdotti quantità prestabilite di ione cloruro. Con la finalità di ottenere significativi risultati con periodi di circa un anno, si è scelta una miscela di conglomerato con alto rapporto acqua/cemento (circa pari a 0,7).

Il sistema di misura si è basato fondamentalmente sul principio spontaneo di elettrolisi. Gli elettrodi, costituiti di normali barrette di armatura, sono stati posizionati in un provino a forma di parallelepipedo rettangolo (Fig. 1). L'anodo, a differenza del catodo, è stato annegato nel calcestruzzo addizionato di ione cloruro. Operativamente si sono realizzati:

1 - tre provini con calcestruzzo privo di cloruri ed inibitori;
2 - tre provini con calcestruzzo addizionato, solo nello strato contenente l'anodo, di 4.7 Kg di ione cloruro;
3 - tre provini identici al punto 2, ma con l'aggiunta di inibitore di corrosione nei due strati di calcestruzzo;
4 - tre provini senza cloruri, ma con l'inibitore di corrosione.

Prima di iniziare le misurazioni e durante tutto il tempo della sperimentazione si è sottoposto lo strato contenente l'anodo copriferro a cicli di salatura mediante una dighetta realizzata sulla superficie esterna del suddetto strato (Fig.1). Ad intervalli regolari è stata misurata la corrente di corrosione tra le barre di armatura di ciascun provino, essa è correlata alla formazione di ruggine sulle barre medesime. La Fig.1 evidenzia l'efficacia dell'inibitore di corrosione, in quanto, a differenza della miscela di riferimento, la corrente di corrosione rimane nel tempo sempre prossima allo zero.

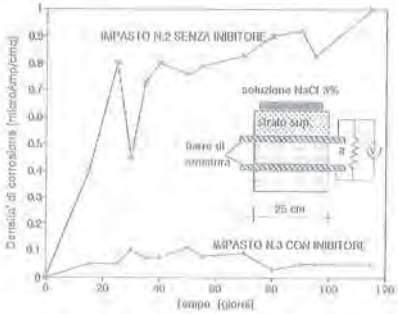


Fig. 1 Andamento della densità di corrosione nel tempo

3. PROGRAMMA SPERIMENTALE DI CARATTERIZZAZIONE MECCANICA

Le fibre metalliche utilizzate avevano differenti rapporti di aspetto d/l, essendo d il diametro nominale ed l la lunghezza, e presentavano nelle sezioni terminali una uncinatura. La caratterizzazione meccanica ha interessato

le seguenti miscele, per le quali la percentuale volumetrica di fibra era fissa e pari a 55 Kg per metro cubo di miscela:
- malta cementizia (PM) senza fibre;
- malta cementizia fibrorinforzata con fibre di acciaio d/l= 0.6/25 (SFRM-0.6/25);
- malta cementizia fibrorinforzata con fibre di acciaio d/l= 0.5/25 (SFRM-0.5/25);
- calcestruzzo (PC) senza fibre;
- calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio d/l=0.8/50 (SFRC-0.8/50).

La Tabella 1 riassume i dati essenziali di mix-design delle miscele saggiate con la seguente simbologia:

B/n: leganti premiscelati speciali;
φ_{max}: diametro massimo dell'inerte;
a/c: rapporto acqua/cemento;
slump: abbassamento al cono (UNI 9418).

TAB. 1

miscela	dosaggio	φ_{max}	a/c	slump
	Kg/mc	mm	==	cm
PM	B/10: 515	8	0.5	9
SFRM-0.6/25	B/20: 515	8	0.5	9
SFRM-0.5/25	B/20: 515	8	0.5	9
PC	B/30: 350	16	0.5	> 16
SFRC-0.8/50	B/40: 350	16	0.5	> 16

Le prime tre miscele sono tipiche di interventi di rinforzo strutturale mediante tecniche di spruzzo in pressione (shotcrete), mentre le due rimanenti sono proprie di interventi di pavimentazione [4].

Tutti i leganti speciali B/n contengono l'inibitore di corrosione.

I provini sono stati sottoposti a prova nei giorni immediatamente successivi ai 28 giorni di maturazione. Su ciascun provino è stata determinata la massa volumica.

I provini cubici (di spigolo pari a 10 cm per le malte e a 15 cm per i conglomerati cementizi), costituenti complessivamente tre prelievi, sono stati sottoposti a prova di compressione. Dei quindici provini prismatici disponibili per ciascuna miscela (10*10*35 cm per le miscele di malta e 15*15*50 cm per le miscele di conglomerato cementizio):

- n.3 sono stati destinati alla determinazione dei parametri elastici in compressione e al tracciamento del diagramma "tensione di compressione-deformazione longitudinale";
- i rimanenti sono stati sottoposti a prova di flessione nella configurazione "three-point bending test" con tracciamento del diagramma carico applicato-spostamento in mezzeria (F-δ) operando a velocità di spostamento costante δ = 0,08 mm/min [5] e secondo le modalità suggerite in [6]. Di questi n.6 sono stati preventivamente intagliati in mezzeria fino alla profondità h' circa pari ad 1/5 dell'altezza del campione (h).
- sui 24 monconi risultanti dalle suindicate prove di flessione, è stata eseguita la determinazione della resistenza a trazione f_b mediante prova brasiliana.

Nelle Tabelle 2, 3, 4 e 5 sono riportati i valori medi (v.m.) e i coefficienti di variazione (c.v.) di tutti i parametri determinati adottando la seguente simbologia:

- m : massa volumica media;
- Rc : resistenza cubica media a compressione;
- E, ν: modulo di elasticità longitudinale secante medio e coefficiente di Poisson medio in compressione;
- ε_c : deformazione al carico massimo in regime di compressione monoassiale;
- f_f : resistenza media a flessione di provini non intagliati;
- f_{fi} : resistenza media a flessione di provini intagliati;
- f_b : resistenza media a trazione brasiliana;
- G_f, G_{fi} : rispettivamente energia di frattura media determinata su provini prismatici non intagliati ed intagliati;
- I_5,I_{10},I_{20}: indici di tenacità medi (ASTM C1018-89);
- I_1,$I_{2,5}$: indici di tenacità medi secondo [1];
- I_j : indice di tenacità medio secondo JSCE n.3/84;

TAB. 2

miscela	E		ν		R_c		ε_c		m	
	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.
	MPa	%	==	%	MPa	%	mm/m	%	Kg/mc	%
PM	27039	2.8	0.219	12.7	43.4	2.9	3.25	5.0	2209	0.6
SFRM-0.6/25	27244	0.3	0.211	5.3	49.5	7.8	2.99	7.2	2246	0.8
SFRM-0.5/25	25703	1.4	0.184	10.2	42.6	2.8	3.18	3.1	2242	0.7
PC	26310	2.8	0.170	1.5	44.4	2.8	2.53	7.2	2294	0.6
SFRC-0.8/50	27143	2.2	0.177	9.1	48.2	3.3	2.70	2.2	2358	0.4

TAB. 3

miscela	f_b		f_f		f_{fj}		G_f		G_{fj}	
	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.
	MPa	%	MPa	%	MPa	%	N/m	%	N/m	%
PM	2.6	11.0	3.7	7.5	3.6	10.4	136.0	14.7	144.7	9.4
SFRM-0.6/25	3.3	5.5	4.6	10.2	4.5	9.2	= =	= =	= =	= =
SFRM-0.5/25	3.4	5.9	4.6	16.6	5.8	8.8	= =	= =	= =	= =
PC	2.6	8.5	4.0	8.2	3.8	7.8	172.9	16.0	163.1	10.3
SFRC-0.8/50	3.7	4.3	5.5	10.3	4.9	11.8	= =	= =	= =	= =

TAB.4 Indici di tenacità relativi a provini non intagliati delle miscele saggiate

miscela	I_5		I_{10}		I_{20}		I_1		$I_{2.5}$		I_j	
	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.
	= =	%	= =	%	= =	%	= =	%	= =	%	MPa	%
SFRM-0.6/25	3.8	4.0	7.1	5.8	13.7	9.0	8.9	18.3	16.8	17.5	2.2	18.4
SFRM-0.5/25	3.8	9.8	7.4	13.2	14.5	17.4	8.7	20.5	15.0	19.6	2.1	19.8
SFRC-0.8/50	4.1	7.1	8.1	9.6	15.8	11.2	9.4	13.3	14.2	14.2	1.9	12.8

TAB.5 Indici di tenacità relativi a provini intagliati delle miscele saggiate

miscela	I_5		I_{10}		I_{20}		I_1		$I_{2.5}$		I_j	
	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.	m.v.	c.v.
	= =	%	= =	%	= =	%	= =	%	= =	%	MPa	%
SFRM-0.6/25	4.3	8.2	8.3	11.7	16.0	13.7	6.3	14.7	13.0	15.0	2.3	14.8
SFRM-0.5/25	3.9	3.5	7.6	5.0	15.1	7.6	8.3	12.5	15.4	14.1	2.9	12.8
SFRC-0.8/50	3.9	5.6	7.5	10.8	14.8	16.3	8.1	23.9	13.1	22.9	2.1	23.1

Con riferimento alle grandezze riportate nelle Tab.2 e 3 l'omogeneità delle miscele saggiate è confermata dai valori contenuti del coefficiente di variazione. La presenza delle fibre e dell'inibitore di corrosione non influenza sostanzialmente i parametri caratterizzanti il comportamento in compressione; la loro influenza è rimarchevole, tuttavia, sui valori della resistenza a flessione e a trazione mediante prova brasiliana. E' da considerare, peraltro, che la determinazione del valore di resistenza a trazione mediante prova brasiliana è puramente convenzionale per questi materiali in conseguenza del comportamento decisamente non fragile fino al collasso: osservando l'escursione dell'indice di carico sul quadrante della macchina di prova si nota un primo livello di carico che opera una superficie di frattura per crisi in trazione della matrice cementizia; per provocare la completa separazione delle superfici di frattura è necessario un ulteriore incremento di carico nel corso del quale si evidenzia un forte schiacciamento locale della generatrici caricate con conseguente perdita della configurazione di riferimento per il calcolo di f_b. I valori di energia di frattura delle due matrici cementizie, stabiliti per provini non intagliati e intagliati, non risultano significativamente discosti: se ne deduce la non influenza della singolarità geometrica connessa alla presenza dell'intaglio sulla geometria della zona di processo.

Anche dalle tabelle 4 e 5 si denota la sostanziale concordanza dei valori degli indici di tenacità stabiliti per provini intagliati e non intagliati. I valori dei tre indici I_5, I_{10} e I_{20}, stabiliti secondo la ASTM C1018-89, risultano di circa il 20% più bassi di quelli attesi ipotizzando un comportamento carico-freccia elasto-perfettamente plastico. Tuttavia, considerando il contenuto dosaggio in fibre adottato, risulta rimarchevole l'efficienza delle fibre impiegate. In ogni caso tutti i tipi di indici stabiliti connotano un consistente incremento della tenacità rispetto alla matrice cementizia. A giustificazione del relativamente basso dosaggio di fibre c'è inoltre da osservare che è correntemente superfluo conferire alle matrici cementizie valori di tenacità più consistenti di quelle sperimentalmente stabilite in quanto, nelle applicazioni tecniche, risultano alquanto più restrittive le condizioni poste da stati limite di esercizio e quindi dalle sollecitazioni che provocano la fessurazione della matrice.

4. CALIBRAZIONE DEL COMPORTAMENTO IN TRAZIONE

In Fig.2 è schematizzato il comportamento di un materiale aggregativo generico in regime di tensione monoassiale.

Nello spazio di compressione la curva riflette un andamento acquisibile direttamente per via sperimentale. Nello spazio di trazione diretta, non è possibile l'acquisizione sperimentale in ragione della difficoltà di eseguire una prova di trazione diretta per il materiale in discussione. La rappresentazione lineare a tratti, estesa al ramo discendente (strain softening) di tale comportamento, è riconosciuta essere adeguata alla simulazione di comportamenti strutturali con relativo effetto dimensionale [7]. In realtà la definizione di tale diagramma richiederebbe la conoscenza della geometria della zona di processo alla quale riferire il campo di spostamenti così come evidenziato nel modello di "crack fittizio" proposto da Hillerborg [8]. L'opportunità di modellare il comportamento in trazione completamente nel piano σ–ε è dettata dalla necessità di operare con modelli di simulazione agli elementi finiti senza predefinire quale sarà la posizione della superficie di frattura [9]. Attualmente non esistono teorie che definiscono tutti i gradi di libertà connessi alla forma della curva in "strain softening". La definizione di questa nel seguito verrà attuata attraverso una onerosa sperimentazione numerica calibrata su comportamenti strutturali sperimentalmente stabiliti. Allo scopo si è simulato numericamente la prova di flessione discretizzando il provino con elementi piani quadrati di lato pari a 12.5 mm e 15.0 mm rispettivamente per le miscele di malta (PM, SFRM-0.5/25, SFRM-0.6/25) e di conglomerato (PC, SFRC-0.8/50).

Il comportamento in compressione è stato implementato direttamente con le curve medie sperimentalmente stabilite, per ogni miscela saggiata, nella prova di compressione monoassiale.

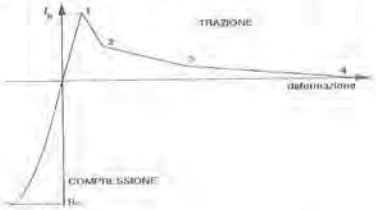


Fig. 2 Diagramma costitutivo di riferimento in regime monoassiale .

Il comportamento in trazione diretta delle stesse miscele è presentato nella Tabella 6 in coerenza con la schematizzazione adottata in Fig. 2. Tali valori sono conseguenti alle seguenti assunzioni:

- ricordando le considerazioni riportate in precedenza, in merito al valore della resistenza a trazione mediante prova brasiliana delle miscele fibrorinforzate, la resistenza a trazione di tali materiali è posta uguale a quella della matrice cementizia corrispondente (f_b);
- le coordinate dei punti caratterizzanti il ramo discendente sono state stabilite mediante sperimentazione numerica in maniera da poter simulare il comportamento medio, sperimentalmente stabilito, in flessione su provini non intagliati di ogni miscela saggiata. Il confronto fra diagrammi sperimentali e numerici è riportato nelle Fig. 3 e 4: l'aderenza tra comportamento sperimentale e numerico risulta consistentemente aderente, su tutto il campo di misura, per le miscele non fibrorinforzate;

Tab. 6

	Punto 1		Punto 2		Punto 3		Punto 4	
	deformaz.	tensione	deformaz.	tensione	deformaz.	tensione	deformaz.	tensione
	mm/m	MPa	mm/m	MPa	mm/m	MPa	mm/m	MPa
PM	2.6/E	2.6	0.8	1.25	3.1	0.5	10.1	0
SFRM-0.6/25	2.6/E	2.6	0.9	1.4	50.1	0.5	1000.1	0
SFRM-0.5/25	2.6/E	2.6	0.9	1.4	50.1	0.5	900.1	0
PC	2.6/E	2.6	0.8	1.3	3.1	0.5	15.1	0
SFRC-0.8/50	2.6/E	2.6	1.3	1.6	60.1	0.5	1000.1	0

- per le miscele fibrorinforzate il confronto è limitato ad una piccola parte del comportamento post-picco in ragione della necessità di limitare ulteriori oneri di calcolo.

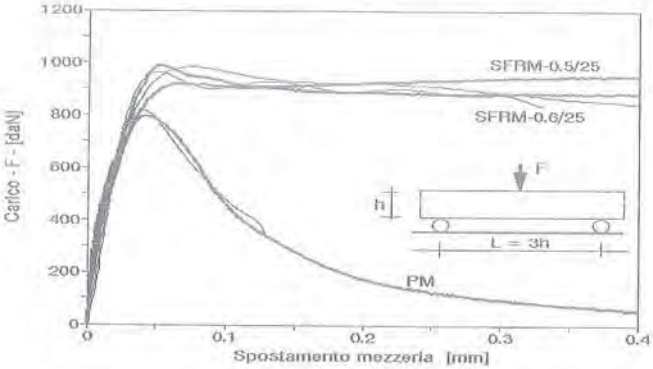


Fig. 3 - Confronto fra i diagrammi sperimentali, in grassetto, e quelli numerici, tratto sottile, del comportamento in flessione di provini non intagliati, con h=100 mm, delle miscele PM, SFRM-0.6/25, SFRM-0.5/25.

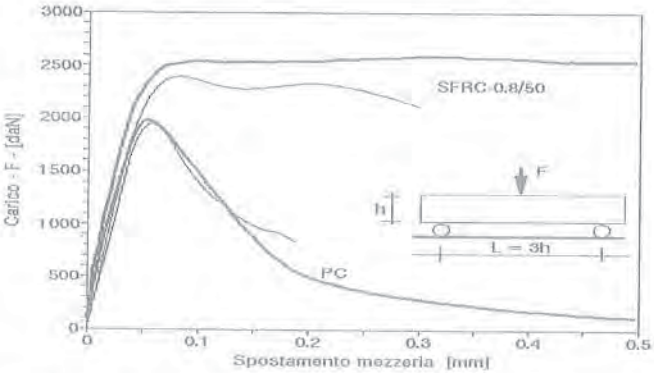


Fig. 4 - Confronto fra i diagrammi sperimentali, in grassetto, e numerici del comportamento in flessione di provini non intagliati, con h=150 mm, delle miscele PC ed SFRC-0.8/50.

5. EFFETTO DIMENSIONALE DI TRAVI INFLESSE

In questo paragrafo si vuole estendere la simulazione numerica, precedentemente calibrata per confronto con i risultati sperimentali, a travi inflesse appoggiate alle estremità con carico concentrato in mezzeria, di altezze correnti nella pratica progettuale e con rapporto costante L/h=3. L'obiettivo è quello di ottenere la variazione della resistenza nominale a flessione:

$$(1) \qquad f = \frac{3\ F_{max}\ l}{2bh^2}$$

con la variazione dell'altezza h.

Il programma agli elementi finiti impiegato [10] procede, in ogni ciclo iterativo, al calcolo dello stato tensionale e deformativo di ogni punto di Gauss in ogni elemento, quando, in una delle direzioni principali di tensione viene raggiunta la tensione massima di trazione f_b viene creato, su tutta l'area di influenza del punto di Gauss uno stato di "fessurazione distribuita" (smeared crack). Come ben dimostrato da vari autori [7-11] la distribuzione fittizia di cracks rende la soluzione mesh-dipendente. La Figura 5 rende conto di queste considerazioni illustrando tre diverse soluzioni carico-spostamento, del provino PM con h=100 mm , ottenute variando la dimensione della meshatura (10*10, 12.5*12.5 e 25*25 mm). Come si può notare solo una griglia di elementi sufficientemente fitta (con dimensioni circa pari ad 1/8 h) consente di ottenere un risultato convergente alla curva media sperimentalmente stabilita. Per questo motivo si sono ricavate le curve di Figura 6 impiegando meshature quadrate di lato circa pari ad 1/8 di h.

Dall'analisi della Figura 6 si evidenzia sostanzialmente una diminuzione di resistenza a flessione f con l'aumentare delle dimensioni dell'elemento strutturale. Questo fenomeno, noto con il nome di "size-effect" è ormai largamente riconosciuto nel campo della meccanica della frattura dei metalli.

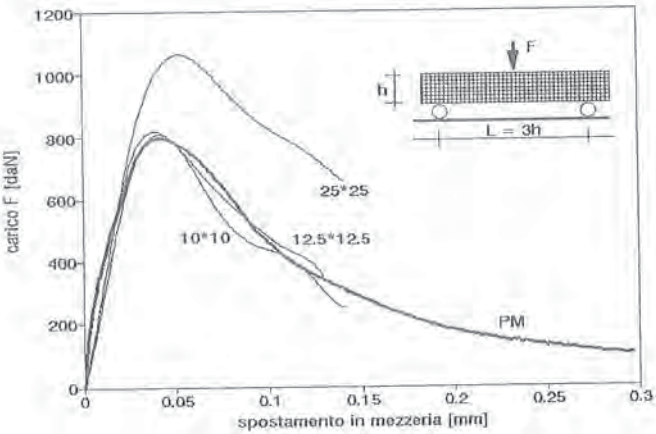


Fig. 5 Curva media sperimentalmente stabilita sui campioni PM e simulazioni numeriche ottenute discretizzando il campione, con h=100 mm, con griglie di elementi finiti quadrati di lato pari a: 10*10, 12.5*12.5 e 25*25 mm.

6. CONCLUSIONI

L'inibitore di corrosione si è dimostrato efficace nei riguardi delle finalità che ne promuovevano l'impiego ed ininfluente nei riguardi delle proprietà meccaniche delle miscele con esso additivate. Il programma sperimentale attuato per la caratterizzazione meccanica di calcestruzzi rinforzati con fibra di acciaio denota un consistente apporto di Energia di Frattura anche con un dosaggio di fibre relativamente contenuto. Tale apporto comporta una modifica sostanziale del comportamento costitutivo del materiale in trazione. Tale informazione, congiuntamente ad una opportuna scelta della dimensione degli elementi finiti, consente di tracciare curve teoriche di effetto dimensionale in flessione utili per le applicazioni strutturali.

7. RINGRAZIAMENTI

I risultati sperimentali presentati derivano da un programma di prove eseguite presso il Centro Ricerche RUREDIL su impasti contenenti l'inibitore di corrosione EXOCEM CIS (r) e da un ulteriore programma di ricerca eseguito dall'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Bologna (ISCB) nell'ambito di un contratto con la Committente I.L.M.-I.P.S. s.p.a.,

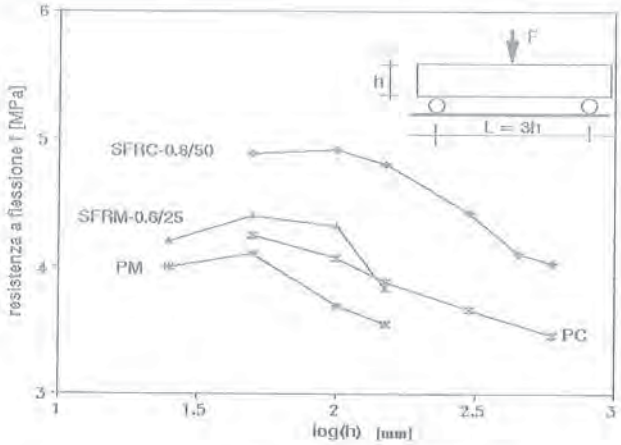


Fig. 6 Curve di effetto dimensionale delle miscele PM, SFRM-0.6/25, PC, SFRC-0.8/50.

fornitrice delle fibre WIRAND (®), su interessamento dell'ing. Cinti, che si ringrazia per la collaborazione.
I risultati delle elaborazioni numeriche sono stati ottenuti nel corso di varie attività di ricerca svolte dall'I.S.C.B. utilizzando il codice agli elementi finiti ABAQUS ver.4.9 implementato su supercomputer CRAY-YMP e disponibile al CINECA (BOLOGNA).

8. BIBLIOGRAFIA

[1]: DI TOMMASO A., "Le fibre di acciaio nei conglomerati cementizi", Acciaio, n.2/1985.

[2]: DI TOMMASO A., "Apporti all'energia di frattura dei calcestruzzi mediante inclusione di fibre", Atti Convegno AITEC, Parma, 1985, pp. 137-148.

[3]: NMAI C.K., FARRINGTON S.A., BOBROWSKI G.S., "Additivo inibitore di corrosione a base organica per calcestruzzo armato", Notiziario CEB, n.4 11/1992, pp.41-46.

[4]: A.A., "Design with Fiber Reinforced Concrete", Pubbl. SCM-10(85) A.C.I.

[5]: JOHNSTON C.D., SKARENDAHL A., " Comparative flexural performance evaluation of steel fibre reinforced concrete according to ASTM C1018 ", Materials and Structures RILEM, vol.25, n.148, 1992.

[6]: DI LEO A., "Sul dimensionamento dei provini T.P.B. per prove di tenacità alla frattura dei calcestruzzi", Atti X Conv. Naz. A.I.A.S., 1982

[7]: BAZANT, Z.P., OH, B.H., "Crack Band Theory for Fracture of Concrete", Material and Structures RILEM, vol.16, 1983, pp.166-177.

[8]: HILLERBORG, A., "The fictitious crack model and its use in numerical analysis", Fracture Mechanics in Engineering Appl.,Proc.Int.Conf. Bangalore, 1979.

[9]: A A , "Round Robin Analysis of Anchor Bolts", RILEM TC-90 FMA, Delft, May 1991.

[10]: HIBBIT, KARLSSON, SORRENSEN, "ABAQUS User's Manual, rel.4.9", 100 Medway Street, Providence,RI 02906.

[11]: DI TOMMASO A., MANFORNI O., VALENTE G., "Comparison of finite elements concrete models simulating pull-out tests", Atti Congresso FDCR-2, Vienna, 1992, in corso di stampa.

OTTIMIZZAZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLE RETI AUTOSTRADALI

Giuliano AUGUSTI - Marcello CIAMPOLI
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

Antonio BORRI
Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Firenze

OTTIMIZZAZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELLE RETI AUTOSTRADALI

Giuliano AUGUSTI [1] Antonio BORRI [2] Marcello CIAMPOLI [1]

[1] Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma "La Sapienza"

[2] Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Firenze

SOMMARIO

Obiettivo dello studio è la definizione di una procedura per l'allocazione ottimale delle risorse disponibili per la riduzione del rischio sismico dei sistemi territoriali di infrastrutture. Come primo esempio, l'attenzione è rivolta al caso dei sistemi stradali ed autostradali, e quindi in particolare ai ponti localizzati lungo il loro percorso, in quanto possono essere considerati gli elementi più vulnerabili della rete. Definita quindi per ognuno di essi la relazione tra i costi di intervento (di adeguamento preventivo o di riparazione) e la corrispondente riduzione della vulnerabilità, si procede alla formulazione del problema di allocazione ottimale ed alla individuazione della migliore strategia d'intervento in funzione delle risorse effettivamente disponibili.

SUMMARY

Purpose of the study is the identification of the methodological bases of a procedure for the optimum allocation of the resources available for reducing the seismic vulnerability of lifeline systems. As a first example, the attention is devoted to motorway and highway systems, and to the bridge structures located along them, as they can be considered the most vulnerable components in most cases. Assuming for each critical element an appropriate relationship between the cost of intervention (upgrading or repair) and the corresponding reduction of vulnerability, the optimum allocation problem is therefore formulated, and the best intervention strategy sought as a function of the available resources.

1. INTRODUZIONE

La progettazione strutturale, se impostata razionalmente, costituisce un processo decisionale che implica una serie di scelte affette da incertezza. Tale processo richiede l'ottimizzazione di una o più funzioni obiettivo, definite in modo da tener conto sia dei costi effettivamente sostenuti (e quindi certi) e dei benefici ad essi corrispondenti, che dei costi e dei benefici futuri, che risultano aleatori in quanto legati alle condizioni di esercizio dell'opera [1].

Una scelta abbastanza coerente della funzione obiettivo è rappresentata dalla *utilità attesa*, espressa in forma semplificata dalla relazione:

$$U_{exp} = B \prod(1 - P_f) - H_0 - \sum H_f P_f \qquad (1)$$

in cui B è il beneficio derivante da una progettazione ben riuscita, H_0 il costo iniziale associato ad essa, H_f e P_f sono rispettivamente il costo di un possibile dissesto o danno e la probabilità che esso si verifichi.

Poichè i valori di P_f normalmente accettati nell'ingegneria strutturale sono molto ridotti, la progettazione per massima utilità attesa coincide in pratica con quella eseguita con l'obiettivo di minimizzare il *costo atteso*:

$$H_{exp} = H_0 + \sum H_f P_f \qquad (2)$$

Questa formulazione del problema di ottimizzazione (anche se non esente da critiche e limitazioni, come rilevato in [1]), sembra più completa di quella puramente meccanica, che è già nota da tempo ed ha condotto a formulare problemi nei quali la funzione obiettivo consiste, per esempio, nella frequenza propria di oscillazione di un elemento strutturale di volume assegnato o nel peso di una struttura soggetta a carichi esterni assegnati [2].

Il problema concettuale che sussiste nella scelta della effettiva utilità da ottimizzare consiste però nella molteplicità di fattori, tra loro incommensurabili, dei quali si deve tener conto contemporaneamente: oltre ai valori economici, la possibile perdita di vite umane, i danni alle persone, gli aspetti culturali ed ambientali, ecc.

Pertanto, dopo alcuni tentativi rivolti alla formulazione di un'unica funzione obiettivo che tenesse conto, con opportuni pesi, di tutti i fattori in gioco, si è optato per l'impostazione di un problema di ottimizzazione multiobiettivo, in cui ciascun obiettivo possa essere considerato separatamente [3] [4]. E comunque l'applicazione pratica di questi concetti in ingegneria strutturale richiede ancora notevoli sviluppi ed approfondimenti.

In alcuni lavori recenti [5] [6] si è anche rilevato che tra i vincoli del problema di massima utilità si può introdurre l'ammontare della spesa iniziale H_0. Ciò è particolarmente significativo nel caso degli interventi preventivi rivolti a ridurre il rischio sismico delle costruzioni esistenti: per essi infatti le risorse disponibili sono sempre limitate e quindi una razionale strategia di programmazione degli interventi di adeguamento antisismico può (ed anzi deve) essere impostata come un problema di allocazione ottimale delle risorse.

Questa impostazione è stata dapprima esemplificata con riferimento al caso di complessi di edifici di nota vulnerabilità, esistenti in alcune località dell'Umbria per le quali era stata determinata la distribuzione di probabilità degli eventi sismici attesi. In tali esempi [5] [6], l'analisi era svolta con riferimento a due obiettivi tra loro incommensurabili: le perdite economiche ed il numero delle "vittime", ovvero delle persone coinvolte dai dissesti derivanti da un terremoto.

Più di recente, l'attenzione è stata dedicata al caso dei sistemi territoriali di infrastrutture, ed in particolare all'adeguamento sismico dei ponti inseriti in maglie stradali [7]: questo con l'obiettivo di calibrare una procedura per l'ottimizzazione, in regime di risorse limitate, degli interventi di manutenzione e/o adeguamento preventivo.

La differenza tra i due settori di applicazione consiste nel fatto che, mentre è verosimile ipotizzare che il collasso di ogni edificio sia indipendente da quello degli altri (in termini di conseguenze), e quindi calcolare il danno atteso in caso di evento sismico come somma di quelli derivanti dai dissesti dei singoli edifici, i ponti sono elementi inseriti in una rete stradale che va considerata come un unico sistema. Il collasso di tale sistema va infatti interpretato tenendo conto della logica funzionale di esso, e quindi identificato, ad esempio, con l'interruzione di una connessione tra siti, piuttosto che con il collasso di un singolo ponte.

Nel seguito, dopo aver formulato il problema e delineati i punti essenziali della procedura di allocazione ottimale, viene quindi sviluppato un esempio in cui i ponti sono considerati gli unici elementi critici di semplici maglie stradali e la funzione obiettivo consiste nella probabilità dell'interruzione del collegamento tra un nodo origine ed un nodo destinazione.

2. FORMULAZIONE DEL PROBLEMA

Ai fini della stima della sicurezza sismica, un sistema stradale o autostradale può essere rappresentato come una rete generalmente multiconnessa: tale rete è definita da una serie di elementi vulnerabili (nodi) e dai rami che stabiliscono le connessioni esistenti tra essi o le connessioni attuabili nell'emergenza che segue il verificarsi di un evento sismico.

La programmazione degli interventi di protezione sismica di tale rete richiede, per attuare una distribuzione ottimale delle risorse, il confronto tra i costi associati ai danni previsti nel caso si verifichi un evento sismico, ed i costi degli interventi di adeguamento preventivo che risultano atti ad evitarli o ridurli.

Nel presente studio l'attenzione viene posta al caso dei sistemi autostradali, sia per la loro maggiore rilevanza economica ed importanza strategica, che per la relativa semplicità di modellazione: i sistemi stradali infatti, essendo molto più articolati, richiedono una trattazione concettualmente analoga, ma molto più onerosa dal punto di vista com-

putazionale.

La sicurezza del sistema viene definita in relazione a differenti formulazioni della condizione di stato limite: tale condizione infatti può essere espressa come la capacità di garantire, in caso di sisma, la connessione tra uno o più siti origine ed uno o più siti destinazione, e/o lo smaltimento di un assegnato volume di traffico tra essi, e/o la limitazione della durata dell'intervallo di mancato esercizio della rete.

Assegnati i nodi origine e destinazione e la condizione di stato limite, la procedura di ottimizzazione degli interventi preventivi si articola in tre fasi, relative rispettivamente alla valutazione della sicurezza sismica del sistema nelle condizioni attuali, alla individuazione delle tecniche di intervento preventivo e di riparazione più efficaci (in termini di analisi costi-benefici), ed infine alla programmazione degli interventi preventivi mediante l'allocazione ottimale delle risorse disponibili.

2.1 Valutazione della sicurezza sismica della rete

Tale fase dello studio si pone il duplice obiettivo di verificare l'opportunità di attuare interventi preventivi di adeguamento e di fornire i dati necessari alla soluzione del problema di ottimizzazione.

Essa richiede:

- *la delimitazione della porzione di rete autostradale esaminata:* quella esclusa viene sostituita da un certo numero di nodi localizzati in corrispondenza delle connessioni esistenti tra le due parti. Tale scelta viene eseguita eliminando la parte di sistema che ha una probabilità di collasso trascurabile per effetto dei terremoti che hanno origine nelle regioni sismogenetiche che interessano i siti destinazione, e/o il cui collasso non ha praticamente effetto sulla sicurezza del sistema [8];
- *l'identificazione dei componenti vulnerabili* del sistema che risultano localizzati nella parte oggetto di studio (nel caso dei sistemi autostradali, ad esempio: i ponti, le gallerie, i tratti in trincea ed in rilevato nelle zone soggette ad instabilità ed a fenomeni di liquefazione del terreno, ecc.);
- la definizione del grafo che descrive le connessioni tra gli elementi critici e quindi *l'identificazione della struttura (logica o funzionale) del sistema.* Nel caso che la condizione di stato limite sia espressa dalla capacità di garantire la semplice connessione tra i nodi origine ed i nodi destinazione, tale struttura può essere rappresentata con uno schema di minimo percorso a collasso, ottenuto con un algoritmo per la ricerca dei cammini minimi in un grafo del tipo di quello descritto in [8]. La sicurezza del sistema viene infatti misurata dalla probabilità che almeno uno dei percorsi che collegano i siti origine con i siti destinazione non risulti interrotto per effetto del collasso di uno qualsiasi degli elementi critici che appartengono ad esso;
- *la valutazione del rischio sismico nei siti in cui sono localizzati gli elementi critici,* in funzione dell'attività delle sorgenti sismogenetiche che hanno effetti sulla relativa porzione di territorio. Tale operazione consiste nella valutazione della distribuzione di probabilità dell'intensità sismica nei diversi siti sulla base di un modello di rischio quale quello classico di Cornell, che assume sorgenti sismiche distribuite nello spazio, e di leggi di attenuazione sorgente-sito di tipo direzionale [8];
- per ogni elemento critico, o per ogni tipologia di elementi critici (ad esempio i ponti in c.a. a travata continua) *l'identificazione di una serie di parametri sufficienti a caratterizzarne* lo stato di danno ed a quantificarne *la vulnerabilità* (nel caso dei ponti a travata in c.a., per esempio, le richieste massime di duttilità nelle sezioni critiche, i valori dei cedimenti delle pile e delle spalle, le dislocazioni dell'impalcato sugli appoggi, ecc.) e la definizione per ciascun parametro di valori di soglia a cui far corrispondere diversi livelli di danno;
- *la definizione degli stati di danno di ogni elemento critico* corrispondenti alle possibili combinazioni dei valori dei parametri rappresentativi. Al riguardo si può assumere che ogni elemento possa, per effetto di un evento sismico: non subire danni rilevanti; subire danni che richiedono riparazioni e quindi impediscono l'esercizio dell'opera; collassare parzialmente o totalmente;
- *l'analisi della fragilità degli elementi critici,* espressa dalla probabilità di essere in uno stato di danno, condizionata al verificarsi di un evento sismico, ed al variare dell'intensità di esso;
- *la stima dell'affidabilità sismica del sistema* nelle condizioni attuali, in funzione delle affidabilità dei componenti, dedotte attraverso la convoluzione del rischio sismico con le probabilità di sopravvivenza condizionate.

2.2 Definizione delle strategie di intervento

La seconda fase, che permette di individuare le possibili strategie di intervento (preventivo o di riparazione), richiede:

- *la valutazione dei danni* causati al sistema nel caso si verifichi un evento sismico dell'intensità prevista per la zona in esame e, se richiesta, la

valutazione della durata dei tempi necessari per il ripristino dell'opera. Per semplicità, si possono prendere in esame solo due tipi di danno, che, pur essendo di natura differente, sembrano adeguati a descrivere gli effetti della mancata connessione tra i siti origine e destinazione (o della incapacità di smaltire un volume di traffico adeguato tra essi): i danni economici diretti, misurati in termini monetari, trascurando i possibili effetti del collasso del sistema sull'economia della regione in esame (è lecito quindi identificarli con i costi di riparazione di ogni elemento critico); i danni derivanti dal mancato esercizio, misurati in termini temporali (giorni di mancato esercizio);

- *l'identificazione dei tipi di intervento necessari in caso si verifichino danni e dei tipi di intervento preventivo* più efficaci ai fini della loro limitazione. Tale operazione comporta a sua volta l'applicazione di una procedura di ottimizzazione, perché, in base allo stato di danno previsto per l'elemento, è possibile ottimizzare l'intervento su di esso in modo da garantire, ad esempio a costi minimi, un livello di sicurezza adeguato;

- *la valutazione dei costi associati a ciascuno dei due tipi di intervento* e l'analisi dei benefici derivanti dalla esecuzione degli interventi preventivi in termini di incremento della affidabilità risultante del sistema e dei singoli elementi, ovvero, a parità di sicurezza, di risparmio economico o di riduzione dei tempi di mancato esercizio. Tale passo dell'analisi comporta l'aggiornamento della stima della sicurezza sismica del sistema, eseguita come indicato al Par. 2.1 nell'ipotesi di attuare i diversi tipi di intervento preventivo.

Dopo aver definito la distribuzione di probabilità dei diversi livelli di danneggiamento degli elementi critici, è possibile quindi valutare i costi (probabili) degli interventi di riparazione, e confrontare tali costi con quelli (certi) degli interventi di adeguamento, per ricavare il rendimento associato alle diverse possibili combinazioni di interventi preventivi.

2.3 Allocazione ottimale delle risorse disponibili

La terza fase si occupa dell'*ottimizzazione degli interventi preventivi* in funzione degli effetti che ogni intervento parziale ha sull'affidabilità del sistema o sulla riduzione dei tempi di mancato esercizio.

Introducendo per ogni elemento critico la relazione esistente tra il costo dell'intervento (di adeguamento preventivo o riparazione) ed il corrispondente incremento di sicurezza, ed assumendo per ipotesi che:

- per ogni elemento critico j, siano possibili n_j interventi preventivi, ciascuno dei quali ad un costo C_{jk} ($k = 0, 1, ..., n_j$, e l'indice 0 include la possibilità di non intervenire affatto);
- per ognuno dei possibili interventi siano valutabili i benefici apportati al comportamento d'insieme del sistema in termini di incremento di sicurezza o di riduzione nei costi di ripristino o nei tempi di mancato esercizio;
- l'ammontare delle risorse disponibili per gli interventi preventivi sia C_{max};

il problema di allocazione ottimale, vincolato dalla condizione espressa dalla relazione:

$$\sum_j C_{jk} \leq C_{max} \qquad (3)$$

e dalla condizione che l'affidabilità di ogni elemento critico non risulti mai inferiore ad un valore di soglia, assume differenti formulazioni a seconda della funzione obiettivo prescelta.

Con riferimento alle possibili alternative citate in precedenza, se la funzione obiettivo consiste in:

a) *l'affidabilità del sistema*, espressa dalla probabilità di successo del collegamento tra i siti origine e destinazione:

il problema di ottimizzazione si riconduce a massimizzare l'affidabilità del sistema P_S, espressa dal valore atteso della funzione di stato:

$$S = 1 - \prod_{i=1}^{n_p} (1 - \prod_{j=1}^{n_{ip}} S_{ij}) \qquad (4)$$

dove S_{ij} è la funzione di stato dell'i-esimo elemento del j-esimo sottosistema, corrispondente al j-esimo percorso che realizza la connessione tra il nodo sorgente ed il nodo destinazione.

b) *l'entità dei costi necessari per il ripristino:*

il problema si riconduce a massimizzare il risparmio totale:

$$D = \sum_j D_{jk} \qquad (5)$$

dove con D_{jk} si indica la differenza tra i costi associati al ripristino del manufatto nel caso sia stato preventivamente attuato il k-esimo intervento preventivo ed il costo stimato dell'intervento di riparazione;

c) *la durata dei tempi di mancato esercizio:*

il problema si riconduce a massimizzare il risparmio totale:

$$G = \sum_j (G_{j0} - G_{jk}) \qquad (6)$$

dove con G_{j0} si indica il numero di giorni di mancato esercizio necessari per la riparazione in assenza di interventi preventivi, e con G_{jk} il numero di giorni necessari per la riparazione del j-esimo elemento, precedentemente sottoposto al k-esimo intervento di riparazione.

Data la discontinuità del dominio delle variabili indipendenti, rappresentate dai possibili interventi preventivi e dai loro effetti, e la non linearità delle funzioni obiettivo, i problemi di ottimizzazione prima definiti potrebbero essere risolti solo mediante una enumerazione esaustiva delle possibili combinazioni dei valori delle variabili indipendenti: tale operazione comporta però evidenti difficoltà computazionali, che la rendono inattuabile ad eccezione del caso di sistemi molto semplici.

Una notevole semplificazione della procedura, che viene adottata nel seguito, consiste nell'ipotesi che il processo decisionale associato all'ottimizzazione possa essere suddiviso in più stadi, ciascuno dei quali indipendente dai precedenti. L'algoritmo di soluzione è allora fornito dalla programmazione dinamica, proposta in [9] e basata sulla applicazione del principio di ottimalità, secondo il quale una politica è ottimale se, qualunque siano le decisioni prese al generico stadio j, le rimanenti decisioni costituiscono una politica ottimale rispetto allo stato risultante dalle decisioni precedenti.

Identificando quindi negli stadi da 1 a N l'esame successivo dei singoli elementi critici, e negli stati da 1 a k all'interno di ciscuno stadio le diverse possibili scelte di intervento preventivo, cui corrispondono i diversi valori della funzione obiettivo, la politica ottimale per l'allocazione delle risorse ai manufatti da j ad N è indipendente dalle decisioni prese circa gli elementi critici da 1 a j-1, ma è influenzata solo dai valori assunti dalla funzione obiettivo per ciscuno stato dello stadio j.

Di conseguenza la soluzione ottimale viene trovata individuando la politica ottimale di ogni stato dello stadio finale, mentre per ciascuno stadio precedente, procedendo a ritroso, la decisione ottimale sarà quella corrispondente al massimo guadagno nella funzione obiettivo in corrispondenza di un valore delle risorse diminuite di quanto assegnato negli stadi successivi.

Questa procedura può essere estesa al caso di sistemi aventi una struttura complessa ed al caso multiobiettivo, in cui si considerino più condizioni di stato limite.

3. ESEMPIO

A titolo di esempio di applicazione della procedura di allocazione ottimale, si prende in esame il caso di un sistema stradale i cui elementi critici sono costituiti da cinque ponti, con impalcato a cassone in c.a.p., e pile di sezione rettangolare cava e costante lungo l'altezza.

In merito alla disposizione dei ponti nella rete, vengono considerati tre casi distinti (Fig. 1): tutti i ponti disposti in serie (maglia SE); tutti i ponti disposti in parallelo (tipicamente è questo il caso che interessa una città attraversata da un fiume) (maglia PA); i ponti disposti secondo uno schema in serie-parallelo (maglia SP), in cui sono individuabili due percorsi alternativi tra i nodi S e D.

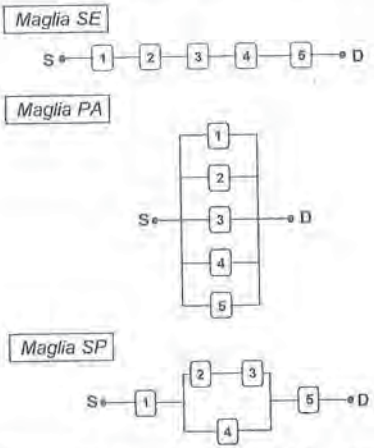


Fig. 1 - *Struttura della maglia stradale nei tre casi considerati (S: nodo origine; D: nodo destinazione)*

La funzione obiettivo è relativa all'affidabilità risultante del sistema, espressa dalla probabilità che sia garantito, in caso di sisma, il collegamento tra *S* e *D*. La procedura di ottimizzazione si propone quindi di rendere massima l'affidabilità, ovvero di rendere minima la probabilità di collasso P_f, espressa per le tre maglie dalle relazioni:

$$P_f = 1 - \prod_i (1 - P_{fi}) = \sum_i P_{fi} \qquad (7)$$

$$P_f = \prod_i P_{fi} \qquad (8)$$

$$P_f = 1 - (1 - P_{f1})(1 - P_{f5})(1 - P_{fm}) \qquad (9)$$

dove P_{fi} è la probabilità di crollo del ponte i e:

$$P_{fm} = P_{f4}\left[1 - (1 - P_{f2})(1 - P_{f3})\right] \qquad (10)$$

Riguardo allo schema statico dei ponti, si ipotizza che l'impalcato sia semplicemente appoggiato alle estremità di ogni campata: questa tipologia strutturale è infatti molto diffusa nel campo dei ponti stradali ed autostradali realizzati in Italia negli ultimi venti anni, che ora necessitano di interventi di adeguamento per effetto del degrado da essi subito o di una conoscenza più approfondita della simicità delle zone in cui sono realizzati.

Le caratteristiche geometriche dei ponti esaminati sono descritte in Tab. 1, mentre le sezioni tipo dell'impalcato e delle pile sono riportate in Fig. 2. Il peso dell'impalcato è assunto pari a 20 KN/m; inoltre si ipotizza che le pile abbiano una percentuale d'armatura all'incirca pari all' 1.0%.

Tabella 1 - *Caratteristiche dei ponti esaminati*

Ponte	*Campate*		*Pile*	
	numero	*luce (m)*	*tipo*	*altezza (m)*
1	4	50	A	10 - 30 -20
2	5	50	B	40 - 10 - 10 - 40
3	5	50	A	10 - 20 - 20 - 10
4	9	40	A	10 - 20 - ... - 20 - 10
5	4	40	B	20 - 40 - 20

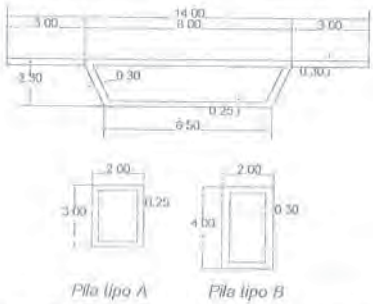


Fig. 2 - *Sezioni dell'impalcato dei ponti e delle pile (di tipo A e B)*

La sismicità dei siti in cui sono localizzati i ponti, ipotizzata uguale per tutti, è definita assumendo per la funzione di distribuzione del massimo del picco di accelerazione in cinquant'anni l'espressione:

$$F(a) = \exp\left[-\exp\left(-15.92\,(a - 0.1733)\right)\right] \qquad (11)$$

La corrispondente densità di probabilità è riportata in Fig. 3.

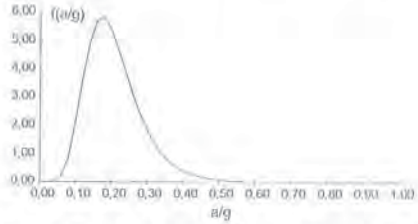


Fig. 3 - *Densità di probabilità del massimo in 50 anni del picco di accelerazione*

Le curve di fragilità dei ponti sono dedotte nelle ipotesi che: l'azione sismica sia applicata solo in direzione trasversale; le plasticizzazioni si verifichino solo in corrispondenza della sezione di base delle pile; il grado di danneggiamento di ciascuna pila sia misurato dall'indice [10]:

$$\Delta = \frac{\theta_{max}}{\theta_u} + \lambda \frac{\int M d\theta}{M_y \theta_u} \qquad (12)$$

essendo: θ ed M la curvatura ed il momento flettente risultanti nella sezione di base per effetto dell'azione sismica applicata; θ_u la curvatura ultima ed M_y il momento di snervamento; θ_{max} il valore massimo di θ; λ un parametro empirico, funzione del grado di confinamento del calcestruzzo.

La probabilità di collasso del ponte viene fatta coincidere quindi con la probabilità che l'indice di danno di una qualsiasi delle pile superi un valore di soglia assegnato. Nel caso in esame, si suppongono significativi due valori: $\Delta = 0.40$ e $\Delta = 1.00$. Il primo corrisponde al verificarsi di danni gravi e quindi all'intransitabilità, ma non al crollo; il secondo al collasso parziale o totale.

Nell'analisi della risposta dinamica, il diagramma forza-spostamento di ciascuna pila viene ricavato combinando la risposta elastica della porzione superiore della pila con una legge momento-curvatura elasto-plastica a degrado di rigidezza, associata ad una lunghezza assegnata L_p di cerniera plastica. Inoltre, le connessioni delle pile al terreno sono rappresentate da molle traslazionali e rotazionali, che modellano gli effetti dell'interazione suolo-struttura.

Le analisi di fragilità vengono eseguite adottando la tecnica di simulazione Monte-Carlo, modificata con le procedure di Importance Sampling e di Simulazione Direzionale per ridurre il nu-

mero di estrazioni [11].

Le variabili aleatorie considerate sono:
- la rigidezza del tratto elastico *(EJ)* delle pile, posta pari al 40% di quella corrispondente alla sezione integra per tener conto della fessurazione;
- la lunghezza della cerniera plastica *(L_p)*, pari ad 1/10 dell'altezza della pila;
- il momento di snervamento *(M_y)* e la curvatura ultima (θ_u) delle sezioni di base delle pile;
- la rigidezza alla traslazione *(K_T)* ed alla rotazione *(K_φ)* delle molle disposte in corrispondenza della base delle pile (i cui valori medi sono assunti pari a: $K_T = 1.2 \cdot 10^6$ t/m; $K_\varphi = 5.2 \cdot 10^7$ tm);
- il parametro λ, a cui è stato attribuito un valore medio pari a 0.12.

Alle variabili è attribuita una distribuzione di tipo log-normale, e coefficienti di variazione pari rispettivamente a: 0.20; 0.25; 0.15; 0.20; 0.30; 0.30; 0.60. I coefficienti di correlazione assunti sono compresi tra 0.6 e 0.9 [11].

La probabilità di superamento della condizione limite di danno o collasso viene valutata considerando tre accelerogrammi artificiali, generati con il programma di calcolo SIMQKE [12], congruenti con lo spettro di risposta S2 dell'Eurocodice N. 8 [13], e scalati a valori di picco compresi tra 0.10 e 0.45 g. Vengono eseguite almeno 200 estrazioni per ciascun caso, e la procedura di simulazione è interrotta quando il coefficiente di variazione della P_f risulta inferiore a 0.15 o dopo aver eseguito almeno 1000 estrazioni.

Le analisi vengono quindi ripetute ipotizzando due tipi di interventi di adeguamento preventivo.

L'intervento tipo 1 consiste nel rinforzo della sezione delle pile attraverso la disposizione lungo il perimetro di barre d'armatura addizionali (in percentuale pari al 50% di quella esistente) ed il ringrosso della sezione con uno strato di calcestruzzo di 0.08 m di spessore.

L'intervento tipo 2 consiste nella solidarizzazione dell'impalcato in corrispondenza degli appoggi sulle pile, e nella interposizione di apparecchi isolatori e dissipatori sulle pile più rigide. Per tale caso, sono state assunte come variabili aleatorie anche la rigidezza *(K_{is})* e lo spostamento al limite di snervamento *(δ_{is})* dei dispositivi isolatori-dissipatori, il cui legame di comportamento è stato modellato con una legge elasto-plastica incrudente, a degrado di rigidezza.

A titolo d'esempio sono riportate nelle Figg. 4 e 5 le curve di fragilità relative alla condizione limite di danno grave e di crollo per la pila tipo A di 10 m d'altezza (nelle condizioni attuali) e di collasso per il ponte 1 (nelle tre condizioni di ponte esistente ed adeguato).

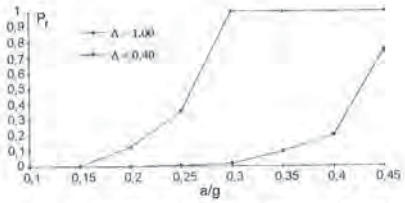


Fig. 4 - *Probabilità di danno grave (Δ= 0.40) e di crollo (Δ = 1.0) della pila A (H = 10 m) condizionata al verificarsi di un evento sismico, al variare dell'intensità del picco di accelerazione al suolo*

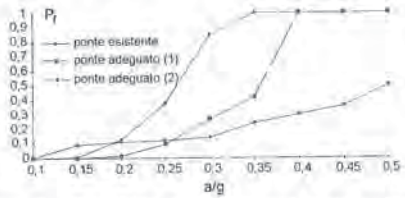


Fig. 5 - *Probabilità di crollo (Δ = 1.0) del ponte 1 condizionata al verificarsi di un evento sismico, al variare dell'intensità del picco di accelerazione al suolo*

In Tab. 2 sono riportati i valori delle probabilità di superamento degli stati limite di danno grave e di crollo per i cinque ponti, nelle diverse condizioni considerate: tali valori sono ricavati attraverso la convoluzione del rischio sismico con le probabilità condizionate, dedotte come valori medi di quelli risultanti dalla simulazione con i tre accelerogrammi. Nella Tab. 3 sono invece riportati i valori delle P_f per le tre maglie, nelle condizioni attuali e dopo interventi dello stesso tipo su tutti e cinque i ponti. Dall'esame di tali dati si rileva che l'intervento tipo 1 riduce di poco la probabilità di collasso di ogni ponte, mentre l'intervento tipo 2 la riduce anche del 50 %.

Per svolgere i calcoli ed applicare la procedura di allocazione ottimale è necessario disporre dei costi degli interventi di ricostruzione, riparazione ed adeguamento, i cui valori, riportati in Tab. 4, sono stati qui ipotizzati al solo fine di svolgere l'esempio ed espressi quindi in unità di risorse. In particolare si è ipotizzato che con 34 unità di risorse si potessero realizzare tutti gli interventi di tipo 1 (su tutte le pile di ciscun ponte) e con 50 unità di risorse tutti gli interventi di tipo 2.

Tabella 2 - *Probabilità di superamento degli stati limite di danno o collasso dei ponti*

	$\Delta = 0.40$	$\Delta = 1.00$
Ponte 1		
- stato attuale	0.2810	0.0437
- intervento tipo 1	0.1050	0.0424
- intervento tipo 2	0.1190	0.0234
Ponte 2		
- stato attuale	0.2260	0.0433
- intervento tipo 1	0.1582	0.0285
- intervento tipo 2	0.0864	0.0214
Ponte 3		
- stato attuale	0.3533	0.0587
- intervento tipo 1	0.1215	0.0461
- intervento tipo 2	0.0843	0.0232
Ponte 4		
- stato attuale	0.2571	0.0589
- intervento tipo 1	0.1121	0.0561
- intervento tipo 2	0.0643	0.0223
Ponte 5		
- stato attuale	0.0360	0.0107
- intervento tipo 1	0.0150	0.0095
- intervento tipo 2	0.0120	0.0075

L'applicazione della programmazione dinamica permette di ricavare, in funzione del quantitativo di risorse disponibili (supposto compreso tra 0 e 50 unità di risorse), la strategia ottimale di interventi preventivi ai fini della riduzione della probabilità di collasso del sistema.

Tabella 3 - *Probabilità di collasso della rete*

Maglia SE	
- stato attuale	0.2153
- interventi tipo 1	0.1826
- interventi tipo 2	0.0978
Maglia PA	
- stato attuale	$0.70 \cdot 10^{-7}$
- interventi tipo 1	$0.30 \cdot 10^{-7}$
- interventi tipo 2	$0.02 \cdot 10^{-7}$
Maglia SP	
- stato attuale	0.0604
- interventi tipo 1	0.0561
- interventi tipo 2	0.0319

I risultati delle analisi, espressi in termini del rapporto η tra la probabilità di collasso risultante a seguito dell'esecuzione degli interventi preventivi e la probabilità di collasso del sistema nelle condizioni attuali, sono riportati nelle Figg. 6, 7 e 8 (i cui dati sono da integrare con quelli riportati in Tab. 3).

Tabella 4 - *Costi di ricostruzione e di adeguamento o riparazione dei diversi ponti, espressi in unità di risorsa*

Valore iniziale o costo di ricostruzione		*Costo dell'intervento di adeguamento o di riparazione*			
		Intervento tipo 1		*Intervento tipo 2*	
Ponte	*Costo (in unità di risorsa)*	*Adeguamento*	*Riparazione*	*Adeguamento*	*Riparazione*
1	*52*	*5*	*9*	*8*	*13*
2	*74*	*8*	*13*	*11*	*19*
3	*60*	*6*	*11*	*9*	*15*
4	*100*	*10*	*18*	*15*	*25*
5	*48*	*5*	*9*	*7*	*12*

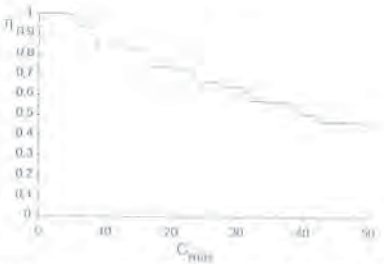


Fig. 6 - *Riduzione della probabilità di collasso della maglia SE in funzione delle risorse impiegate*

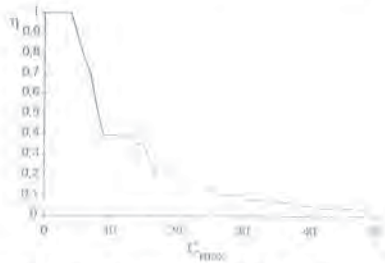


Fig. 7 - *Riduzione della probabilità di collasso della maglia PA in funzione delle risorse impiegate*

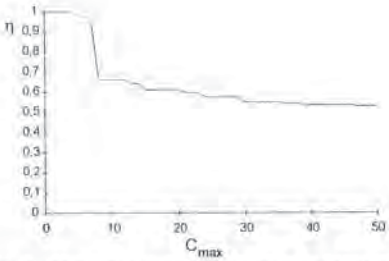


Fig. 8 - *Riduzione della probabilità di collasso della maglia SP in funzione delle risorse impiegate*

Nella Tab. 5 è invece riportata la ripartizione delle risorse tra gli elementi critici a seconda della maglia considerata, ed è quindi definita la sequenza ottimale degli interventi preventivi da attuare al variare delle risorse disponibili.

L'esame dei diagrammi e delle relative tabelle permette di svolgere una serie di considerazioni, che illustrano l'efficacia dell'approccio adottato ed i suoi possibili sviluppi.

Si rileva infatti che per la maglia SE, realizzando tutti gli interventi di tipo 1 e quindi impegnando 34 unità di risorsa si ha una riduzione della probabilità di collasso pari a $0.327 \cdot 10^{-4}$, ovvero pari al 15% di quella iniziale; operando l'allocazione ottimale si ricava una riduzione che è circa tre volte superiore (43%); nei casi 2 e 3, il rendimento dell'ottimizzazione passa dal 57% al 92% e dal 7% al 45%. La riduzione della probabilità di collasso risulta quindi anche sei volte superiore a quella che si ottiene in assenza di allocazione ottimale.

Inoltre si rileva che è possibile ridurre del 50% la probabilità di collasso del sistema impiegando circa 30 unità di risorsa per la maglia tipo SE, 10 per la maglia PA e 20 per la maglia SP.

Questo tipo di informazioni costituiscono quindi il risultato specifico dell'applicazione della procedura di allocazione ottimale.

Tabella 5 - *Risultati dell'ottimizzazione eseguita per le maglie stradali di Fig. 1 al variare del quantitativo di risorse impiegate (i valori sottolineati sono relativi all'intervento tipo 1; gli altri all'intervento tipo 2)*

C_{max}		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Maglia SE: ponte	1	-	5	-	5	-	-	8	-	8	8	8
	2	-	-	-	-	11	-	11	11	8	11	11
	3	-	-	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	4	-	-	-	-	-	15	-	15	15	15	15
	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7
C_{max}		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Maglia PA: ponte	1	-	-	-	-	-	8	8	8	8	8	8
	2	-	-	-	-	11	8	11	11	8	11	11
	3	-	-	9	9	9	9	9	9	9	9	9
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	15	15	15
	5	-	5	-	5	-	-	-	7	-	-	7
C_{max}		0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Maglia SP: ponte	1	-	5	8	8	8	8	8	8	8	8	8
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11
	3	-	-	-	-	-	9	-	-	9	9	9
	4	-	-	-	-	-	-	15	15	15	15	15
	5	-	-	-	7	7	7	7	7	7	7	7

4. CONCLUSIONI

In precedenza sono state illustrate ed esemplificate le modalità operative di una procedura per la ottimizzazione degli interventi di adeguamento preventivo dei sistemi territoriali di infrastrutture, ed in particolare dei sistemi autostradali.

La procedura assume come vincolo del procedimento di ottimizzazione la disponibilità di un quantitativo di risorse limitate.

Come è possibile rilevare, la sua applicazione risulta vantaggiosa nei casi in cui non siano disponibili le unità di risorsa necessarie a realizzare in tutti gli elementi critici gli interventi più efficienti in termini di sicurezza risultante, o quando, in fase previsionale, non sia noto l'ammontare preciso

delle unità di risorsa che saranno rese effettivamente disponibili.

Essa infatti permette di definire, assegnato un determinato quantitativo di risorse, la sequenza ottimale di interventi da attuare o viceversa di valutare il quantitativo di risorse necessarie a raggiungere un determinato obiettivo (ad esempio ridurre del 50 % la probabilità di collasso del sistema).

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata svolta con contributi M.U.R.S.T.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] G. AUGUSTI, A. BARATTA, F. CASCIATI: *Probabilistic Methods in Structural Engineering*, Cap. 6, Chapman & Hall, New York-Londra, 1984.

[2] AA.VV.: "Special Issue on Shape Optimization", *Mechanics of Structures and Machines*, No. 4, 1992.

[3] G. AUGUSTI, F. CASCIATI: "Multiple modes of structural failure: probabilities and expected utilities", 2nd Int. Conf. on Structural Safety and Reliability [ICOSSAR '77], Monaco, Werner-Verlag, Dusseldorf, 1977, pp. 39-61.

[4] G. AUGUSTI, A. BORRI, F. CASCIATI: "Structural design under random uncertainties: economical return and "intangible" quantities", 3rd Int. Conference. on Structural Safety and Reliability [ICOSSAR '81], Trondheim, Elsevier, 1981, pp.483-494.

[5] G. AUGUSTI, A. BORRI, E. SPERANZINI: "On the optimal allocation of resources in the design or retrofitting of building structure", 6th Int. Conf. on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering [CERRA-ICASP6] (a cura di L. Esteva e S.E. Ruiz), Città del Messico, Messico, 1991, Vol. 2, pp.1060-1067.

[6] G. AUGUSTI, A. BORRI, E. SPERANZINI: "Optimum allocation of available resources to improve the reliability of building systems", in *Reliability and Optimization of Structural Systems '90*, 3rd Conf. IFIP WG 7.5, Berkeley, California, Marzo 1990 (a cura di A. Der Kiureghian e P. Thoft-Christensen), Springer-Verlag, Berlino/Heidelberg, pp. 23-32.

[7] G. AUGUSTI, A. BORRI, M. CIAMPOLI: "Optimal allocation of resources in repair and maintenance of bridge structures", in *Probabilistic Mechanics and Structural and Geotechnical Reliability*, 6th ASCE Specialty Conf., Denver, Colorado, luglio 1992, (a cura di Y.K. Lin), pp. 1-4.

[8] M. CIAMPOLI, R. GIANNINI, T. PAGNONI: "Seismic reliability of power transmission networks", CERRA-ICASP 6, cit., 1991, Vol. 2, pp.1181-1187.

[9] R.E. BELLMAN, S.E. DREYFUS: *Applied Dynamic Programming*, Princeton Univ. Press, New Jersey, USA, 1962.

[10] A. H.-S. ANG: "Seismic damage analysis of reinforced concrete Buildings", in *Stochastic Methods in Structural Dynamics*, (a cura di G.I. Schueller ed M. Shinozuka), Martinus Nijhoff Ed., Dordrecht, 1987, pp. 172-199.

[11] M. CIAMPOLI, R. GIANNINI, C. NUTI, P.E. PINTO: "Seismic reliability of non-linear structures with stochastic parameters by Directional Simulation", 5th Int. Conf. on Structural Safety and Reliability [ICOSSAR '89], San Francisco, (a cura di A.H-S. Ang, M. Shinozuka, G.I. Schueller), 1989, Vol. 2, pp. 1121-1128.

[12] D.A. GASPARINI, E.H. VANMARCKE: "SIMQKE: a program for artificial motion generation", Department of Civil Engineering, MIT, 1976.

[13] Commissione della Comunità Europea: *"Eurocode 8: Structures in Seismic regions – Design, Part 1 - General and Buildings"*, Maggio 1988.

GIUNTO RURMEC STAIFEX^R DSD PER COLLEGAMENTI STRUTTURALI NELLE OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Robin BAKER
Ingegnere - Horsham, G.B.

Gaetano CONCA
Ingegnere - Milano

Manfred KRATTIGER
Ingegnere - Zollikofen, CH

GIUNTO RURMEC STAIFIX^R DSD PER COLLEGAMENTI STRUTTURALI NELLE OPERE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Robin BAKER, Ingegnere, HORSHAM, G.B.
Gaetano CONCA, Ingegnere, MILANO, I
Manfred KRATTIGER, Ingegnere, ZOLLIKOFEN, CH

SOMMARIO

La memoria presenta il giunto Rurmec Staifix^R DSD impiegato per il collegamento strutturale di due manufatti in calcestruzzo armato.

Nella prima parte viene esaminato, sotto l'aspetto teorico, il comportamento strutturale del giunto. Nella seconda parte sono riportati ed analizzati i dati sperimentali.

In ultimo sono descritte alcune significative applicazioni.

SUMMARY

The paper presents the double dowel Rurmec Staifix^R DSD used to transfer shear loads across concrete joints.

In the first part it is analized the theoretical behaviour of the double dowel bars.

In second part are the test data and their interpretation. At last are described some important applications.

1. INTRODUZIONE

Le opere in calcestruzzo armato spesso sono soggette a movimenti relativi tra le varie parti che le compongono. Questi movimenti relativi sono dovuti a cause diverse tra cui per esempio le dilatazioni-contrazioni termiche oppure i cedimenti differenziati di porzioni della costruzione appoggiate su differenti tipi di fondazioni. Per evitare danni e malfunzionamenti dell'intera opera, spesso è necessario prevedere questi movimenti relativi.

Nei casi più semplici questi collegamenti vengono risolti interponendo, tra i rispettivi componenti della struttura, del materiale opportuno in grado di assorbire tali movimenti relativi. Più spesso si richiede a questi giunti di permettere movimenti relativi in una direzione impedendoli, nel contempo, nelle altre direzioni.

Si richiede cioè l'adozione di un vero e proprio vincolo statico in grado di trasmettere, tra un elemento e l'altro della struttura, così collegata, delle azioni note permettendo spostamenti relativi lungo determinate direzioni.

La risoluzione di questo tipo di giunto con il sistema Rurmec Staifix^R DSD rappresenta l'oggetto del presente lavoro.

2. DESCRIZIONE DEL PRODOTTO

2.1 Generalità

Il sistema Rurmec Staifix^R DSD è costituito da due parti separate:

- una composta da due spinotti collegati tra loro da una piastra di ripartizione degli sforzi e da due barre d'ancoraggio che conferiscono all'insieme una elevata rigidezza nel piano dei due spinotti;

- l'altra composta da due guaine, allo stesso modo collegate tra loro da una piastra e da due barre, che costituiscono le guide degli spinotti.

Tutte le parti dello Staifix^R sono costituite da acciaio inossidabile ad alta resistenza in grado di

garantire la necessaria resistenza, nel tempo, nei confronti degli agenti corrosivi con cui possono venire a contatto.

Il sistema Rurmec Staifix^R DSD sopradescritto realizza un collegamento tra due componenti in calcestruzzo armato (per esempio trave-pilastro, trave-trave, etc.) in grado di trasmettere delle azioni di taglio note ed in grado di permettere libertà di movimento di traslazione relativa tra loro.

2.2 Caratteristiche meccaniche e chimiche

Il doppio spinotto Rurmec Staifix^R DSD rappresenta un inserto permanente della struttura. Questo impone che il giunto presenti le stesse caratteristiche di durabilità nel tempo richieste alla struttura complessiva. Poichè generalmente le opere in calcestruzzo armato vengono progettate per resistere lungo un periodo di molte decine d'armi, è necessario che ogni componente dell'opera e quindi lo stesso Staifix^R, sia costituito da un acciaio avente particolari caratteristiche di:

- resistenza agli agenti corrosivi ambientali (durabilità),
- lavorabilità,
- saldabilità,
- proprietà meccaniche adeguate,
- costi contenuti.

Per soddisfare queste varie esigenze è stato impiegato, per la costruzione dello Staifix^R, un acciaio inossidabile classificato secondo la DIN n° 1.4429 (equivalente alla inglese BS 316 S 33) avente la seguente composizione chimica:

C	Si	Mu	Cr	Ni	Mo	N
0.07 max	1.0 max	2.0 max	16.5 18.5	10.5 13.5	2.0 2.5	0.15 0.25

e le seguenti proprietà meccaniche:

	Tipo DSD 25,50,75	Tipo DSD 100	Tipo DSD 150
Resistenza caratteristica a trazione f_{ck} (N/mm^2)	850	750	700
Tensione di snervamento f_y (N/mm^2)	780	550	500
Allungamento E_{10} (%)	15	20	20

Tabella 1.

Gli studi e le prove realizzate nel corso degli ultimi venti anni sugli acciai inossidabili [9] [10] hanno evidenziato l'idoneità di questo tipo di acciaio per le applicazioni oggetto della presente memoria.

3. COMPORTAMENTO STRUTTURALE TEORICO DEL GIUNTO RURMEC STAIFIX^R DSD

3.1 Considerazioni generali

Per analizzare il comportamento strutturale teorico del sistema Staifix^R è necessario prendere in considerazione alcuni aspetti tipici di questo vincolo e valutarne l'influenza sul comportamento strutturale complessivo. Gli aspetti del vincolo da prendere in considerazione sono:

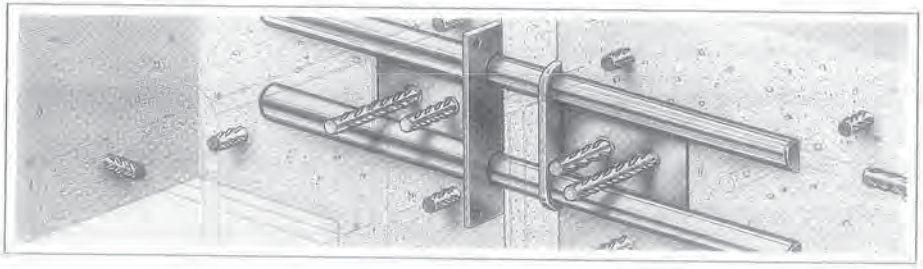


Fig. 1 Posizionamento dello Staifix^R in un collegamento strutturale

- l'azione di ancoraggio esercitata dal calcestruzzo sullo Staifix^R, e precisamente sugli spinotti, in ogni loro sezione;
- l'influenza dell'apertura del giunto sul comportamento del vincolo;
- le tensioni massime sopportabili sia dal cls che dallo Staifix^R.

L'analisi seguente vuole evidenziare come la teoria classica dei singoli spinotti possa essere estesa con successo allo Staifix^R. E' possibile quindi conoscere le espressioni necessarie per dimensionare lo Staifix^R in funzione delle varie esigenze di progetto. Successivamente viene confermata la bontà di questi risultati teorici confrontandoli con quelli ottenuti sperimentalmente.

3.2 Valutazione teorica del comportamento strutturale di uno spinotto di collegamento tra due manufatti in calcestruzzo armato

Gli spinotti costituenti il sistema Staifix^R vengono supportati dal conglomerato cementizio nel quale sono inseriti.

Prove sperimentali [8] hanno evidenziato che il calcestruzzo è soggetto ad una pressione, provocata dal carico trasmesso attraverso un generico spinotto, che è massima in corrispondenza della sezione di interfaccia spinotto (parte interna giunto) - calcestruzzo (parte esterna giunto) e che si riduce a zero alla estremità opposta dello spinotto all'interno del calcestruzzo. La teoria [2] [4] schematizza il singolo spinotto, inserito in un conglomerato cementizio, con una trave semi-infinita che appoggia su suolo elastico. I carichi esterni, (propri del vincolo che si vuole risolvere) di taglio e di momento flettente, cui è sottoposto lo spinotto, inducono una pressione sul calcestruzzo circostante lungo tutta la sua profondità d'ancoraggio. Questa pressione del calcestruzzo genera sullo spinotto delle forze secondarie di taglio e di momento flettente che variano lungo la sua profondità d'ancoraggio.

Le espressioni impiegate sono quelle utilizzate nel calcolo dei cedimenti nei problemi delle tradizionali fondazioni.

Le espressioni che permettono di determinare le azioni di taglio V, di momento flettente M, e lo spostamento y in una generica sezione x di una trave semi-infinita caricata alla estremità libera con un carico verticale W sono le seguenti:

$$V = -W e^{-\beta x}(\cos\beta x - \sin\beta x)$$

$$M = -\frac{W}{\beta} e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$y = -\frac{W}{2 EI \beta^3} \cdot e^{-\beta x} \cos \beta x$$

ove:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{G \cdot d}{4 EI}}$$

E = modulo di Young dello spinotto
I = momento d'inerzia dello spinotto annegato nel calcestruzzo
d = diametro dello spinotto
G = modulo di rigidezza a compressione del supporto (calcestruzzo in questo caso)

Le convenzioni di segno adottate sono quelle indicate nella teoria [2].

Nel caso in cui agiscano contemporaneamente, alla estremità libera di una trave semi-infinita, un carico verticale W e un momento flettente M_O si può calcolare:

$$V = e^{-\beta x}\left[-W(\cos \beta x - \sin \beta x) - 2 M_0 \sin \beta x \cdot \beta\right]$$

$$M = e^{-\beta x}\left[-\frac{W \sin \beta x}{\beta} + M_0(\cos \beta x + \sin \beta x)\right]$$

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2 EI}\left[-W \frac{\cos \beta x}{\beta^3} - \frac{M_0}{\beta^2}(\sin \beta x - \cos \beta x)\right]$$

per x = 0 si ottengono i carichi esterni applicati allo spinotto e lo spostamento y massimo:

$$V = -W$$

$$M = M_O$$

$$y = \frac{1}{2 EI \beta^3}\left[-W + \beta M_0\right]$$

La pressione esistente nel calcestruzzo c può essere calcolata semplicemente:

$$c = G \quad y = \frac{G \cdot e^{-\beta x}}{2 EI}\left[-W \frac{\cos \beta x}{\beta^3} - \frac{M_0}{\beta_2}(\sin \beta x - \cos \beta x)\right]$$

Nella parte interna del giunto, ove lo spinotto non è supportato dal conglomerato cementizio per una lunghezza z (apertura del giunto), si possono calcolare le azioni di taglio V, e di momento flettente M_I:

$V_I = -W$ (costante per tutta la lunghezza

$M_I = \frac{Wz}{2}$ (valore massimo in corrispondenza delle estremità della parte interna aperta. Nella mezzeria $M_I = 0$)

In corrispondenza della sezione d'interfaccia interna-esterna del giunto si possono calcolare analogamente, ponendo $M_a = \frac{Wz}{2}$:

$$V = e^{-\beta x}\left[-W(\cos\beta x + \sin\beta x) + wz\sin\beta x\,\beta\right] - We^{-\beta x}\left[\sin\beta x(1+\beta z) - \cos\beta x\right]$$

$$M = e^{-\beta x}\left[-W\sin\frac{\beta x}{\beta} - \frac{Wz}{2}(\cos\beta x + \sin\beta x)\right] - \frac{We^{-\beta x}}{\beta}\left[\sin\beta x + \frac{\beta z}{2}(\cos\beta x + \sin\beta x)\right]$$

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2EI}\left[-W\cos\frac{\beta x}{\beta^3} - \frac{Wz}{2\beta^2}(\sin\beta x - \cos\beta x)\right] - \frac{We^{-\beta x}}{2\beta^3 EI}\left[\cos\beta x + \frac{z\beta}{2}(\sin\beta x - \cos\beta x)\right]$$

per x = 0 si ha:

$$V = -W$$

$$M = \frac{W\ z}{2}$$

$$y = -\frac{W}{4\beta^3 EI}(2 - z\beta)$$

La pressione nel calcestruzzo e in questa sezione

$x = 0$ vale $\sigma = G\ y = -\frac{GW}{4\beta^3 EI}(2 - z\beta)$

Dalle espressioni precedenti risulta determinante la conoscenza del modulo di rigidezza G per calcolare la pressione σ.

Studi compiuti [2] hanno evidenziato che a pari qualità di calcestruzzo i valori di G sono inversamente proporzionali al diametro dello spinotto.

In tabella 1 sono riportati i valori di G relativi al DSD25, DSD75, DSD150 riferiti ad un calcestruzzo di classe C40/50.

Diversi studi [4] hanno mostrato che il valore massimo della pressione nel calcestruzzo, indotta dall'azione di uno spinotto inserito in una grossa massa di conglomerato cementizio, supera il valore caratteristico determinato su provini cilindrici o cubici propri di quel calcestruzzo. Questo incremento si pone, in favore di sicurezza, pari a 2. In Tabella 8 sono riportati i valori esatti di questo incremento.

3.3 Estensione delle espressioni teoriche, valide per il singolo spinotto, al giunto Rurmec Staifix^R DSD

Nel paragrafo precedente sono state indicate le equazioni necessarie per calcolare lo stato tensionale in ogni sezione di un singolo spinotto di collegamento di due elementi in calcestruzzo armato. In questo paragrafo queste equazioni vengono impiegate per calcolare gli stati tensionali nel giunto Staifix^R. I carichi W inseriti nelle equazioni sono i carichi ammissibili ottenuti dalle prove sperimentali adottando un coefficiente di sicurezza pari a 2. Questo calcolo è stato applicato al più piccolo (DSD25) e al più grande (DSD150) elemento della tipologia standard Staifix^R, per due condizioni di apertura z del giunto:

DSD 25:	z =	10 mm	W =	26 kN,
	z =	40 mm	W =	15 kN
DSD 150:	z =	10 mm	W =	246 kN,
	z =	60 mm	W =	150 kN,

I risultati ottenuti dal calcolo sono riportati in tabella 2.

X	V (kN) azione di taglio locale		M (kN·mm) momento flettente locale		C (N/mm^2) pressione locale del calcestruzzo	
	DSD25 z = 10 mm	DSD150 z = 10 mm	DSD25 z = 10 mm	DSD150 z = 10 mm	DSD25 z = 10 mm	DSD150 z = 10 mm
0	26	246	130	1230	38.4	46.4
20	8.7	172	458	5387	23.5	39.0
40	-1.2	111	525	8217	11.9	31.8
60	-5.3	62.8	456	9919	4.2	25.8
80	-6.5	23.7	331	10775	0.4	19.6
100	-5.7	-5.0	206	10948	-2.8	14.6

Tabella 2

X	V (kN) azione di taglio locale		M (kN · mm) momento flettente locale		C (N/mm²) pressione locale del calcestruzzo	
	DSD25 z = 40 mm	DSD150 z = 60 mm	DSD25 z = 40 mm	DSD150 z = 60 mm	DSD25 z = 40 mm	DSD150 z = 60 mm
0	15	150	300	4500	27.5	33.6
20	2.5	98	465	6945	16.3	27.5
40	-3.8	55	455	8460	7.0	22.0
60	-6.3	21	359	9210	1.5	17.0
80	-6.3	-3.7	241	9375	-1.4	12.6
100	-5.0	-22.5	141	9585	-2.5	8.9

Tabella 2 (continuo)

I calcoli teorici evidenziano quanto emerso dai risultati sperimentali:

- la pressione nel calcestruzzo è massima nella sezione di interfaccia (x = 0) ed assume il valore maggiore, per ogni tipologia di Staifix^R, in corrispondenza della apertura z minore; questa pressione inoltre decresce all'aumentare della profondità di ancoraggio fino ad annullarsi per un determinato valore di x;
- il momento flettente cresce all'aumentare della profondità di ancoraggio fino ad un valore massimo funzione di x, di z e del tipo DSD in esame;
- l'azione di taglio decresce con l'aumentare della profondità di ancoraggio.

Dalla espressione precedente $c = -\frac{GW}{4\beta^3 EI}(2 + z\beta)$ applicata alle tipologie DSD25 e DSD150, ponendo $c = 2.40 = 80 \frac{N}{mm^2}$ secondo quanto analizzato in precedenza si possono calcolare i carichi in corrispondenza dei quali si ha l'inizio dello stato fessurativo.

Si ottiene:

DSD25:	z = 10 mm	W = 52 kN,
	z = 40 mm	W = 39 kN
DSD150:	z = 10 mm	W = 500 kN,
	z = 60 mm	W = 430 kN,

3.4 Considerazioni sullo stato limite ultimo dello Staifix^R

E' stato dimostrato [7] che il carico massimo necessario per provocare il cedimento plastico di un singolo spinotto, di sezione circolare, una volta superata la massima pressione sopportabile dal calcestruzzo, può essere calcolato con la seguente:

$$P_u = k\left[\sqrt{1 + (\varepsilon k)^2} - \varepsilon k\right] d^2 \sqrt{f_c \cdot f_y}$$

ove:

$$\varepsilon = \frac{3e}{d}\sqrt{f_c / f_y}$$

d = diametro dello spinotto
f_c = resistenza locale massima a compressione del calcestruzzo
f_y = tensione di snervamento dello spinotto
K = costante (determinata sperimentalmente pari a 1.3)

Sulla base di questa espressione è stato evidenziato [5] che $\frac{P_u}{Wamn} = 5$ dove Wamn è quel carico per cui si raggiunge la massima pressione ammissibile nel calcestruzzo corrispondente alla resistenza caratteristica a rottura cilindrica del calcestruzzo stesso.

Poichè la sezione esterna del giunto (Staifix^R annegato nel calcestruzzo) è (Tabella 8) notevolmente più rigida della sezione interna del giunto, costituita dai due soli spinotti, è ragionevole ipotizzare che allo stato limite ultimo si generi una cerniera plastica nello Staifix^R in corrispondenza della sezione d'interfaccia. In questo caso il momento ultimo (fase plastica) sopportabile per ogni spinotto vale:

$M_p = \frac{16}{3\pi}\frac{32}{\pi d^3} f_y = 0.17\, d^3 f_y$ e per due spinotti vale: $M_p = 0.34\, d^3 f_y$

La relazione generale del momento ultimo lungo le sezioni degli spinotti nella parte interna del giunto vale:

$$M_p = \frac{P_u \cdot z}{2}$$

Uguagliando queste due relazioni applicate al DSD25 (d = 14 mm, f_y = 780 N/mm^2 ==> Mp = 728 kNmm) e al DSD150 (d = 42 mm, f_y = 500 N/mm^2 ==> Mp = 12595 kNmm) si ottengono i valori rispettivi del carico massimo P_u:

P_u = 145.6kN (DSD25, z = 10 mm)
P_u = 39 kN (DSD25, z = 40 mm)
P_u = 2520 kN (DSD150, z = 10 mm)
P_u = 430 kN (DSD150, z = 60 mm)

Si possono ora calcolare i coefficienti di sicurezza γ confrontando questi carichi ultimi P_u con i carichi ammissibili indicati nel paragrafo 3.3.

$$\gamma = \frac{145.6}{26} = 5.6 \quad (DSD\ 25,\ z = 10\ mm)$$

$$\gamma = \frac{39}{15} = 2.6 \quad (DSD\ 25,\ z = 40\ mm)$$

$$\gamma = \frac{2520}{246} = 10.2 \quad (DSD\ 150,\ z = 10\ mm)$$

$$\gamma = \frac{430}{150} = 2.9 \quad (DSD\ 150,\ z = 60\ mm)$$

E' possibile a questo punto procedere all'analisi flessionale dello Staifix^R per valutare il comportamento strutturale nelle tre fasi di carico fino ad ora individuate:

fase a) carico d'esercizio ammissibile
fase b) carico che induce la prima rottura localizzata nel calcestruzzo
fase c) carico che induce la deformazione plastica negli spinotti.

Si riportano nella tabella 3 i valori dei carichi calcolati in precedenza nelle tre distinte fasi.

Z (mm)		Carichi (kN)		
		fase a	fase b	fase c
DSD25	10	26	52	145
	40	15	39	39
DSD150	10	246	500	2520
	60	150	360	430

Tabella 3

Adottando questi valori si può calcolare l'azione flettente (nelle sezioni sia interna che esterna del giunto) e la pressione indotta nel calcestruzzo, nelle tre fasi di carico. In Tabella 4 sono riportati questi valori.

Tipologia	z (mm)	CONDIZIONE DI CARICO								
		fase a			fase b			fase c		
		Momento (kN mm)		Pressione cls (N/mm^2)	Momento (kN mm)		Pressione cls (N/mm^2)	Momento (kN mm)		Pressione cls (N/mm^2)
		interno	esterno		interno	esterno		interno	esterno	
DSD25	10	130	525	36.4	271	1094	80	728	-	80
	40	300	455	27.3	673	1324	80	728	-	67
DSD150	10	6290	10948	46.4	2121	16876	80	12595	-	80
	60	4500	9365	33.6	10714	29821	80	12595	-	80

Tabella 4

Dai risultati riportati in tabella si evidenzia un incremento del momento flettente ultimo sopportato dallo Staifix^R (fase c), nelle sezioni in corrispondenza della parte interna aperta del giunto, rispetto a quello della fase b. Questo è dovuto alla formazione delle cerniere plastiche nelle sezioni d'interfaccia.

I dati di Tab. 4 permettono di calcolare le tensioni esistenti in ogni sezione dello Staifix^R nelle tre condizioni di carico (fasi a) b) c)).

Noti i momenti d'inerzia e i moduli resistenti dello Staifix^R nelle due parti del collegamento, interno (costituito dai soli 2 spinotti) ed esterno (costituito dal sistema spinotti, piastra, rinforzi laterali) (riportati in Tabella 1) si sono calcolati e riportati in Tab. 5 i valori delle tensioni in ogni fase di carico.

Tipologia	z (mm)	Tensioni esistenti nello Staifix^R (N/mm^2)					
		fase a)		fase b)		fase c)	
		interno	esterno	interno	esterno	interno	esterno
DSD25	10	241	107	503	222	780	-
	40	557	93	780*	269	780*	-
DSD150	10	85	85	146	146	500*	
	60	309	74	500*	177	500*	

* Tensioni di snervamento dell'acciaio allo 0.2%

Tabella 5

E' interessante notare che lo Staifix^R all'interno del calcestruzzo (sezione esterna del giunto) non raggiunge mai la tensione di snervamento come invece accade nel caso del singolo spinotto, sebbene l'azione del momento flettente in queste sezioni raggiunga valori

elevati: questo è dovuto alla particolare geometria dello Staifix^R caratterizzato da momento d'inerzia elevato proprio in quelle sezioni dove è necessario.

Dal confronto dei risultati riportati nelle tab. 4 e 5 è interessante riscontrare che nelle sezioni interne per z = 10 mm si raggiunge la pressione massima nel calcestruzzo (fase b) prima del raggiungimento dello snervamento negli spinotti (fase c) per entrambe le tipologie DSD. Per z = 40 mm si riscontra invece lo snervamento degli spinotti prima del raggiungimento della pressione massima nel calcestruzzo.

4. CONFRONTO DEI VALORI TEORICI CON I DATI SPERIMENTALI

Nel presente paragrafo sono messi a confronto i valori ottenuti dal calcolo con i risultati sperimentali [8] al fine di confermare la bontà dell'analisi teorica impiegata per studiare il comportamento strutturale del giunto Rurmec Staifix^R DSD.

Nella Tab. 6 seguente sono riportati i valori sperimentali [8] e nella successiva fig. 2 è riportata la rappresentazione grafica.

Carichi applicati (kN) per DSD25 z = 10 mm	Carico sullo Staifix (kN)	Carico all'appoggio (kN)	Abbassamento medio del giunto (mm)	Ampiezza media della fessurazione nel cls (mm)
25	13.4	11.6	0.22	-
50	27.1	22.9	0.37	0.02
75	40.4	34.6	0.60	0.07
100	53.8	46.2	0.90	0.10
125	67.3	57.7	1.40	0.15
150	80.9	69.1	1.55	0.30
170	91.1	78.9	-	-
carichi applicati per DSD25 (kN) z = 40 mm				
25	12.7	12.3	0.97	-
50	25.4	24.6	1.50	0.02
75	38.5	36.5	2.12	0.10
100	51.9	48.1	3.05	0.15
125	64.8	60.2	4.47	0.20
138	71.5	66.5	-	-

Tabella 6

Dall'esame della fig. 2 risultano evidenti tre punti di discontinuità A, B, C.

Impiegando le espressioni teoriche precedenti, in corrispondenza dei carichi applicati nei punti A, B, C, per calcolare le tensioni esistenti sia nel calcestruzzo (f_c) che negli spinotti (f_s) è possibile verificare il comportamento teorico analizzato in precedenza.

La tabella 7 riporta i valori f_c, f_s, così calcolati:

z apertura giunto (mm)	Condizioni di carico								
	punto A			punto B			punto C		
	Carico (kN)	f_c (N/mm^2)	f_s (N/mm^2)	Carico (kN)	f_c (N/mm^2)	f_s (N/mm^2)	Carico (kN)	f_c (N/mm^2)	f_s (N/mm^2)
10	28	20.7	130	43	31.8	200	91.1	67.3	424
40	22	20.2	408	33	30.3	612	71.5	65.7	723

Tabella 7

In corrispondenza del punto A le prove hanno evidenziato l'inizio dell'abbassamento degli spinotti dovuto alla deformazione flessionale. Non si riscontrano fessure apprezzabili se non localizzate nella sezione d'interfaccia spinotto-calcestruzzo dovute soprattutto all'assestamento dello spinotto nel conglomerato in seguito all'azione flettente. Il calcolo teorico conferma l'assenza di fessurazione in questo punto per entrambi i valori di z; risulta infatti nel calcestruzzo una tensione di circa 20 N/mm^2, al di sotto di quella limite.

Nel punto B le prove evidenziano un ulteriore calo della pendenza del grafico dovuto all'incremento dell'azione flettente che determina maggiori abbassamenti del giunto rispetto alle fasi precedenti.

Non si evidenzia ancora un vero stato fessurativo. La teoria conferma quanto appena rilevato dato che si calcola una tensione, esistente in questo punto B, pari a circa 30 N/mm^2 (pari a circa il valore caratteristico cilindrico del calcestruzzo impiegato nelle prove).

Nel punto C le prove evidenziano la comparsa dello stato fessurativo nel calcestruzzo. Per carichi superiori si rilevano sensibili abbassamenti relativi del giunto, superiori a quelli rilevati nelle fasi precedenti (a pari incremento di carico). Questo è dovuto al cedimento del calcestruzzo.

Fino a questo punto non si evidenziano cerniere plastiche o punti di discontinuità negli spinotti. Anche in questo punto il calcolo conferma quanto si è evidenziato: risulta infatti che la tensione nel calcestruzzo vale, in entrambi i casi, circa 66 N/mm^2 pari a circa il doppio della resistenza cilindrica del calcestruzzo impiegato in accordo a quanto analizzato in precedenza (paragrafo 3.2).

Dal calcolo risulta inoltre che la tensione esistente negli spinotti, nel punto C, è ancora inferiore al valore di snervamento dell'acciaio.

E' interessante inoltre notare che dalle prove emerge una similitudine nel comportamento strutturale dello Staifix sia per z = 40 mm che per z = 10 mm (per carichi differenti) che viene confermato dalla analogia dei valori di f_c e f_s calcolati nei tre diversi punti.

5. ESEMPI DI APPLICAZIONE DEL GIUNTO RURMEC STAIFIX^R DSD

5.1 Bute Town Link - Cardiff - GB

Si tratta di un sottopasso, della lunghezza di circa un chilometro, realizzato per facilitare il transito veicolare nel centro di Cardiff. Una delle esigenze primarie di progetto è stata quella di adottare tutte le possibili soluzioni tecnologiche che potessero ridurre i tempi di realizzazione in cantiere per ripristinare il traffico nel centro città.

Questa esigenza insieme alle caratteristiche strutturali dell'opera ha orientato i progettisti verso la soluzione Staifix^R per collegare il diaframma verticale in calcestruzzo con la soletta orizzontale situata a 9 metri di profondità (Fig. 3).

I dati principali del collegamento sono: z = 0, T = 197 kN/m (azione di taglio che deve essere trasferita a metro lineare per mezzo dello Staifix^R), s = 800 mm (spessore soletta), calcestruzzo classe C40/50. Sono stati impiegati circa 5000 pezzi della tipologia DSD150 posizionati ad un interasse costante p = 450 mm.

Le principali fasi di costruzione, con l'adozione del sistema Staifix^R, sono state le seguenti:

1 - scavo diaframma, inserimento gabbia d'armatura con predisposte le guaine Staifix^R;

2 - realizzazione soletta superiore per permettere un veloce ripristino del traffico in superficie;

3 - scavo del sottopasso;

4 - posizionamento dei doppi spinotti Staifix^R nelle rispettive guaine predisposte nel diaframma;

5 - getto calcestruzzo diaframma e soletta inferiore.

Lo studio d'ingegneria che ha realizzato il progetto è: Council Engineering Consultancy South Glamorgan County. Il contrattore che ha realizzato l'opera è stata la Joint Venture DMD - Cogefar Impresit.

Le prescrizioni di progetto relativamente al problema della corrosione (e quindi la garanzia della durabilità dei materiali impiegati) sono state superate con successo dall'acciaio inossidabile con il quale è realizzato lo Staifix^R.

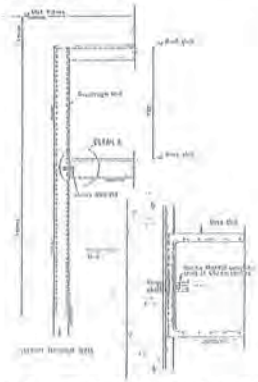


Fig. 3 - Bute Town Link - Cardiff - GB

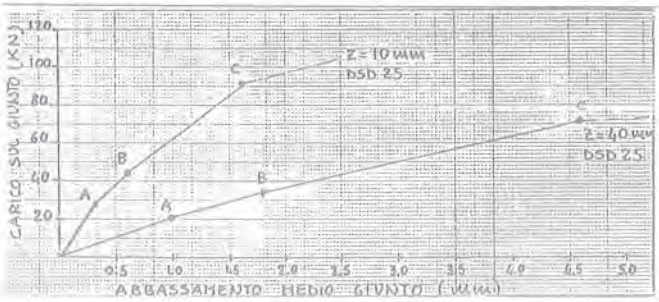


Figura 2

5.2 Tunnel del Canale della Manica

Il sistema Staifix^R è stato impiegato per collegare gli impalcati delle 44 rampe di accesso al Tunnel con la muratura di supporto.

Il vincolo si è reso necessario per impedire movimenti relativi orizzontali tra impalcato e supporto, dovuti al transito veicolare e per permettere spostamenti relativi verticali (z = 30 mm) (Fig. 4).

La muratura, in calcestruzzo, è stata realizzata in opera mentre gli impalcati sono stati prefabbricati. L'azione di taglio prevista per essere trasferita da ogni Staifix^R è F = 50 kN. Sono stati impiegati N° 2500 DSD75.

Le severe condizioni, di resistenza contro gli agenti corrosivi ambientali, imposte dal progetto ai materiali adottati, sono state superate positivamente dall'acciaio inossidabile ad alta resistenza del sistema Staifix^R.

Le fasi di costruzione sono state le seguenti:

- realizzazione delle murature con la predispozione in sommità delle guaine DSD75;
- montaggio degli impalcati prefabbricati ed inserimento, attraverso opportune "tasche", dei doppi spinotti DSD75 nelle rispettive guaine predisposte nella muratura;
-riempimento e sigillatura delle "tasche" con malte apposite.

Lo studio d'ingegneria che ha realizzato il progetto è stato Mott McDonald mentre il contrattore è stato Norwest Holst.

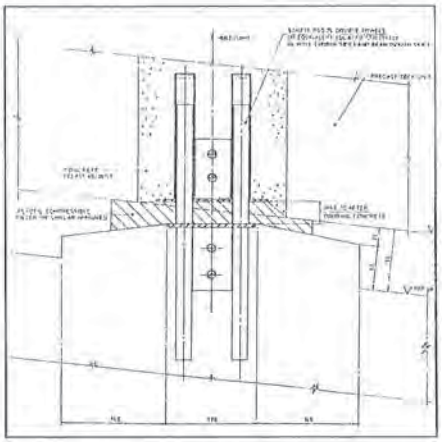


Fig. 4 Tunnel del Canale della Manica

5.3 Autostrada N5 - CH

L'autostrada N5 è situata lungo le pendici del Cantone Jura in Svizzera e costituisce il collegamento tra la N1 e il raccordo autostradale Yverdon.

Il sistema Staifix^R è stato impiegato per collegare, in corrispondenza dei giunti di dilazione, tra loro i vari tratti della soletta (Fig. 5).

I principali dati di progetto sono: spessore soletta s = 1 metro in calcestruzzo gettato in opera di classe C25/30, z = 30 mm, azione di taglio che deve trasferire ogni Staifix^R F = 234 kN (per il DSD150) e F = 300 kN (per il DSD400).

Sono stati impiegati N° 6000 Staifix^R ad un passo medio di circa 900 mm.

Il particolare acciaio inossidabile del sistema Staifix^R garantisce la durabilità dei collegamenti anche in quei tratti posti al di sotto del livello del lago di Neueuburg.

La progettazione è stata eseguita dagli studi d'ingegneria: G.I.A. Groupe d'Ingénieurs Associes Schiudelholz + Deneriaz SA, Vincent Becker (Neuchâtel), Pierre Manler (Neuchâtel).

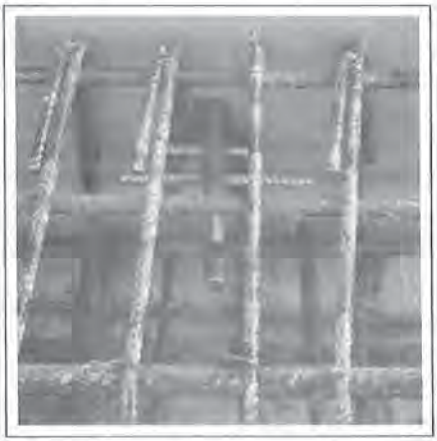


Fig. 5 Autostrada N5 - CH

Tipologia	diametro (mm)	I momento d'inerzia (mm^4)	W modulo resistente (mm^3)	E modulo di Young (N/mm^2)	G modulo di rigidezza (N/mm) per C40/50	Z ampiezza giunto (mm)	F carico d'esercizio (kN)	(mm^{-1})	C pressione massima nel calcestruzzo C40/50 (N/mm^2)
DSD25	14	1327281	4917	200000	491	10 40	26 15	0.019	40 x 3 = 120
DSD75	22	1.148×10^6	23541	200000	453	30	61	0.0122	40 x 2.5 = 100
DSD150	42	10.66×10^6	130827	200000	360	10 60	246 150	0.0078	40 x 1.8 = 72
ϕ 14 mm singolo spinotto	14	1886	269	200000	491	10 40	3.7 1.8	0.0482	40 x 3 = 120
ϕ 30 mm singolo spinotto	30	39760	2650	200000	415	30	13.8	0.0250	40 x 2.5 = 100
ϕ 42 mm singolo spinotto	42	152745	7273	200000	360	10 60	38.7 19.1	0.0183	40 x 1.8 = 72

Tabella 8 Dati di progetto del singolo e del doppio (Staifix^R) spinotto

6. BIBLIOGRAFIA

[1] WARREN C. YOUNG: Roark's Formulas for Stress and Strain, McGraw Hill Book Co, 6ª Edizione, Table 8 cases 8,9 pag. 150.

[2] E.A. FINNEY: Structural Design Considerations for Pavements, A.C.I., Giugno 1956, V. 28, N. 1.

[3] P. SOROUSHIAN, K. OBASEKI, M. ROJAS: Bearings Strenght and Stiffness of Concrete under Reinforcing Bars, A.C.I., Maggio 1987, PL. 79-84.

[4] H. MARCUS: Load Carrying Capacity of Dowels at Transverse Pavement Joints, A.C.I., Ottobre 1951, V. 23, N. 2.

[5] E.N. VINTZELEOU, T.P.TASSIOS: Mathematical Models for Dowel Action under Monotonic and Cyclic Conditions, Magazine of Concrete Research, Marzo 1986, Vol. 38 Nº 134.

[6] PFLUGER + PARTNER AG: STAIFIX DSD, Catalogo Tecnico, Settembre 1988.

[7] B.H. RASMUSSEN: The Carrying Capacity of Transverely Loaded Bolts and Dowels Embedded in Concrete, traduzione da Byningsstatiske Meddelelser - Copenhagen 1963, V. 34, N. 2.

[8] EMPA, Laboratorio Federale Svizzero di Prova dei Materiali ed Istituto Sperimentale: Test Report, Giugno 1985, Verbale N° 51'511

[9] COX, BROWN: The Durability of Corrosion Resisting Steels in Concrete, Building Research Establishment, Treadway 1989.

[10] FLINT, COX: Resistance of Stainless Steel, Partly Embedded in Concrete, to Corrosion by Seawater, Building Research Establishment, March 1988.

[11] PROF. M. SPEIDEL: Widerstand Eines Hochfesten Molyban - und Stickstofflegierten Austenitischen Rostfreien Stahles Gegen Lochfrass - und Spannungsrisskorrosion, eth Zürich, Institut fur Metallurgie.

IL NUOVO PONTE QUARTIERI SUL FIUME MAGRA PRESSO AULLA

Raffaello BARTELLETTI
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Pisa

Marco PASCUCCI - Benedetto MAGGIO
Studio Bartelletti - Pisa

IL NUOVO PONTE QUARTIERI SUL FIUME MAGRA PRESSO AULLA

Raffaello BARTELLETTI
Ordinario di Costruzione di Ponti
Istituto di Scienza delle Costruzioni
PISA

Marco PASCUCCI
Ingegnere Civile
Studio Bartelletti
PISA

Benedetto MAGGIO
Ingegnere Civile
Studio Bartelletti
PISA

SOMMARIO

Si riferisce sul progetto e la realizzazione di un ponte in zona sismica della lunghezza di circa 300 m, realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. solidarizzate in opera.

SUMMARY

This paper relates on the design and execution of a bridge in a seismic area, about 300 m in lenght, built using prefabricated prestressed girders made continuous in place.

1. PREMESSA

Per collegare la frazione di Barbarasco, in comune di Tresana presso Aulla, nei primi anni di questo secolo venne costruito sul fiume Magra un ponte "carrettiero", come allora si diceva, della larghezza utile di 5 m, a via inferiore, la cui struttura portante principale era costituita da due travate continue metalliche in carpenteria reticolare chiodata. Qualcuno credette trattarsi di un ponte ferroviario, riciclato per risolvere il problema del paese.

L'esilità delle strutture delle travate, con correnti a parete semplice e di tipo "aperto", non lasciano invece dubbi che la progettazione della struttura fosse stata fatta proprio per i modesti carichi stradali previsti, peraltro con una concezione più moderna di tante opere successive.

Il ponte "Quartieri" - dal nome dell'ingegnere che ne aveva propugnato la costruzione - era infatti continuo su 9 campate, di cui quelle di riva di luce 29,10 m e quelle intermedie di luce 34,92 m, con vincoli fissi su una delle pile centrali e

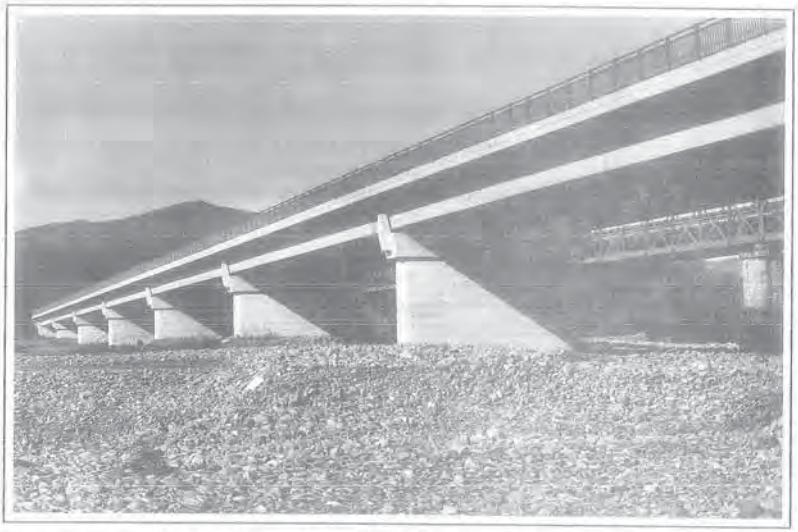


Foto 1 - Veduta del vecchio e del nuovo Ponte Quartieri

carrelli con bilancere sulle altre pile e sulle spalle.

La disposizione a via inferiore consentiva un'altezza libera sottostante adeguata ai livelli di massima piena del fiume Magra, non apprezzabilmente influenzati dalla presenza delle pile, di dimensioni assai contenute, con rostri semicircolari a monte ed a valle, realizzate in muratura ordinaria con rivestimento in pietra da taglio.

L'opera, nonostante la sua indubbia validità in relazione all'epoca di costruzione, accusava ormai l'età, specialmente con riferimento allo scalzamento delle pile, all'aumento dei carichi stradali ed all'inadeguatezza assoluta della sua sezione trasversale, cosicché l'Amministrazione decideva la costruzione di un nuovo ponte, eventualmente utilizzando le stesse sottostrutture, opportunamente rinforzate (Foto 1).

2. I CRITERI DI PROGETTO

Le proposte progettuali, in accordo con il Bando di Appalto Concorso, furono due.

Una prevedeva la ricostruzione dell'impalcato e delle spalle ed il recupero delle pile esistenti opportunamente rinforzate con micropali e protette dallo scalzamento. Questa soluzione non venne prescelta dall'Amministrazione per l'eccessivo onere economico connesso al consolidamento delle pile.

L'altra soluzione, quella in effetti realizzata, prevedeva la costruzione di un nuovo ponte che avrebbe attraversato il Magra parallelamente al primo, spostato verso valle ad una distanza, misurata tra gli assi, di 15 m, sufficiente a consentire l'esecuzione della nuova opera e la successiva demolizione della vecchia senza dannose interferenze (Foto 1).

Le luci ed il numero delle nuove campate, condizionate dal sottostante alveo e dal profilo dei raccordi stradali vincolati alla viabilità esistente, ripetevano quelle del vecchio ponte.

Ciò avrebbe consentito alle strutture di coesistere per il tempo necessario nel letto del fiume a breve distanza tra loro senza sensibili aggravi per il deflusso delle acque ed evitando gravi rischi, in caso di piena, sia per l'esecuzione delle nuove pile, sia per l'agibilità del ponte esistente, da mantenere ovviamente fino all'apertura del nuovo.

D'altra parte la ripetizione delle luci del vecchio impalcato, con differenziazione tra le campate di riva e quelle intermedie, si prestava bene anche alla tipologia del nuovo, previsto con

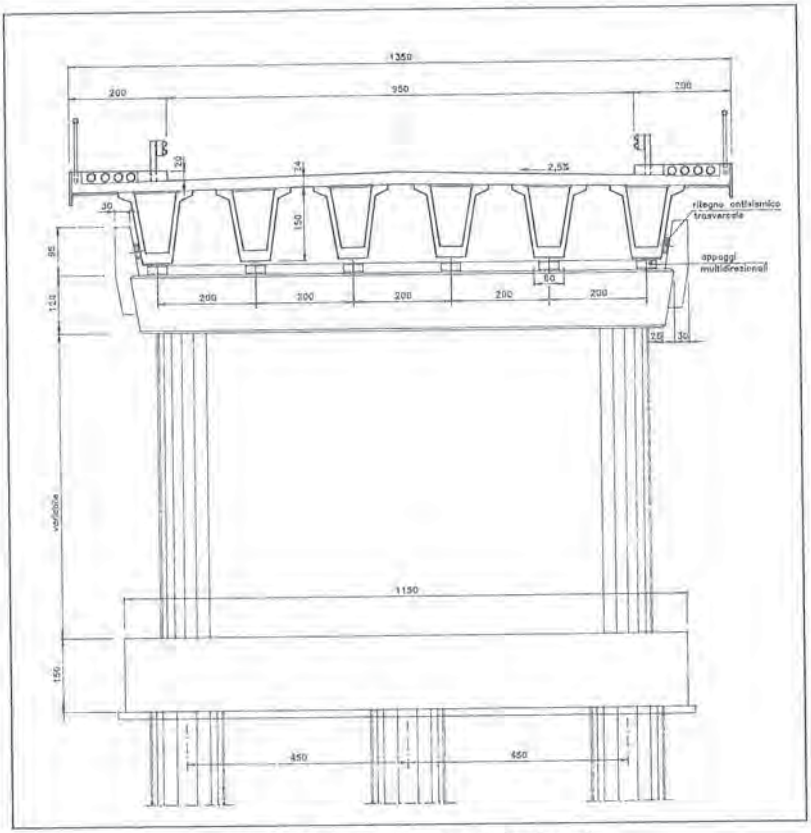


Fig. 1 - Sezione trasversale con fondazioni

schema di trave continua.

Tale soluzione strutturale è stata adottata in considerazione dei seguenti motivi:

- economia di costruzione conseguente alla riduzione globale delle sollecitazioni flettenti, alla abolizione dei giunti intermedi, alla riduzione del numero degli appoggi, alla concentrazione degli appoggi fissi su un unico elemento di sottostruttura;
- economia di manutenzione, con particolare riferimento all'assenza dei giunti intermedi, alla protezione degli apparecchi d'appoggio, all'assenza di testate intermedie, richiedenti la protezione degli ancoraggi degli elementi di precompressione;
- maggiore sicurezza statica conseguente alla iperstaticità dell'opera;
- maggiore comfort dovuto all'eliminazione di giunti intermedi ed al più contenuto quadro deformativo, elastico e differito, privo delle cuspidi che si formano per le strutture isostatiche in corrispondenza delle sconnessioni.

Inoltre, nel caso in esame, ricadendo l'opera in zona sismica di 2ª categoria, la validità della scelta era confermata da considerazioni sulla progettazione dei vincoli.

Infatti l'esperienza fatta a seguito degli eventi più recenti sulle strutture da ponte, ha messo chiaramente in evidenza come uno degli effetti più dannosi del sisma sia quello che riguarda l'integrità dei vincoli, mentre è assai raro che l'azione sismica provochi sollecitazioni

sull'impalcato superiori a quelle dovute ai massimi carichi di servizio. Anche per questo progetto, l'accurata analisi dinamica condotta sull'impalcato prendendo in esame i primi 10 modi di vibrare, ha confermato quanto detto.

La continuità strutturale della travata consente di disporre i dispositivi di ritegno longitudinale elastico su una sola spalla, in grado di far fronte alle azioni sismiche longitudinali, affrancando le pile e l'altra spalla da sollecitazioni superiori alla soglia di scorrimento degli appoggi mobili.

3. LA SOVRASTUTTURA

In definitiva lo schema statico adottato fu dunque quello a trave continua di luci 29,10 + 7 x 34,92 + 29,10, con vincoli così disposti: n° 6 appoggi multidirezionali e n° 2 ritegni sismici trasversali su ciascuna pila e ciascuna spalla; n° 3 ritegni sismici longitudinali sulla spalla destra. Questi ultimi sono del tipo elastico, realizzati in neoprene, a doppio effetto, in grado di attenuare la risposta sismica sull'impalcato, aumentando considerevolmente il periodo proprio ongitudinale (Fig. 2).

La larghezza totale dell'impalcato è di 13,50 m, di cui 9,50 m spettanti alla carreggiata, risultante dalla somma delle larghezze utili prescritte dal Bando e degli ingombri necessari per la corretta realizzazione dei parapetti e delle barriere di protezione del traffico (Fig. 1).

Tenuto conto da un lato della luce massima delle campate e dell'accessibilità del cantiere e dall'altro delle difficoltà e dei rischi di impiantare un'opera provvisoria in alveo, nonchè del tempo necessario per la esecuzione di tutto l'impalcato in opera, si è scelta la soluzione di utilizzare travi prefabbricate precompresse, semplicemente appoggiate in via provvisoria, rese poi solidali con armature e getti integrativi in opera, realizzando così, per gli ulteriori carichi, lo schema di trave continua (fig.3).

Questa tecnica accoppia ai vantaggi della continuità, la economia, sicurezza, affidabilità e rapidità di esecuzione connessa alla prefabbricazione industriale delle travi.

Nel caso specifico, per ogni campata sono state disposte n° 6 travi a sezione trapezia cava, fornite dalla Ditta CO.MA.PRE., dell'altezza di 1,50 m, completate da una soletta superiore gettata in opera su coppelle (Fig. 1). Gli impalcati sono stati resi continui sulle pile tramite i traversi

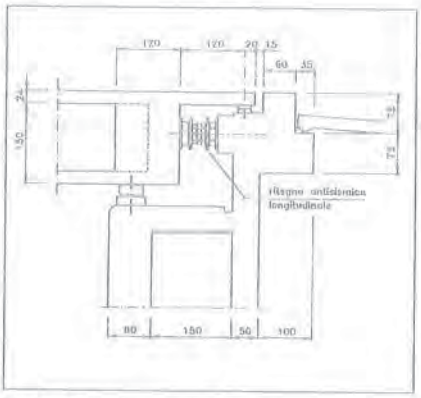


Fig.2 - Particolare spalla destra

d'appoggio, gettati in opera, ed armature aggiuntive atte a trasmettere i momenti negativi. Per migliorare la trasmissione delle sollecitazioni, i tratti terminali delle travi prefabbricate sono a sezione piena, ottenuta mediante getto in opera (Fig.3).

A proposito della solidarizzazione va sottolineata la singolarità, rispetto alla pratica esecutiva più corrente, di aver ottenuto la continuità con la sola armatura ordinaria, senza ricorrere a cavi di precompressione, con evidente semplificazione delle modalità esecutive. Ciò ha richiesto un'accurato studio della precompressione nelle travi prefabbricate, inteso ad evitare eccessive compressioni al lembo inferiore nelle zone vicine agli appoggi. L'armatura aderente, costituita da trefoli di acciaio armonico da 0,6", avvicinandosi all'appoggio, è in parte inguainata ed in parte rialzata verso l'estradosso, con vantaggio anche nei confronti delle azioni taglianti. Per l'assenza di cavi di continuità in estradosso le sezioni risultano soggette a precompressione parziale.

Particolare attenzione ha richiesto poi la disposizione dell'armatura di sospensione delle travi di bordo, che non hanno appoggio diretto sul traverso.

La notevole rigidezza torsionale delle travi a cassone ha consentito agevolmente di fare a meno dei traversi intermedi di collegamento a prezzo di un modesto aggravio flessionale della soletta, dello spessore di 24 cm; la ripartizione trasversale dei carichi e le sollecitazioni nei singoli elementi sono state valutate analiticamente, schematizzando l'impalcato come graticcio di travi.

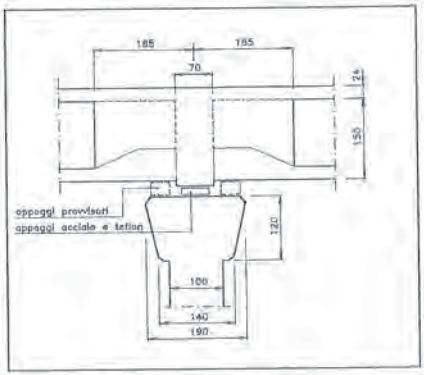


Fig.3 - Particolare appoggi sulle pile

4. LA SOTTOSTRUTTURA

L'adozione di uno schema definitivo a trave continua aveva consentito la riduzione del numero delle travi necessarie rispetto alla soluzione con semplice appoggio, e conseguentemente delle dimensioni delle pile, con evidente miglioramento dell'aspetto estetico dell'impalcato.

Il pulvino d'appoggio dell'impalcato ha la lunghezza strettamente necessaria per accogliere i 6 apparecchi di vincolo ed una larghezza sufficiente per accogliere anche gli appoggi provvisori necessari per la posa in opera delle singole travi prefabbricate.

I vincoli sismici trasversali sono stati realizzati mediante appoggi scorrevoli in neoprene e teflon inseriti tra le fiancate delle travi di bordo e due ritegni verticali di cemento armato solidali con le estremità del pulvino per le pile, e con i muri andatori per le spalle (Fig.1).

Il corpo delle pile, pur nella sua semplicità, ispirata sia all'economia ed alla rapidità di costruzione, sia alla moderna linearità dell'opera, è stato conformato in vista del migliore comportamento idraulico e di un inserimento non brutale nell'ambiente, richiamandosi anche alla forma delle pile preesistenti: la pianta rettangolare allungata con due rostri semicircolari è notoriamente una delle più favorevoli nei riguardi della resistenza idrodinamica e dell'erosione dell'alveo; la forma priva di spigoli vivi, oltre a presentarsi di regola più gradevole, dà garanzia di elevata durabilità nei confronti delle azioni d'urto ed abrasive del materiale flottante o in sospensione durante le piene. La notevole variabilità dell'altezza fuori terra delle pile ha suggerito di dare al corpo delle pile una forma prismatica.

Le fondazioni sono costituite, per ciascuna pila, da 3 pali del diametro di 1500 mm, disposti in linea e collegati in testa da una robusta traversa rettangolare da cui spicca il corpo della pila. La loro profondità varia con quella del substrato roccioso sul quale si intestano (Fig.1).

La disposizione in linea dei pali, attuabile per la sicura assenza di eccentricità dei carichi permanenti, ha evitato impegnative strutture di trasferimento, il cui ingombro avrebbe potuto rivelarsi estremamente dannoso in caso di abbassamento dell'alveo. Considerazioni analoghe hanno sconsigliato l'adozione di fondazioni dirette, troppo facilmente scalzabili, od a pozzo, economicamente assai più onerose.

Le spalle, di tipo chiuso con speroni, sono fondate ciascuna su 6 pali di grande diametro posti su doppia fila; per la spalla destra, sede del ritegno sismico, i pali sono del ϕ 1500, mentre per la spalla sinistra del ϕ 1200.

5. ESECUZIONE DELL'OPERA

L'opera è stata realizzata dall'Associazione di Imprese DAL PINO e PAVESI.

I pali di fondazione sono stati realizzati mediante escavatore con benna mordente e con l'ausilio di tuboforma, arrestando la perforazione una volta interessato il substrato roccioso, rivelatosi, per le pile prossime alla spalla destra, a profondità minore di quella prevista.

Gli elementi strutturali necessari per il ritegno sismico trasversale, sono stati parzialmente prefabbricati in cantiere, con idonea armatura di ancoraggio sporgente, ed inseriti nel pulvino prima del getto di questo.

La continuità strutturale dell'impalcato è stata realizzata subito dopo il varo delle travi di almeno tre campate a partire dalla spalla destra, alla quale l'impalcato poteva essere già stabilmente vincolato con la posa in opera dei ritegni sismici longitudinali. Venivano poi eseguiti i getti dei traversi e dei tratti di soletta sugli appoggi e soltanto successivamente, dopo la maturazione di questi, si ultimavano i getti in campata. La sequenza continua dei vari e dei getti è stata oggetto di studio per le verifiche di resistenza durante le fasi costruttive ed in servizio, in considerazione della

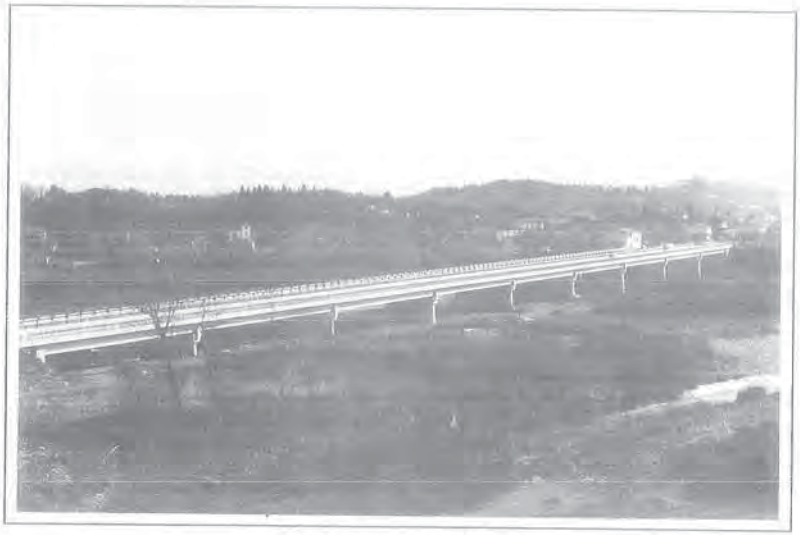


Foto 2 - Panoramica del ponte

variazione dello schema statico e dei fenomeni di parziale ridistribuzione delle sollecitazioni dovuta alla viscosità.

I giunti in corrispondenza delle due estremità dell'impalcato sono stati protetti con coprigiunti TRANSFLEX, in neoprene armato, forniti dalla Ditta ALGA, cha ha anche fornito tutti i dispositivi di vincolo, e sono stati prescelti per le loro caratteristiche di impermeabilità e durabilità; essi sono in grado di consentire gli spostamenti dovuti al sisma, alle variazioni termiche, al ritiro ed alla viscosità.

Particolarmente importante risulta l'escursione massima del giunto in riva sinistra, dove l'impalcato è vincolato con appoggio semplice.

Per evitare discontinuità nel profilo stradale conseguenti all'assestamento dei riporti dietro le spalle, queste sono state munite di solette oscillanti di adeguata lunghezza. .

In data 14 Febbraio 1992 l'opera, completamente ultimata, è stata sottoposta a prove di carico statiche riproducenti le condizioni più gravose di progetto per le sezioni di mezzeria delle campate e in corrispondenza delle pile.

Le frecce elastiche misurate sono risultate in perfetto accordo con quelle teoriche, determinate assumendo un modulo elastico di 420.000 daN/cm² per le travi precompresse e di 300.000 daN/cm² per la soletta gettata in opera.

La inflessione massima assoluta misurata è stata di 12,10 mm.

6. CONCLUSIONI

Ad opera ultimata, si ritiene che la tipologia progettuale adottata abbia risposto soddisfacentemente sia alle esigenze statiche e funzionali di realizzare una travata continua di 300 m, sia alle esigenze costruttivo-imprenditoriali di utilizzare travi prefabbricate, senza l'impiego di precompressione in opera.

La continuizzazione della struttura ottenuta con sola armatura ordinaria, ancorché non possa affermarsi in linea generale preferibile a quella ottenuta mediante precompressione, ha purtuttavia il pregio di una maggiore controllabilità delle sollecitazioni, così in sede di analisi come di esecuzione, e d'altra parte la sperimentazione ne ha dimostrato la piena validità.

Dal punto di vista estetico, gli Autori si augurano che l'opera possa risultare, come era loro intento, di aspetto gradevole, caratterizzando positivamente il sito con un manufatto appropriato alla sua funzione ed all'ambiente naturale in cui si inserisce (Foto 2).

TRE CAVALCAFERROVIA SULLA LINEA PISA - GENOVA TRA LE STAZIONI DI VIAREGGIO E PIETRASANTA

Raffaello BARTELLETTI
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Pisa

Marco PASCUCCI - Benedetto MAGGIO
Studio Bartelletti - Pisa

TRE CAVALCAFERROVIA SULLA LINEA PISA-GENOVA TRA LE STAZIONI DI VIAREGGIO E PIETRASANTA

Raffaello BARTELLETTI
Ordinario di Costruzione di Ponti
Istituto di Scienza delle Costruzioni
PISA

Marco PASCUCCI
Ingegnere Civile
Studio Bartelletti
PISA

Benedetto MAGGIO
Ingegnere Civile
Studio Bartelletti
PISA

SOMMARIO

Gli autori riferiscono su tre cavalcaferrovia recentemente costruiti sulla linea Pisa-Genova, di caratteristiche molto diverse, in conseguenza delle situazioni ambientali; nell'articolo si illustrano alcuni concetti informatori che sono stati assunti come obiettivi della progettazione; per ciascuna delle tre opere tali concetti sono stati adattati alle particolari circostanze.

SUMMARY

The authors relate about three recent bridges over the Pisa-Genova railway, having very different features, following local situations; some basical concepts, which are illustrated in the paper, have been assumed as goal design; for each one of the three bridges such features and concepts have been considered in relation with the particular conditions of the structure to be designed.

1. INTRODUZIONE

In questo articolo si presentano le tre diverse soluzioni date allo stesso problema di realizzare lo scavalcamento della linea ferroviaria Pisa-Genova per la eliminazione dei passaggi a livello della via Italica e della via Arginvecchio nel Comune di Camaiore e della statale Aurelia nel Comune di Viareggio in località "Rondinella".

La diversità dei manufatti, che si pone in evidente antitesi con la uniformità e la standardizzazione cui forse in questi tempi si è fatto eccessivo ricorso, consegue alla variabilità dei fattori am-

Foto 1 - Cavalcaferrovia Via Italica

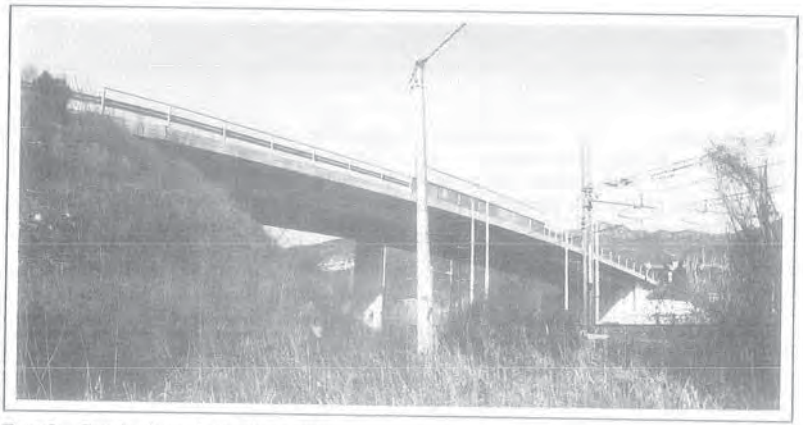


Foto 2 - Cavalcaferrovia Arginvecchio

bientali e dei vincoli esterni, presenti pur nella breve tratta interessata dagli attraversamenti e pur essendo avvenuta la costruzione in tempi molto vicini tra loro.

Gli Autori, che hanno progettato e diretto i lavori delle tre opere (per conto dell'Amministrazione Appaltante per le prime due, per conto dell'Appaltatore per la terza), ritengono peraltro di qualche interesse mettere in evidenza come essi abbiano cercato da un lato di adeguare al meglio le opere alle condizioni locali, dall'altro di mantenere fermi, pur nella diversità strutturale dei tre

Foto 3 - Cavalcaferrovia Rondinella

manufatti, alcuni criteri progettuali di base ritenuti, a seguito delle esperienze costruttive maturate, non rinunciabili.

Dato per scontato, ovviamente, l'assolvimento delle esigenze della sicurezza statica e di una ragionevole economia, si intende fare riferimento all'attenzione posta sugli aspetti di funzionalità e di durabilità nonché di inserimento formale nell'ambiente.

2. CRITERI INFORMATORI DEI PROGETTI

2.1. Eliminazione dei giunti stradali

Nei tre manufatti sono stati esclusi giunti di carreggiata, tranne quelli, considerati ineliminabili, in corrispondenza delle spalle.

I motivi che portano alla esclusione dei giunti, o quanto meno alla loro drastica riduzione di numero, sono ben noti e riguardano strettamente la funzionalità e la durabilità dell'opera.

Nel "Via Italica", l'assenza di giunti intermedi è stata ottenuta nel modo più naturale, con l'adozione dello schema a trave continua; nell'"Arginvecchio", la difficoltà di rendere solidali a flessione le travi prefabbricate con le parti gettate in opera, ha suggerito di limitare la continuità alla soletta superiore, senza alterare di fatto lo schema statico strutturale a trave Gerber, favoriti in ciò dalla prossimità delle "selle" ai punti di flesso nello schema di trave continua, ciò che assicura la modestia delle rotazioni relative tra le due sezioni a sinistra e a destra della sella.

A ciò si aggiunga che le deformazioni viscose dell'impalcato porteranno certamente ad una rotazione relativa positiva tra le due sezioni e pertanto è escluso il rischio che l'articolazione si blocchi facendo sorgere forti momenti negativi.

Nel "Rondinella", dato lo schema statico di progetto di campate semplicemente appoggiate, si è prevista la continuizzazione della soletta di impalcato; poiché peraltro qui si tratta di far fronte alle più ampie rotazioni relative tra le testate delle travi, si sono adottati gli accorgimenti consueti di assottigliare la soletta e sconnetterla per un certo tratto dell'estradosso delle travi, così da aumentarne la deformabilità flessionale.

2.2. Conformazione delle sezioni

Allo scopo di ottenere migliori condizioni di durabilità si sono adottate, nei tre manufatti, sezioni prive di spigoli vivi e, dove possibile, con forme arrotondate; si sono inoltre privilegiate, sia per le parti gettate in opera, sia per quelle prefabbricate, sezioni "chiuse", comportanti minore sviluppo di superfici esposte esterne a parità di volume di calcestruzzo.

In ogni caso sono stati previsti in progetto, e fatti attuare nella esecuzione, appropriati spessori dei copriferri.

2.3. Protezione e smaltimento delle acque

La pendenza trasversale della pavimentazione è stata sempre ottenuta dando la necessaria inclinazione all'estradosso della struttura dell'impalcato, il quale è stato protetto da un'adeguata impermeabilizzazione, che si ritiene indispensabile anche in zone climatiche favorevoli.

In corrispondenza delle spalle sono stati applicati coprigiunti di carreggiata per i quali è stata principalmente curata l'impermeabilità.

In tutti i casi le acque meteoriche della carreggiata e dei marciapiedi sono accuratamente convogliate e scaricate, pur con modalità diverse, in punti precisamente predisposti ed idonei ad evitare il bagnamento delle superfici del manufatto al di sotto del piano stradale.

2.4. Estetica

Nella progettazione, oltre alla cura dei particolari, si sono tenuti presenti i criteri fondamentali dell'estetica dei ponti: l'armonia dei rapporti luci-altezze, la snellezza, la trasparenza.

Naturalmente i rapporti luci-altezze sono fortemente condizionati dagli ingombri delle sagome ferroviarie; si è tuttavia cercato di agire sui parametri geometrici liberi per ottenere un risultato che è parso soddisfacente ai progettisti.

Per quanto riguarda la snellezza delle strut-

Foto 4 - Cavalcaferrovia Via Italica - Vista dal basso

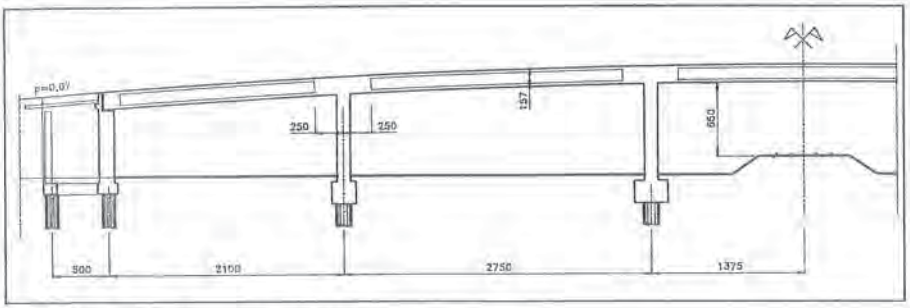


Fig. 1 - Via Italica - Sezione longitudinale

ture, l'esilità delle pile e lo slancio degli impalcati, pur nella diversità delle soluzioni adottate, appare evidente; la sottigliezza degli impalcati è stata resa possibile, per quelli gettati in opera, dalla continuità strutturale, e per quello interamente prefabbricato dall'impiego di travi accostate.

Anche la "trasparenza", che dipende essenzialmente dalla tipologia dei sostegni, risulta notevole, proprio per la conformazione delle pile, particolarmente studiate anche in relazione alla tipologia degli impalcati.

3. LE OPERE

3.1. Via Italica

E' il primo dei manufatti eseguiti (Foto 1).

Dopo aver scartata la soluzione del sottopassaggio, che sarebbe risultata più onerosa ed insicura a causa della falda superficiale e della bassa quota del piano di campagna sul livello del mare, si è progettato un manufatto di cemento armato ordinario con schema di trave continua solidale con i piedritti, su 5 campate aventi luci: 21,00 + 3 x 27,50 + 21,00 m (Fig. 1).

Sulle spalle l'impalcato è vincolato in semplice appoggio, mediante cuscinetti in neoprene armato.

La larghezza della carreggiata stradale è di 8,50 m oltre i due marciapiedi di 1,25 m.

La sezione dell'impalcato, integralmente gettato in opera, è del tipo alleggerito con fori circolari (Fig. 2).

I piedritti sono a sezione ellittica e le spalle del tipo chiuso (Fig. 3).

L'attraversamento della linea ferroviaria avviene in obliquo, lasciando la luce libera necessaria per la prevista quadruplicazione della linea, grazie alla favorevole conformazione planimetrica delle pile.

Le fondazioni sono costituite da pali di grande diametro che si intestano in un potente banco di sabbia.

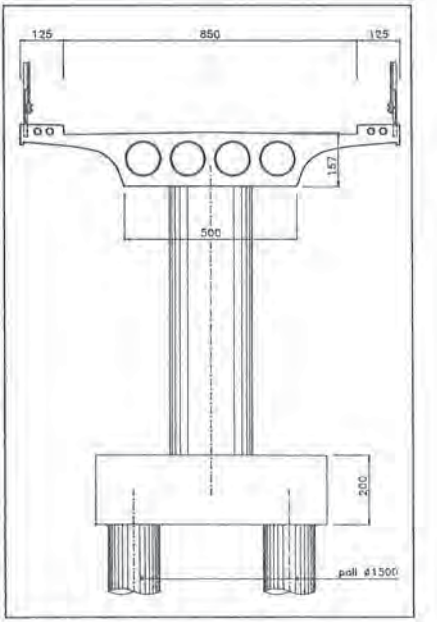


Fig. 2 - Via Italica - Sezione trasversale

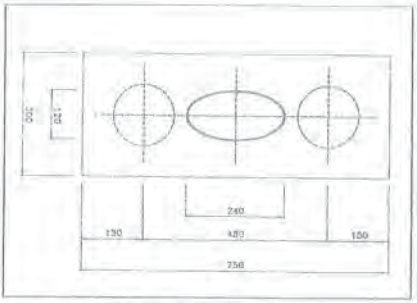


Fig. 3 - Via Italica - Spiccato pile

Caratteristica saliente dell'opera sono le pile con sezione ellittica, studiate in modo da contenere al massimo l'ingombro e poterne disporre l'asse maggiore ortogonale all'asse stradale, così da realizzare una struttura retta pur essendo l'attraversamento decisamente obliquo.

L'impalcato ha ampi aggetti laterali, ben raccordati con il corpo della sezione, che risulta così di larghezza proporzionata alle pile monofusto.

Il motivo ellittico viene ripreso sulla spalla vera e propria nel raccordo con i muri andatori.

3.2. Arginvecchio

Il progetto prevede un manufatto analogo al precedente, salvo la riduzione del numero delle campate a tre soltanto, data l'ubicazione in aperta campagna (Foto 2).

Tuttavia la diversa natura del terreno ed altre esigenze sopravvenute all'inizio dei lavori, quali, ad esempio, la direttiva dell'Ente FS che riduceva drasticamente le possibilità di rallentamento dei treni per lavori in corso, suggerivano di variare le modalità esecutive dell'opera e, conseguentemente, lo schema statico, ferme rimanendo la posizione e la conformazione dei sostegni.

L'impalcato è stato quindi realizzato con uno schema a trave Gerber, con due cerniere nella campata centrale e con campate laterali solidali ai piedritti (Fig. 4).

Le campate laterali e gli sbalzi sono gettati in opera, con sezione alleggerita (Fig. 5), pressoché rettangolare per riprendere la sezione del tratto di impalcato "sospeso", realizzato invece con travi prefabbricate in c.a.p. a cassone trapezio, fornite dalla Ditta CO.MA.PRE..

L'adozione delle travi prefabbricate, di lunghezza di soli 22,00 m, ne ha consentito la posa in opera mediante autogru, senza dover ricorrere ad alcuna incastellatura provvisoria a cavallo della linea FS, e quindi con minima soggezione per l'esercizio ferroviario.

L'opera provvisoria, stante la pessima natura del terreno superficiale, avrebbe inoltre richiesto una onerosa propria fondazione a perdere.

La spalla lato monte è stata realizzata di tipo chiuso per la necessità di non ingombrare la campata attigua con la scarpata del rilevato stradale, mentre la spalla lato mare è del tipo "passante".

Le fondazioni sono state realizzate con pali trivellati ϕ 600, con impiego di tubo forma, più facilmente eseguibili dei pali di grande diametro nel tipo di terreno presente, caratterizzato da un notevole banco di torba sovrastante le sabbie.

La soletta superiore dell'impalcato prefabbricato, gettata in opera, è stata solidarizzata, con armatura passante, con la porzione superiore dei solettoni alleggeriti costituenti le campate laterali e gli sbalzi (Fig. 6).

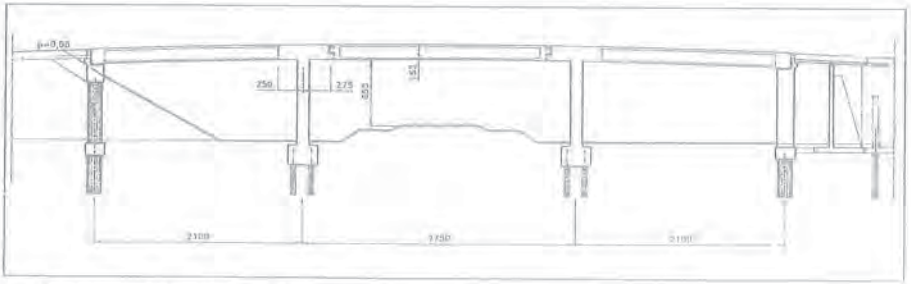


Fig. 4 - Arginvecchio - Sezione longitudinale

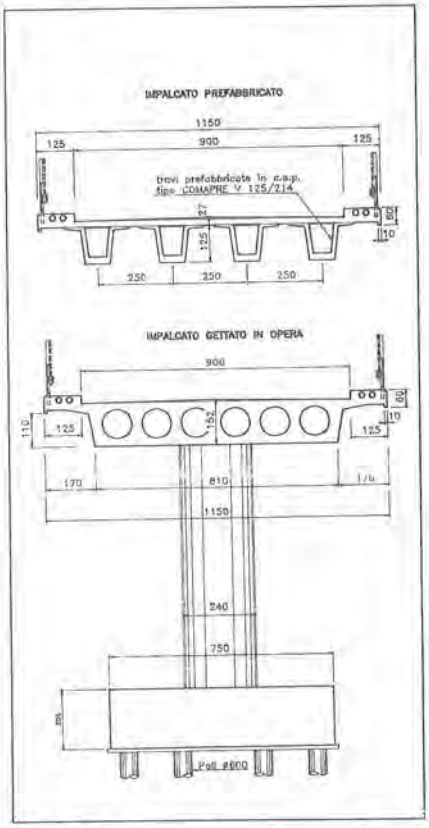


Fig. 5 - Arginvecchio - Sezioni trasversali

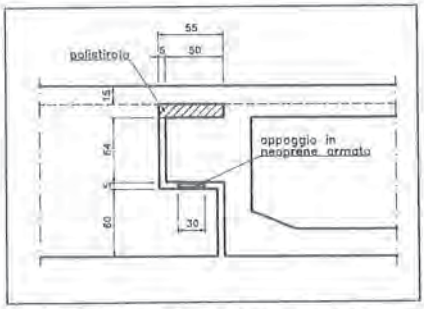


Fig. 6 - Arginvecchio - Particolare "sella"

3.3. Rondinella

Questo cavalcaferrovia (Foto 3), a differenza dei precedenti, si inserisce in un tracciato che prevedeva, nel progetto di gara, l'abbattimento di un edificio e lo spostamento di un sostegno dell'elettrodotto ENEL; il tracciato è stato modificato in fase di progettazione esecutiva per evitare i suddetti ostacoli, limitandone le curve alle rampe di accesso in rilevato, mantenedo rettilineo, ancorché obliquo, l'attraversamento.

La contiguità con i tratti in curva sulle rampe di accesso, aventi curvatura dello stesso segno, ha comportato per l'impalcato la necessità di avere un'unica pendenza trasversale, come mostra la figura 7.

La figura mostra anche la soluzione adottata per la raccolta e lo smaltimento delle acque della carreggiata, che confluiscono in una condotta di ampia sezione ricavata sotto uno dei marciapiedi, che scarica direttamente nella fognatura stradale esistente sulle rampe di accesso.

L'attraversamento comprende 5 campate uguali; le spalle sono del tipo chiuso, mentre le pile sono costituite ciascuna da 4 colonne del diametro di 0,80 m, di altezza variabile, coronate in sommità da un traverso a sezione costante, inclinato quanto occorre perché l'impalcato assuma la pendenza trasversale di progetto (Foto 6).

Le pile sono tutte disposte parallelamente alla linea ferroviaria, così come i fronti-spalla, allo scopo di consentire la completa utilizzazione delle campate laterali per la viabilità, che non potrà che essere parallela alla ferrovia; proprio in considerazione dell'inserimento nel prevedibile sviluppo urbano della zona, si sono progettate le pile in modo che, nonostante la loro lunghezza, l'obliquità, e la piccola luce delle campate, non producessero un effetto di chiusura e di schermatura sotto qualunque angolazione; sembra agli Autori che le leggere stilate realizzate conseguano questo scopo.

L'impalcato è stato realizzato impiegando travi prefabbricate a suola larga accostate, così da ottenere un intradosso continuo, sia per motivi estetici, sia per ridurre le superfici esterne direttamente esposte agli agenti atmosferici, sia infine per poter contenere al minimo lo spessore dell'impalcato; in ogni campata sono state disposte n° 20 travi tipo PAIL della Ditta R.D.B. semplicemente appoggiate sulle pile.

Le travi sono collegate da traversi soltanto in

Foto 5 - Cavalcaferrovia Arginvecchio - Particolare

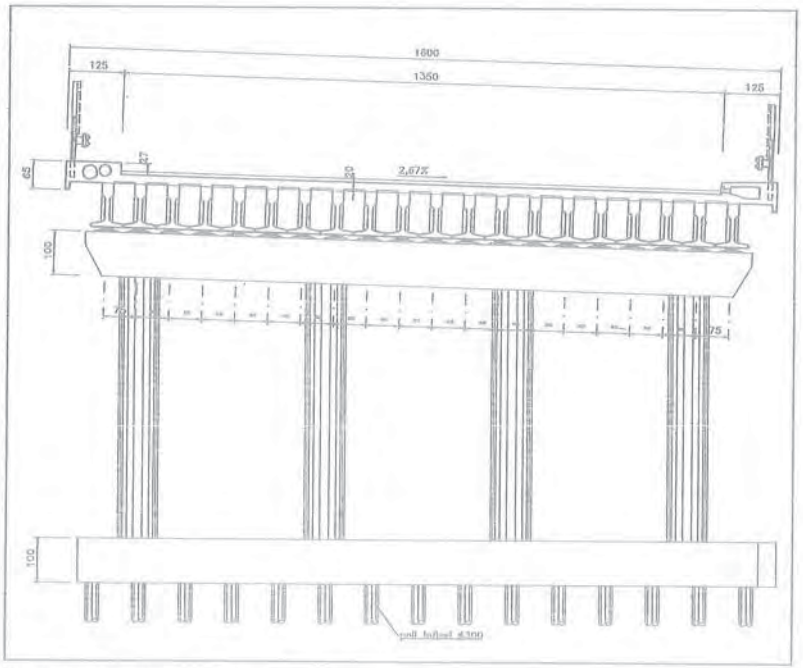


Fig. 7 - Rondinella - Sezione trasversale

Foto 6 - Cavalcaferrovia Rondinella - Vista dal basso

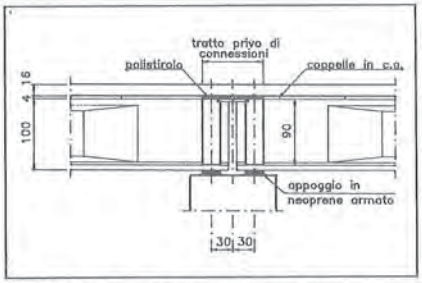


Fig. 8 - Rondinella - Particolare dell'impalcato

corrispondenza delle estremità, avendo affidato alla soletta superiore il compito di ripartire trasversalmente i carichi.
La soletta superiore corre continua da una all'altra spalla; in corrispondenza delle pile è sconnessa per un certo tratto dalle travi così da avere flessibilità sufficiente a contenerne le sollecitazioni flessionali ed a non alterare significativamente lo schema statico generale (Fig. 8) (Foto 7).

Le fondazioni del manufatto, stante la affidabilità del terreno costituito da un banco di sabbia compatta di notevole potenza, sono state realizzate con pali infissi della lunghezza di circa 8 m.

4. CONCLUSIONI

Sulla base dell'esperienza acquisita durante l'esecuzione ed il successivo esercizio, dei manufatti illustrati, conforme del resto a quelle di altre opere analoghe, si ritiene di poter trarre l'indicazione della validità delle scelte di fondo operate, in particolare per quanto riguarda l'eliminazione dei giunti intermedi e la conformazione delle sezioni.

Si ritiene che anche quando non convenga realizzare travate continue, debba essere prevista almeno la continuità della soletta di estradosso; in effetti in nessuna delle applicazioni di tale provvedimento effettuate dagli Autori, si sono manifestati inconvenienti che ne sconsiglino l'impiego.

Quanto ai giunti stradali in corrispondenza delle spalle, oggi ritenuti ineliminabili, non si esclude che una evoluzione nella tecnica delle

costruzioni dei ponti stradali possa consentire di fare a meno anche di questi, come del resto già accade per i binari ferroviari, spesso privi di giunti anche sui ponti.

Infine si vorrebbe mettere in evidenza, con questi esempi concreti, come ben difficilmente una progettazione di manufatti tipo, uniformati sia nella tipologia costruttiva, come nello schema statico, avrebbe potuto adattarsi alle diverse condizioni locali.

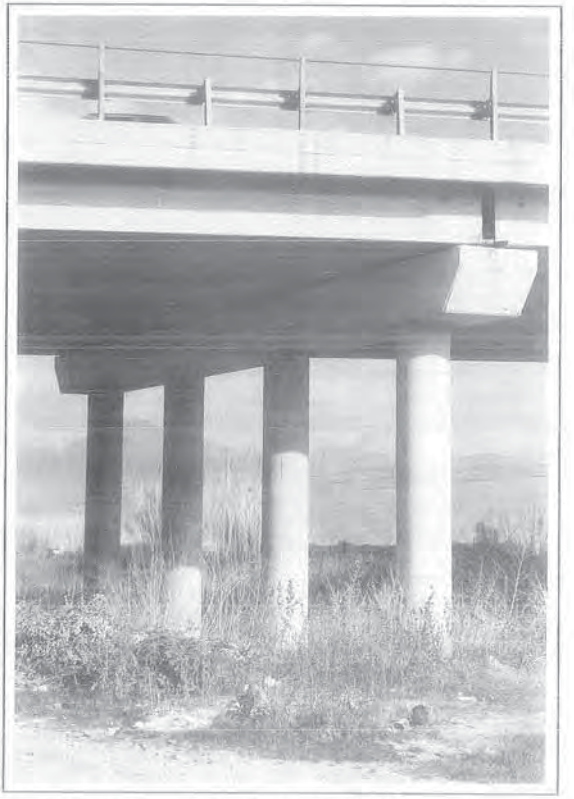


Foto 7 - Cavalcaferrovia Rondinella - Particolare

PROGETTAZIONE ANTISISMICA DI PONTI NON REGOLARI

G.Michele CALVI - Alberto PAVESE
Dipartimento di Meccanica Strutturale - Università degli Studi di Pavia

Paolo E.PINTO
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

PROGETTAZIONE ANTISISMICA DI PONTI NON REGOLARI

G. MICHELE CALVI[1], ALBERTO PAVESE[1], PAOLO E. PINTO[2]

[1]Università degli Studi di Pavia
[2]Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

SOMMARIO

I ponti devono talora assumere conformazioni geometriche complesse, con pile di altezza molto diversa o con profili curvi in pianta, così da poter essere classificati come strutture altamente irregolari. In tali casi un metodo di progetto basato su un unico fattore di struttura si rivela inadeguato a prevedere il reale comportamento non lineare. Nel presente lavoro vengono proposti un parametro di regolarità atto a caratterizzare i ponti per i quali é opportuno attendersi una anomala richiesta di duttilità, ed una serie di considerazioni per un metodo di progetto alternativo. Lo studio si vale di progettazione ed analisi non lineare dinamica di circa millecinquecento ponti.

SUMMARY

Reinforced concrete bridges have often to be classified as highly irregular structures, because of the complex geometrical configurations that they assume, with piers of very different height and curved profile in plan. In such cases a design method based on a single behaviour factor can not adequately represent the real non-linear behaviour. In the present study a parameter for the proper evaluation of the bridge regularity is proposed, and the main ideas for an alternaive design method are discussed. More than a thousand bridges have been designed and analyzed for this purpose using a non-linear dynamic program.

1. INTRODUZIONE

1.1 Problemi aperti nella progettazione antisismica di ponti in c.a.

La maggior parte dei documenti normativi per la progettazione dei ponti in c.a. in zona sismica suggerisce di utilizzare metodi di analisi lineare (siano essi dinamici o statici) insieme ad un coefficiente di struttura (o di comportamento) che tenga conto globalmente delle caratteristiche dissipative non lineari della struttura, secondo un approccio mutuato da un analogo metodo utilizzato nel caso degli edifici.

In molti casi tuttavia i ponti devono assumere conformazioni geometriche complesse, con pile di altezza molto diversa o con profili curvi in pianta, così da poter essere classificati come strutture altamente irregolari, intendendo con ciò che si avranno probabilmente concentrazioni di richiesta di duttilità (non previste in sede di progetto) in alcuni elementi strutturali mentre altri rimarranno sostanzialmente in campo elastico.

É evidente che una risposta di questo genere non si accorda con un metodo basato su un unico fattore di

comportamento, che assume una distribuzione di non linearità uniforme.
È quindi necessario definire i limiti di regolarità per cui tale metodo è applicabile, in funzione di parametri opportuni, ed elaborare metodi di progetto alternativi per ponti irregolari.
I lavori [2] e [3] hanno consentito di dare parziali risposte al primo dei punti citati, indicando possibili indirizzi per la scelta di opportuni parametri di irregolarità e accoppiamento tra gli spostamenti dell'impalcato e delle pile e campi di valori su cui indagare in modo più approfondito.
Altri problemi connessi alla progettazione antisismica dei ponti in c.a., che dovranno essere affrontati in fasi successive della ricerca, sono stati identificati in [1] come segue.

- Definizione di stati limite e livelli di danno accettabili. La definizione del danno accettabile in funzione dello stato limite di progetto costituisce un argomento di ampio, a volte confuso, dibattito. La quantificazione dei fattori di struttura da applicare è pure strettamente correlata alla definizione dei corrispondenti stati limite.
- Interazione terreno-struttura. E' in generale accettato che l'effetto dell'interazione terreno struttura dovrebbe essere incluso nell'analisi, anche se l'allungamento dei periodi naturali di vibrazione è in generale favorevole ad una riduzione dell'accelerazione. L'effetto del terreno è quindi particolarmente importante quando è necessaria una valutazione attendibile degli spostamenti previsti, ad esempio nel dimensionamento di giunti di dilatazione e apparecchi di appoggio. E' dibattuta l'influenza del terreno sulla richiesta di duttilità, ritenuta non significativa da alcuni autori [8].
- Moto non sincrono alla base di diverse pile. Nella progettazione di ponti anche molto lunghi è in generale accettata l'ipotesi di input sincrono alle diverse pile. Gli effetti di un input asincrono sono poco conosciuti, anche se riconosciuti da molto tempo. Nella progettazione delle spalle per moto parallelo alla direzione del ponte il favorevole effetto di un moto non sincrono può rivelarsi fondamentale.
- Effetti del secondo ordine. E' noto che la natura dinamica dei carichi sismici diminuisce l'importanza degli effetti del secondo ordine (a causa del segno della forza d'inerzia quando la struttura raggiunge lo spostamento massimo); cionostante è sorprendente quanto differisca nei diversi codici il valore ammesso per il rapporto tra momento del secondo e del primo ordine, in generale accettato come indicatore di pericolo.
- Procedure di "capacity design". L'uso di fattori di struttura globali presuppone l'applicazione di principi di capacity design al fine di garantire il comportamento duttile assunto in sede di progetto. La quantificazione numerica dei fattori da applicare al fine di assicurare una probabilità sufficientemente bassa al verificarsi di fenomeni indesiderati è attualmente affidata a considerazioni essenzialmente empiriche e merita studi approfonditi.
- Isolatori e dissipatori. Isolatori e dissipatori sono oggi largamente usati nella protezione sismica dei ponti senza che a ciò abbiano corrisposto adeguati studi numerici e sperimentali, nè lo sviluppo di una adeguata filosofia della sicurezza.

1.2 Obiettivi

La ricerca presentata nella presente memoria si propone di definire i limiti di regolarità per cui è applicabile un metodo di progetto con unico fattore di struttura, di definire opportuni parametri di regolarità e accoppiamento e di discutere gli aspetti fondamentali di un metodo di progetto alternativo per ponti non regolari.
In particolare gli obiettivi della ricerca possono essere così descritti, secondo uno sviluppo temporale del lavoro:

1. elaborazione di un metodo semplificato per la valutazione del periodo di vibrazione reale (ovvero quello ottenuto dopo l'applicazione di un procedimento iterativo di progetto);
2. definizione dei campi di valori dei parametri di regolarità e di accoppiamento per i quali la richiesta di duttilità in curvatura alla base delle diverse pile non è uniforme. Per tali campi non è possibile applicare un procedimento di progetto semplificato con un unico valore del fattore di comportamento;
3. elaborazione e verifica di un metodo di progetto applicabile nei casi definiti irregolari ed eventuale correzione del metodo di cui al punto 1.

1.3 Metodi

I metodi utilizzati per il conseguimento degli obiettivi descritti sono essenzialmente numerici e solo in una seconda fase ci si varrà di opportuni riscontri sperimentali.
In particolare le fasi in cui la ricerca si è sviluppata possono essere sintetizzate come segue:

1. Definizione dei parametri di regolarità e

accoppiamento sulla base delle elaborazioni in [2] e [3] e definizione dei campi da indagare.

2. Progetto dei ponti sulla base di una procedura iterativa basata su analisi lineari successive:
   - analisi del ponte con rigidezze tangenti iniziali
   - dimensionamento dell'armatura
   - calcolo delle rigidezze secanti (allo snervamento) delle pile
   - ripetizione dei punti precedenti sino a convergenza sulla armatura o sul periodo di vibrazione.
3. Analisi dinamica non lineare e calcolo della duttilità in curvatura richiesta alla base delle diverse pile.
4. Valutazione parametrica dei parametri di regolarità e accoppiamento, sulla base di diagrammi duttilità richiesta- regolarità, a parità di accoppiamento.
5. Sviluppo di un metodo di progetto per ponti irregolari, che dovrà successivamente essere calibrato per mezzo di analisi parametriche del tutto simili a quelle indicate ai punti 3 e 4.

2. DEFINIZIONE DELLO STUDIO PARAMETRICO

2.1 Condizioni di regolarità e di accoppiamento

In [2] erano stati presentati alcuni risultati circa l'effettiva richiesta di duttilità in curvatura (μ_c) di pile di ponti a quattro e sei campate; in tale lavoro si faceva rilevare come la condizione per ottenere una richiesta di duttilità poco uniforme e incongruente con le ipotesi di progetto consistesse nell'avere pile di altezza fortemente differenziata accoppiate da un impalcato di rigidezza elevata.

Le elaborazioni numeriche allora effettuate erano assolutamente insufficienti per consentire l'estrapolazione di qualsiasi criterio di valutazione quantitativa di condizioni di irregolarità e accoppiamento, pareva comunque necessario disporre di due parametri per individuare classi di ponti potenzialmente pericolosi.

La scelta di possibili parametri di regolarità e accoppiamento non può che essere effettuata sulla base di speculazioni teoriche, ma a sua volta la verifica dell'efficacia della scelta deve essere basata sui risultati di estese analisi numeriche e successivamente di appropriate prove sperimentali.

E' anche importante che i parametri prescelti siano "operativi a priori", ovvero siano calcolabili sulla base delle caratteristiche del ponte progettato ed analizzato linearmente.

2.2 Geometria dei ponti

Le condizioni fisse utilizzate in [3] sono state mantenute anche nel presente studio, i ponti progettati e analizzati hanno quindi quattro o sei campate di luce costante pari a 50 metri, mentre l'impalcato ha una sezione a cassone con un momento di inerzia nel piano orizzontale della sezione non fessurata pari a 87 m^4. Il peso per unità di lunghezza dell'impalcato é stato assunto pari a 200 kN/m.

E' stata per ora considerata una sola sezione per le pile, rettangolare cava secondo la figura 1, mentre pile circolari saranno oggetto di successive elaborazioni. L'altezza delle pile é stata fatta variare tra 10 e 60 metri. Sono state dapprima considerate tutte le possibili combinazioni di tre pile per variazioni di altezza tra 10 e 60 m con passo 10 m, successivamente la concentrazione dei problemi in presenza di pile basse ha suggerito di considerare tutte le possibili combinazioni di pile per variazioni di altezza tra 10 e 25 m con passo 3 m; infine i medesimi campi di variazione sono stati utilizzati per ponti a cinque pile, campionando casualmente il 3% circa dei casi possibili. Complessivamente sono stati progettati ed analizzati circa millecinquecento ponti.

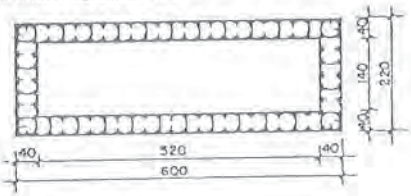


Figura 1 Sezione a cassone delle pile

2.3 Caratteristiche dei materiali

Il comportamento dei materiali é stato assunto concordemente alla figura 2, ovvero bilineare per l'acciaio e a parabola rettangolo per il calcestruzzo. I valori adottati per le deformazioni limite sono pure indicati in figura: si notino il modesto valore assunto per la deformazione ultima del calcestruzzo (0.6%), corrispondente ad uno stato limite di danno moderato, ed il valore di deformazione ultima dell'acciaio (8%), corrispondente a valori dell'allungamento uniforme caratteristico recentemente proposti per acciai adatti ad uso in zona sismica.

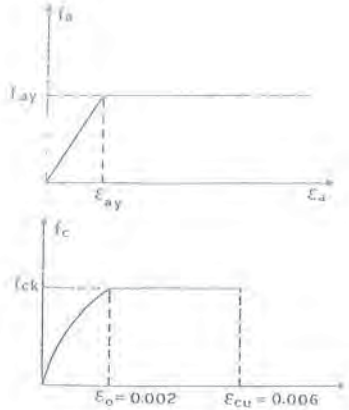


Figura 2 Comportamento dei materiali

2.4 Azioni di progetto

I terremoti di progetto utilizzati nel presente studio sono caratterizzati da un'accelerazione di picco pari a 0.35 g, e da un contenuto in frequenza corrisponde allo spettro di progetto suggerito nell'EC8 [4] per terreni di tipo medio. Lo spettro é stato utilizzato direttamente per le fasi di progetto, mentre sette accelerogrammi artificiali sono stati generati per mezzo del programma SIMQKE [5] per le analisi non lineari; é stata assunta una durata complessiva pari a 27 s, con una parte stazionaria centrale pari a 20 s. Sono stati considerati due valori per il fattore di struttura di progetto: q = 3 e q = 4, concordamente con quanto comunemente adottato nella pratica per ponti ad elevata duttilità [6].

2.5 Modello strutturale

Nella fase di progetto la legge forza-spostamento di ogni pila é stata costruita partendo dal diagramma momento-curvatura caratteristico della sezione tipo, costruito per mezzo di una discretizzazione in filamenti caratterizzati da opportune leggi (secondo quanto indicato in 2.3). Una doppia integrazione delle curvature lungo l'altezza delle pile consente quindi di passare ad un diagramma forza-spostamento. In corrispondenza del momento ultimo alla base della pila le curvature variano quindi linearmente dalla sommità della pila sino alla sezione corrispondente al momento di fessurazione (si veda la figura 3), successivamente aumentano più che linearmente sino alla sezione corrispondente al momento di snervamento, sono infine assunte costanti nella zona di cerniera plastica.

Esempi di diagrammi momento-curvatura e forza spostamento sono riportati nelle figure 4a e 4b. Per il calcolo del secondo legame é stato considerato il contributo del momento del secondo ordine, per cui é

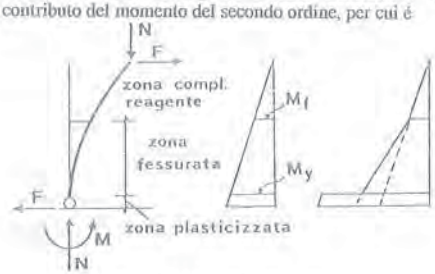


Figura 3 Modello della pila

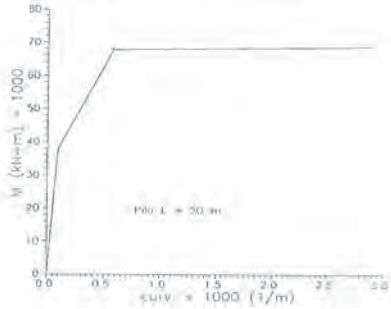


Figura 4a Diagramma momento-curvatura

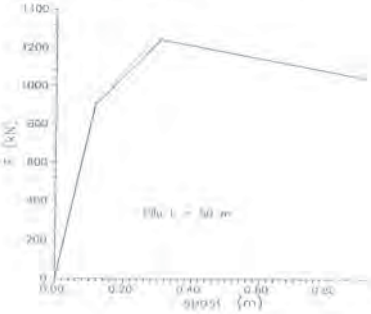


Figura 4b Diagramma forza-spostamento

possibile avere un secondo ramo discendente per pile particolarmente snelle.
La lunghezza della cerniera plastica è ipotizza pari a:

$$l_p = 0.08h + 6d_b$$

dove h è l'altezza della pila e d_b è il diametro delle barre longitudinali [7].
In fase di analisi le pile sono state simulate con elementi trave a non linearità concentrata, caratterizzati da una legge di degradazione del tipo proposto da Takeda (fig. 5); lo smorzamento è stato assunto pari al 2% dello smorzamento critico in tutte le analisi; per l'impalcato è stato assunto un comportamento lineare elastico.

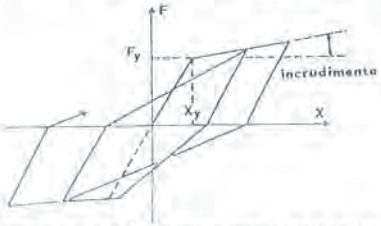


Figura 5 Modello di comportamento Takeda per la pila

3. RISULTATI

3.1 Periodi e modi di vibrazione

L'applicazione di un metodo di progetto iterativo in luogo di una progettazione basata su una sola analisi modale lineare provoca considerevoli diminuzioni delle rigidezze delle pile. La rigidezza secante a snervamento di una pila progettata iterativamente è dell'ordine del 30 % della rigidezza iniziale calcolata con sezioni interamente reagenti. Questo fatto comporta altresì significative variazioni nelle deformate modali attese, che tendono ad avvicinarsi ai modi del solo impalcato.
E' anche importante osservare che in molti casi il secondo modo di vibrare risulta importante quanto il primo: si consideri ad esempio il caso di un ponte con una pila centrale bassa rispetto alle pile laterali (figura 6), in tal caso al modo con periodo più lungo (antisimmetrico) può corrispondere una massa partecipante inferiore a quella partecipante al secondo modo di vibrazione (simmetrico).

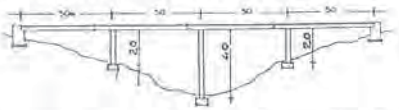
3.2 Duttilità richiesta

Nel presente studio la richiesta di duttilità è stata implicitamente adottata come parametro di danno, concordemente con la filosofia di progetto dell'Eurocodice 8. L'ipotesi di fondo consiste nell'esistenza di legami approssimativamente lineari tra fattore di struttura (q) adottato in progetto e massima richiesta di duttilità in spostamento (μ_d), e tra duttilità in spostamento e in curvatura (μ_c). Mentre il secondo rapporto dipende solo dal comportamento strutturale, il primo risulta essere una funzione del metodo di progetto utilizzato e quindi, da un altro punto di vista, si può esprimere un giudizio sulla appropriatezza di un metodo di progetto in funzione della sua capacità di produrre ponti che sottoposti ad analisi non lineare presentino una richiesta di duttilità massima costante e prossima al valore di progetto.
In [3] il legame tra duttilità in spostamento e in curvatura per le diverse pile considerate risultava essere bene approssimato dalla relazione:

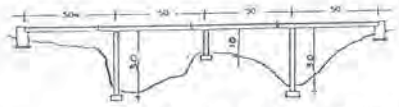
$$\mu_d = 1 + (\mu_c - 1)\,0.4 \qquad \text{ovvero:}$$

$$\mu_c = 1 + (\mu_d - 1)\,2.5$$

I risultati relativi ai ponti analizzati nell'ambito del presente studio sono sintetizzati in figura 7, e confermano sostanzialmente quanto suggerito in [3].
Per quanto attiene al rapporto tra fattore di struttura e duttilità in spostamento si possono ricordare gli studi pionieristici di Newmark e Hall, che proposero di



	1° modo	2° modo	3° modo
periodo [sec.]	0.585	0.334	0.245
massa part. [%]	86.92	0.00	13.07



	1° modo	2° modo	3° modo
periodo [sec.]	0.469	0.370	0.132
massa part. [%]	0.00	79.50	20.49

Figura 6 Autovalori e masse partecipanti per ponti non regolari e regolari

utilizzare principi di conservazione dell'accelerazione, della velocità e dello spostamento in funzione del periodo proprio della struttura in esame. Nel caso dei ponti in calcestruzzo sembra lecito supporre che l'effetto combinato del comportamento duttile della struttura e delle sue capacità dissipative isteretiche conducano ad una sostanziale equivalenza numerica tra fattore di struttura e duttilità in spostamento, se il reale comportamento della struttura è correttamente simulato in fase di progetto. Adottare fattori di struttura pari a 3 e 4 significa quindi attendersi una eguale richiesta di duttilità in spostamento, e duttilità in curvatura dell'ordine di 6 e 8.5 rispettivamente. Tali valori sono ritenuti compatibili con uno stato limite di danno moderato o di riparabilità della struttura.
Si può quindi concludere che un metodo di progetto può essere ritenuto soddisfacente se le massime richieste di duttilità ottenute dall'analisi non lineare approssimano i valori sopra indicati.
La massima richiesta di duttilità dei ponti analizzati è presentata nelle figure 8a e 8b, in funzione di un parametro di regolarità di cui si discuterà nel seguito. E' evidente come i metodi di progetto utilizzati siano inadeguati in molti casi, con richieste di duttilità che superano 6 in spostamento e 15 in curvatura (i casi con richiesta di duttilità dell'ordine di 30 sono in qualche modo casi patologici ad esempio con pile di altezza 60-60-10-60-60, evidentemente poco realistici): valori incompatibili anche con dettagli costruttivi raffinati ed in generale corrispondenti al completo collasso della struttura.

3.3 Percentuali di armatura

Tutte le raccomandazioni o i regolamenti di progetto prescrivono delle percentuali minime di armatura, che hanno lo scopo di assicurare un buon comportamento strutturale anche per effetto di sollecitazioni non previste in sede di calcolo. In genere tali percentuali sono dell'ordine di 0.25-0.30 % dell'area della sezione in condizioni non sismiche e dell'ordine di 0.80-1.00 % in condizioni sismiche. Nello studio presente è stata adottata un'armatura minima pari a 0.25 % dell'area della sezione, e ciononostante tale valore è stato raggiunto nella quasi totalità dei casi almeno in una pila. Questo fatto è dovuto alla già osservata [1] naturale antisismicità di molti ponti, quando si sia in presenza di pile molto alte e quindi di periodi di vibrazione piuttosto elevati.
L'utilizzazione del minimo di armatura è certamente una delle cause per cui il comportamento assunto in progetto non corrisponde alla reale risposta non lineare: mentre infatti si assume un contemporaneo snervamento ed un successivo raggiungimento della duttilità di progetto per tutte le pile, si verifica in realtà che alcune pile non raggiungono neppure lo snervamento, dando origine a forme modali in cui la deformabilità delle pile più basse aumenta molto più della deformabilità delle pile più alte.

3.4 Parametro di regolarità

Sono state provate numerose definizioni di parametri di regolarità e accoppiamento, utilizzando funzioni dell'altezza relativa delle varie pile, delle loro rigidezze, dei rapporti di rigidezza tra pile ed impalcato. In nessun caso sono state ottenute correlazioni interessanti con la massima richiesta di duttilità in spostamento o in curvatura, utilizzata come parametro di valutazione della qualità della progettazione.
In effetti la ragione fondamentale della forte differenza che si ottiene in molti casi tra la duttilità di progetto e la massima duttilità richiesta nell'analisi non lineare risiede nell'inadeguatezza delle assunzioni di progetto. Infatti l'analisi modale, anche iterativa, che si effettua in progetto calcola una deformata modale che è funzione della rigidezza delle pile, che quindi può essere molto diversa dalla forma assunta dal ponte sotto l'azione sismica di progetto simulata mediante l'analisi non lineare. Il deterioramento della rigidezza delle pile rende infatti la deformata del ponte più simile a quella del solo impalcato.
Le osservazioni precedenti hanno suggerito di adottare un unico parametro di regolarità (R) che corrisponda ad una misura della similitudine tra le deformate modali del ponte e quelle del solo impalcato, secondo la definizione seguente:

$$R=\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n}(\underline{\Phi}_j \underline{\underline{M}} \underline{\Psi}_j)^2}{n}}$$

dove: n è il numero degli autovalori,

$\underline{\underline{M}}$ è la matrice di massa,

$\underline{\Phi}_j$ è l'autovettore del solo impalcato,

$\underline{\Psi}_j$ è l'autovettore del ponte.

Il parametro di regolarità potrà quindi assumere valori compresi tra zero ed uno, essendo R = 0 quando i due sistemi di autovettori sono ortogonali (per il tramite della matrice di massa), ed essendo R = 1 quando le

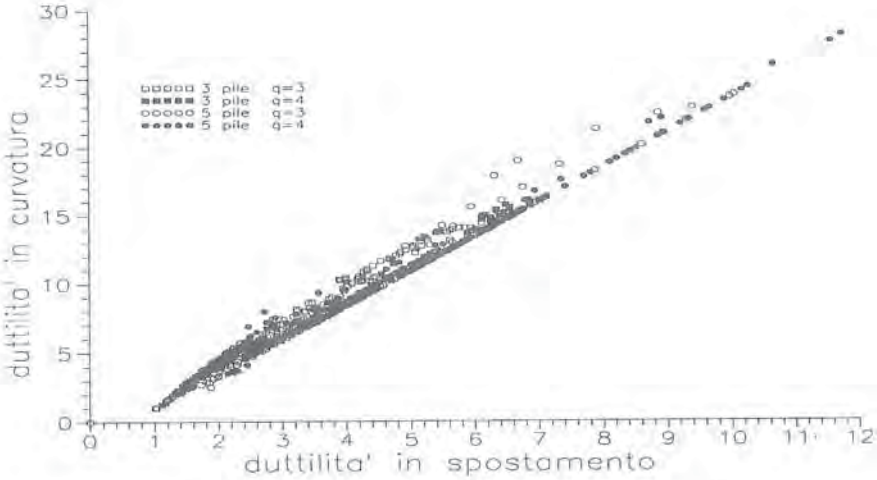


Figura 7 Legame duttilità in curvatura-duttilità in spostamento

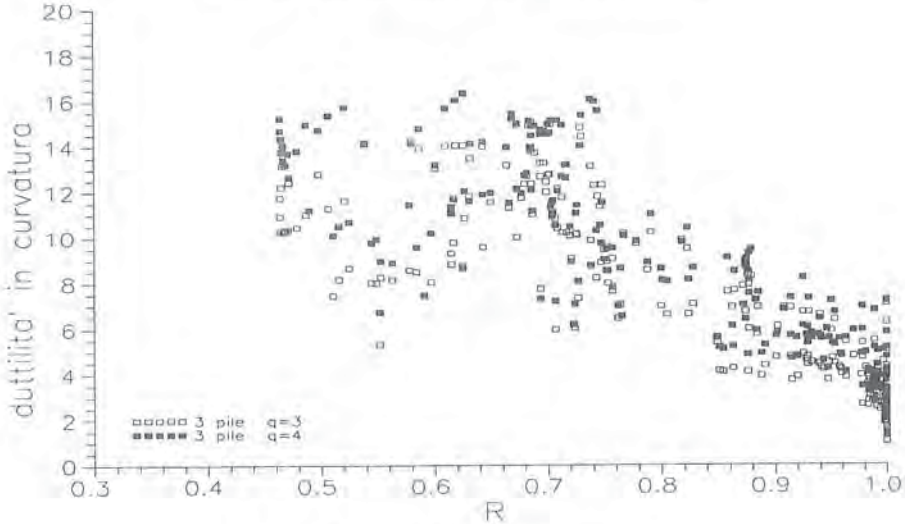


Figura 8a Richiesta di duttilità per i ponti a tre pile

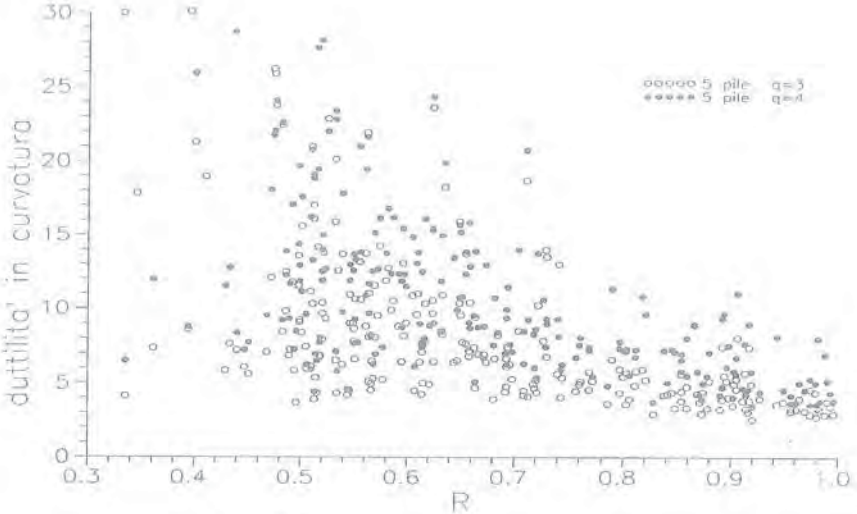


Figura 8b Richiesta di duttilità per ponti a cinque pile

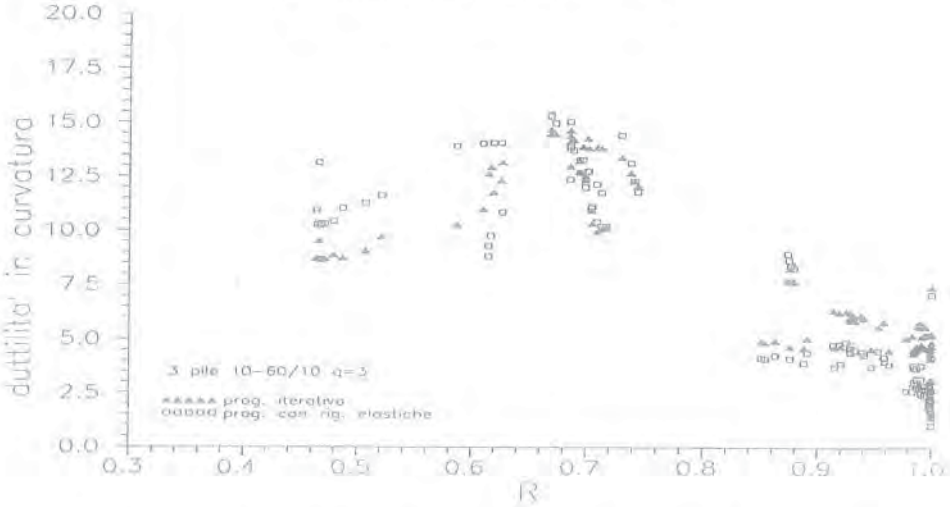


Figura 9 Richieste di duttilità con progetto convenzionale (rigidezze elastiche) e con progetto iterativo

deformate modali dell'intero ponte e del solo impalcato sono identiche (essendo state normalizzate rispetto alla medesima matrice di massa).
Il parametro così definito si presta ad essere utilizzato con rigidezze diverse delle pile (interamente reagenti o secanti a snervamento), ed é certamente operativo, potendo essere calcolato al termine di una semplice analisi modale lineare.
E' anche evidente che a parità di altri fattori una diminuzione della rigidezza delle pile corrisponde generalmente ad un incremento del parametro R, poiché l'influenza dell'impalcato sulle deformate modali aumenta; ciò corrisponde fisicamente all'effettiva regolarizzazione del comportamento della struttura per effetto di fenomeni non lineari..
Il parametro R é utilizzato in ascissa nelle già citate figure 8a e 8b, ove in ordinata é rappresentata la massima richiesta di duttilità della più penalizzata tra le pile del ponte in esame.
Si osservi come la massima richiesta di duttilità approssimi i valori attesi per ponti regolari (R prossimo ad 1) e cresca invece considerevolmente per ponti meno regolari. In tali casi aumenta la dispersione dei risultati, com'é logico attendersi, talché mentre una regolarità elevata costituisce garanzia di buon comportamento non é invece possibile concludere che ad un ponte poco regolare corrisponda necessariamente una richiesta di duttilità elevata.
I risultati sin qui ottenuti non consentono la definizione numerica di una soglia di regolarità al di sopra della quale un'analisi lineare possa essere ritenuta adeguata, tale soglia risulterebbe infatti diversa per classi diverse di ponti (e.g. a tre o cinque pile). Si ritiene quindi che ulteriori affinamenti del parametro siano necessari al fine di incrementarne l'insensibilità al tipo strutturale.

3.5 Progetto lineare e progetto iterativo

L'analisi di ponti progettati con una singola analisi modale, basata sulle rigidezze tangenti o secanti a snervamento delle pile, e di ponti progettati iterando la procedura al fine di considerare l'effetto della riduzione dell'armatura sul periodo di vibrazione e, a sua volta, dell'allungamento del periodo di vibrazione sulla forza applicata e quindi sull'armatura, ha dimostrato che l'iterazione di progetto non comporta significative riduzioni della richiesta di duttilità massima. Si vedano, ad esempio, i casi riportati in figura 9: non si evidenziano risposte significativamente diverse in funzione del metodo di progetto adottato.
Va peraltro rilevato che la progettazione iterativa consente una riduzione significativa delle armature di alcune pile, senza peggiorare il comportamento del ponte sottoposto ai terremoti di progetto.
E' quindi opinione degli autori che possa essere raccomandato, quando l'irregolarità del ponte non suggerisca altrimenti, un metodo di progetto non iterativo, ma con rigidezze delle pile opportunamente ridotte rispetto a quelle corrispondenti a sezioni interamenti reagenti estese all'intera altezza (si veda in proposito il punto 3.1).

4. UN METODO DI PROGETTO ALTERNATIVO

4.1 Strutture lineari equivalenti

Sono stati proposti nel passato molti metodi per simulare il comportamento non lineare di una struttura con un comportamento lineare opportunamente modificato.
In generale tali metodi comportano una riduzione della rigidezza da considerare, ad esempio calcolata come rigidezza secante allo spostamento corrispondente alla duttilità di progetto, ed un aumento dello smorzamento viscoso al fine di tenere conto dello smorzamento equivalente alla dissipazione per isteresi propria del reale comportamento non lineare.
Tali metodi presentano tre ordini di problemi:
- la dissipazione dovuta ai cicli di isteresi dipende dall'effettiva storia di carico, che comporta il raggiungimento della duttilità di progetto in un numero molto limitato di cicli;
- lo smorzamento viscoso dipende dalla velocità della struttura nel corso dell'evento sismico, anch'esso dipende quindi dall'effettiva storia di carico, ma in modo diverso dalla dissipazione isteretica;
- il già discusso ricorso sistematico all'armatura minima forza una o più pile a rimanere in campo elastico, rendendo non corripondente alla realtà il valore adottato per la rigidezza.

4.2 Deformate modali in fase di progetto ed in fase di analisi

Si é osservato in precedenza come i modi deformativi del ponte nel corso dell'analisi non lineare siano influenzati dall'effettiva degradazione della rigidezza delle diverse pile, e dalla rigidezza e dalle forme modali dell'impalcato, che si comporta in modo lineare.
E' ragionevole ritenere che la progettazione sia più efficace se le forme modali assunte approssimano più fedelmente il reale comportamento non lineare.
Alla luce delle osservazioni precedenti sembrerebbe

ragionevole adottare rigidezze secanti allo spostamento di snervamento per pile per le quali é stato adottato il minimo di armatura, e rigidezze secanti allo spostamento ultimo per pile con armatura calcolata.
In tal modo però si ha un'ulteriore aumento dei periodi di vibrazione, che corrisponde ad una diminuzione delle forze di progetto, e quindi ad una probabile riduzione delle armature, mentre una riduzione della richiesta di duttilità non può che comportare un incremento dell'armatura.
Un'altra possibilità consiste nella variazione del coefficiente di struttura globale, o nella sua differenziazione per le pile più rigide. Una proposta di questo genere trova il suo limite nella arbitrarietà con cui i fattori dovrebbero essere corretti, in assenza di un opportuno criterio in merito.

4.3 Un metodo di progetto alternativo

Il metodo di progetto che verrà studiato nel seguito della ricerca consiste essenzialmente nell'utilizzo di due differenti serie di deformate modali: la prima, corrispondente al caso con le rigidezze delle pile secanti a snervamento, verrà utilizzata per il calcolo delle accelerazioni spettrali, la seconda, con rigidezze secanti allo spostamento corrispondente alla duttilità di progetto (per le sole pile con armatura calcolata), verrà utilizzata per la distribuzione delle forze d'inerzia.

5. CONCLUSIONI

5.1 Rigidezze efficaci

La rigidezza secante a snervamento delle pile può essere assunta pari ad un terzo della rigidezza iniziale, al fine di tenere conto della fessurazione e della riduzione di armatura dovuta all'aumento del periodo di vibrazione e quindi alla diminuzione delle forze di progetto.

5.2 Regolarità e accoppiamento

Il fattore R, definito come la media del prodotto dei vettori modali del ponte e del solo impalcato e della matrice di massa, sembra essere un buon indicatore della regolarità del ponte in esame. E' opportuno correggere ulteriormente tale fattore al fine di adottare una soglia di regolarità da utilizzare nella pratica progettuale. Anche l'accoppiamento offerto dall'impalcato é implicitamente compreso in tale fattore.

5.3 Metodi di progetto

Un metodo di progetto alternativo per ponti irregolari potrebbe utilizzare una doppia serie di deformate modali, l'una per il calcolo delle accelerazioni spettrali, l'altra per la distribuzione delle forze d'inerzia. La prima forma si varrebbe delle rigidezze secanti a snervamento, la seconda delle rigidezze secanti allo spostamento ultimo di progetto per le pile che non siano armate con il minimo di armatura. Si otterrebbe in tal modo un incremento delle forze di progetto sulle pile più rigide, a seguito dell'aumentato spostamento modale di progetto.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] Calvi, G. M. e M. J. N. Priestley (Eds), *Seismic design and retrofitting of reinforced concrete bridges*, Pavia, 1991.

[2] Calvi, G. M., M. Ciampoli e P. E. Pinto, "Reliability of seismic design and analysis procedures for bridges", *Proc. of the 4th US NCEE*, Palm Spring, 1990, pp.977-986.

[3] Calvi, G. M., M. Ciampoli e P. E. Pinto, "Guidelines for seismic design of bridges", *European Earthquake Engineering*, Vol. 2, 1989, pp. 3-16.

[4] Commission of the European Communities, *EC8, Structures in Seismic Regions - Design - Part 1: General and Buildings*, Report EUR12266, 1989.

[5] Gasparini, D.A. e E.H. Vanmarcke, "SIMQKE: A program for artificial motion generation", *Department of Civil Engineering*, MIT, 1976.

[6] Commission of the European Communities, *EC8, Structures in Seismic Regions - Design - Part 2: Bridges*, Draft March 1992.

[7] Priestley, M.J.N. e R. Park, "Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading", *ACI Structural Journal*, January-February 1987, pp.61-76.

[8] Ciampoli, M., e P. E. Pinto, "Effects of soil-structure interaction on the maximum required ductility in bridge piers", *Background studies for EC8 - Part 2, Commission of the European Communities*, Brussels, 1990.

RICONOSCIMENTI

La ricerca presentata nel presente lavoro si è valsa del contributo del C.N.R., Progetto Finalizzato Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti.

RISPOSTE DEL CONGLOMERATO SOTTOPOSTO A PROVE DI FATICA AD ELEVATO NUMERO DI CICLI

Remo CALZONA - Ezio DOLARA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

RISPOSTE DEL CONGLOMERATO SOTTOPOSTO A PROVE DI FATICA AD ELEVATO NUMERO DI CICLI

Remo CALZONA - Ezio DOLARA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Roma

SOMMARIO

Su campioni prismatici di calcestruzzo con due differenti rapporti acqua/cemento si sono effettuate prove di laboratorio a fatica pulsante di compressione monoassiale, con elevato numero di cicli (HCF = High Cycle Fatigue), fino a 12 milioni di cicli. Il principale rilevamento è stato quello della risposta del materiale in termini di tensione e deformazione, già indici del degrado o danno subìto dal materiale. Si è elaborata una procedura per la calibrazione di un metodo di valutazione della vita a fatica basandosi sui dati ricavati dalle suddette prove sperimentali. Accanto alla prova di fatica si sono effettuate prove *complementari*, mirate a rilevare altre grandezze quali ulteriori indici del degrado per fatica HCF: in questa sede si riferisce sulle prove di permeabilità nella direzione della forza.

1. INTRODUZIONE

La sperimentazione e l'analisi dei risultati che da essa derivano sono notoriamente dei processi complessi che richiedono non solo una notevole precisione e tempi molto lunghi nello svolgimento delle prove, ma anche una notevole attenzione nell'analisi delle risposte e nella elaborazione delle stesse. In merito al secondo punto, si segue una strategia che possa essere più efficace della sola prova mirata di fatica HCF pulsante monoassiale. Si analizzano, dopo la fatica HCF, le risposte del materiale ad altre prove, definibili come complementari, ma atte ad inquadrare e focalizzare ulteriori aspetti di possibile conferma di deduzioni sul comportamento del materiale. Pertanto accanto alla fatica HCF condotta anche a 12 milioni di cicli, si effettuano indagini su altre grandezze: la frattura del tipo TPB (three-point bending); la misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni; la permeabilità.

La prova TPB è calibrata per ottenere ulteriori informazioni sull'energia dissipata per frattura (G_f): in tale modo si può stabilire se la fatica HCF provochi nella massa del cls una *nebulosa* di microfratture tale da far variare la G_f. Gli ultrasuoni (UTS) possono confermare le variazioni delle caratteristiche tensio-deformative dovute alle microfratture e l'*isoorientamento* delle stesse per effetto della fatica monoassiale.

La **fatica** HCF sul cls semplice monoassiale in compressione e la **permeabilità** misurata sugli stessi campioni sono le prime risultanze di cui maggiormente si dà rendiconto in questa sede.

Il range delle tensioni viene mantenuto entro limiti di lavoro ordinario che nel caso della normativa vigente si aggira intorno ad 1/3 della resistenza ultima per carichi assiali.

2. LE MACCHINE DI PROVA DEI MATERIALI

2.1 Prove di fatica HCF (High Cycle Fatigue)

Le prove si eseguono presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma *La Sapienza*.

Per le prove di compressione si usa una pressa J. Amsler-Laffo & Sohn con scala 75±0,25 t.

Per le prove di fatica si usa un pulsatore idraulico J. Amsler & Co, tipo 131-130; tarato a 28 kg/cm^2, con fondo scala 600 cicli/min. Pressa per pulsatore METRO COM con scala di sensibilità 50±0,10 t.

Si verificano e si tarano opportunamente le scale dei carichi delle attrezzature citate.

I provini sono dotati di estensimetri elettrici su quattro facce ed in direzioni ortogonali tra loro: vengono usati strain gauge PL-30-11 con resistenza di 120±0,3Ω; lunghezza 60 mm con gauge factor 2,10.

Per le prove di fatica si usa un, dinamometro resistivo tarato al carico max 100 t. La taratura è effettuata tramite un taratore di segnale Huggenberger. I segnali emessi dagli estensimetri e dai trasduttori sono opportunamente amplificati da un amplificatore di segnale HBM KWS tipo 3071 e da un amplificatore di segnale HBM KWS Darmstadt tipo 3070.

Per tutte le prove si usa un Data acquisition/control unit HP 3852A dotato di 72 canali e con possibilità di 100.000 letture al secondo.

Per le prove di permeabilità si usa una apparecchiatura all'uopo progettata e costruita, e collegata con un compressore Maldini con scala 12,0±0,25 bar. Detta apparecchiatura consta di una cella in acciaio 16x16 cm e con pareti dello spessore di 8 mm, completamente smontabile ed a perfetta tenuta secondo le normative CPC 13.2 RILEM.

Un cilindro in ottone del diametro di 3 cm e 20 cm di altezza è il contenitore di acqua deionizzata che viene spinta alla pressione di 8 atm sulla faccia superiore del provino.

2.2 Campioni di prova

I campioni di conglomerato sottoposti alle prove sono elementi prismatici a base quadrata delle seguenti dimensioni:

a) prove di fatica: 15x15x30,5;
b) prove di permeabilità: 4x15x15.

Le prove di permeabilità sono condotte su provini ottenuti da quelli della prova di fatica e di frattura.

2.3 Caratteristiche dei conglomerati e confezionamento dei provini

Per ogni impasto si preparano cinque prismi 15x15x30,5 ed otto cubi 10x10x10 per un volume totale di circa 42 l. Ogni impasto è eseguito in due parti, una di 30 l con cui si confezionano tre prismi e tutti i cubi ed una da 12 l con cui si confezionano i restanti due prismi.

Il cls è assestato nelle cassaforme, in due o più strati consecutivi anche mediante un vibratore ad immersione.

La stagionatura è fatta in ambiente con temperatura di 20 °C e con umidità relativa non minore del 95% fino alla scadenza di 28 giorni.

Provini CR1; R'_{ck28} = 327 kg/cm^2 (pesate per 0,01 m^3)

Cemento 425 Pt	3,500	kg	Slump	= 2,3 cm
Inerte 0-2	5,150	kg	T_{cls}	= 1 5 °C
Inerte 2-7	4,440	kg	T_{amb}	= 19,5 °C
Inerte 7-12,5	3,020	kg	UR	= 64%
Inerte 12,5-20	5,150	kg		
Acqua (A/C=0,6)	2,100	kg		
Totale	23,360	kg		

Provini CR2; R'_{ck28} = 501 kg/cm^2 (pesate per 0,01 m^3)

Cemento 425 Pt	3,500	kg	Slump	= 1,5 cm
Inerte 0-2	5,150	kg	T_{cls}	= 16 °C
Inerte 2-7	4,440	kg	T_{amb}	= 19,5 C
Inerte 7-12,5	3,020	kg	UR	= 64%
Inerte 12,5-20	5,150	kg		
Acqua (A/C=0,45)	1,580	kg		

3. PROVE DI FATICA

Le prove sono raccolte in due gruppi che presentano sostanziali differenze nell'esecuzione; tali gruppi sono denominati: strumentazione "statica", "dinamica".

3.1 Strumentazione "statica"

I provini, raggiunto un numero fissato di cicli di carico pulsante alla frequenza di 450 cicli/min e con escursione compresa fra 10 e 30 t per cls CR1 ovvero fra 10 e 40 t per cls CR2, sono sottoposti a due cicli di carico crescente operato "manualmente" da 0 ad un carico di 30 t per cls CR1 ovvero fra 0 e 40 t per cls CR2; l'operazione di carico manuale avviene in 6 minuti, in modo da avere un gradiente di carico e di

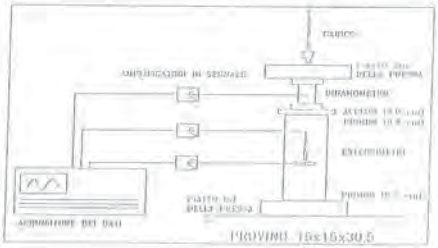


Fig. 1 - Schema delle strumentazioni di prova a fatica

scarico di ≡ 300 kgf/sec ovvero 1,33 kg/(cm^2·sec) tale cioè da poter considerare la prova "quasi-statica".

Tra le piastre della pressa e il campione in cls viene posta una lastra di piombo di 5 mm al fine di:

a) limitare le concentrazioni di sforzi nei punti di maggiore rugosità della faccia di cls;
b) eliminare gli attriti tra piastra in acciaio e provino;
c) limitare l'effetto di shock di impatto.

La prova "quasi-statica" viene effettuata circa ogni milione di cicli fino a 10÷12 Mcicli. Come è stato detto, la durata di questa prova è di circa 360 sec e l'intervallo di scansione temporale del rilevatore è di circa 0,1 sec per un totale di 3600 dati su ogni canale di acquisizione.

3.2 Strumentazione "dinamica"

Raggiunto un numero fissato di cicli a carico pulsante con frequenza di 450 cicli/min e con escursione come al punto 3.1, viene rilevata la risposta al carico "in corsa", ovvero senza arrestare il pulsatore.

I rilevamenti sono effettuati "in corsa" con frequenze decrescenti di 400, 300, 200, 140 cicli/min e con rilevamento di due cicli in 0,25 secondi.

Le prove sono effettuate circa ogni milione di cicli fino a 10 Mcicli. La durata di questa prova è di circa 0,25 sec e l'intervallo di scansione temporale del rilevatore è di 0,001 sec per un totale di 250 dati per ogni canale di acquisizione.

In ciascuna prova il carico agisce lungo l'asse maggiore del provino e viene rilevato con un dinamometro resistivo posto fra il provino e la piastra della pressa; le deformazioni ε_o ed ε_v vengono rilevate con coppie di trasduttori a resistenza posti sulle quattro facce e su cui viene effettuata la media. La durata della prova "in corsa" è di circa 0,35 sec e l'intervallo di scansione temporale del rilevatore è di 0,002 sec per un totale di 175 dati per ogni canale di acquisizione.

Attraverso l'acquisitore HP 3852A si rilevano e si memorizzano:

a) i fattori di amplificazione di ciascun canale di acquisizione;
b) la durata dell'acquisizione;
c) l'intervallo di scansione temporale;
d) i dati numerici su ciascun canale.

Il totale dei dati di fatica è contenuto in circa 16 Megabytes.

4. VALUTAZIONE DELLA VITA A FATICA

Per le caratteristiche particolari della strumentazione e dell'acquisitore si è veramente fatta una *fotografia* del singolo ciclo di isteresi, di cui si sono potuti registrare oltre 170 punti. E' così possibile definire con precisione la piccola quantità di energia dissipata per ciascun ciclo di isteresi, energia che viene consumata in calore o in frattura.

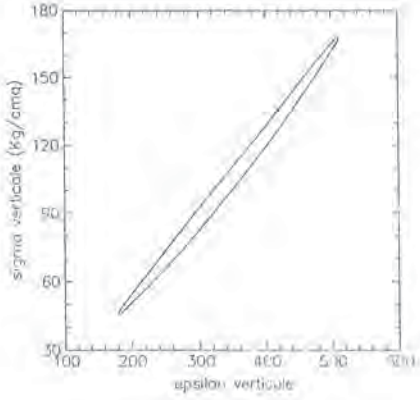


Fig. 2 - Ciclo di isteresi a fatica

Dalla osservazione di cicli di isteresi per diversi gradi di affaticamento si riscontra che l'asse del ciclo di isteresi (backbone) per il cls CR1 ruota molto lentamente fino a 1,5 Mcicli, poi ha una fase di rotazione più contenuta fino a 3,5 Mcicli ed infine comincia ad inclinarsi in modo più consistente fino al valore massimo del numero di cicli cui è stato sottoposto.

Pertanto sembrerebbe opportuno definire il centro di rotazione degli assi di isteresi come appartenenti ad una curva policentrica.

Altra osservazione interessante è la forma del ciclo di isteresi che varia con la frequenza del carico applicato: all'aumentare del periodo il ciclo tende a diminuire fino a minimizzarsi per le prove quasistatiche.

Sulla scorta dei primi risultati ottenuti si tenta di valutare la vita a fatica in compressione.

E' uso valutare la vita a fatica del calcestruzzo utilizzando una relazione *S-N* quale quella proposta da Aas-Jakobsen e Lenschow (1973) e modificata da Tepfers e Kutti (1979) nel modo seguente:

$$\frac{f_{max}}{f'_c} = 1 - \beta \left(1 - \frac{f_{min}}{f_{max}}\right) \log N$$

in cui f_{min} ed f_{max} sono i livelli massimo e minimo della compressione; f'_c è la resistenza del cls; e $\beta = 0{,}0685$ secondo Tepfers e Kutti.

Questa equazione esaminata utilizzando i dati del test di fatica aventi varie combinazioni di f_{min} ed f_{max} (Antrim e Mclaughlin, 1959; Assimacopoulos ed al., 1959; Bennett e Muir, 1967; El-Jandali, 1978; Holmen, 1979; Karsan e Jirsa, 1969), evidenzia dei risultati che

sembrano indicare una correlazione relativamente bassa, specialmente per un range LCF.

Il comportamento di isteresi non lineare del calcestruzzo viene idealizzato ed incorporato in una formula matematica che dà l'avanzamento della fatica sotto una condizione di carico che si può definire, data la fluttuazione, come casuale.

L'ampio errore riscontrato sembra indicare la limitazione nell'uso della relazione *S-N* per il calcestruzzo. Dal momento che la vita a fatica del calcestruzzo, è affetta da molti parametri di carico, come

f_{min} / f_{max}, f_{mean} / f_{mean}, f_{mean} / f'_c,

f_{max} / f'_c, e $(f_{max} / f_{min}) / f'_c$,

ecc., è difficile definire una singola relazione *S-N* quando tutti i parametri di carico sono variati.

Come base per l'evoluzione del modello di fatica, la relazione tensione-deformazione del calcestruzzo viene idealizzata per tracciare il comportamento di isteresi ed il processo di diminuzione della rigidezza fino al cedimento. Si definisce un sistema di coordinate (ε, σ) per la curva inviluppo, ed uno (q, z) per i cicli di isteresi.

Si adotta una regola di degrado semplificata assumendo che l'asse (backbone) dei cicli di isteresi passi per alcuni punti comuni C_i. Le parti fluttuanti della tensione e della deformazione normalizzate, z e q, sono espresse come:

$$z = \frac{(\sigma - \bar{\sigma})}{f'_c} \quad ; \quad q = \varepsilon - \bar{\varepsilon}$$

in cui, $\bar{\sigma}$ ed $\bar{\varepsilon}$ sono la tensione e deformazione media istantanea. Il cedimento per fatica avviene quando i cicli di isteresi fluttuanti raggiungono il ramo discendente della curva inviluppo fissata per il cls. Con questo schema, il danno cumulativo per fatica può essere rappresentato dalla deformazione plastica ε_p che aumenta in modo monotono e che è definito nell'intersezione della linea retta tra il punto d'origine del sistema di coordinate secondario ($\bar{\varepsilon}$, $\bar{\sigma}$) ed i punti comuni $C_1 = (-\varepsilon_o, -2f'_c)$; $C_2 = (-0{,}75\,\varepsilon_o, -1{,}5\,f'_c)$; $C_3 = (-0{,}5\,\varepsilon_o, -f'_c)$; $C_4 = (-0{,}25\,\varepsilon_o, 0{,}5f'_c)$. Quindi, il modulo istantaneo E degrada con l'aumento della deformazione plastica ε_p secondo l'equazione:

$$E = \frac{E_c}{\left(1 + \frac{2\varepsilon_p}{\varepsilon_o}\right)} = \lambda E_c$$

Per modellare il comportamento di isteresi della parte fluttuante delle risposte del conglomerato, viene proposta la seguente equazione non lineare proposta da Bouc (1967) e generalizzata da Wen (1980):

$$\dot{z} = -\gamma\,|\dot{q}|\,z\,|z|^{n-1} - \nu\dot{q}\,|z|^{n} + A\dot{q}$$

dove γ, ν, n, A sono i *parametri del ciclo* che controllano la forma e la grandezza del ciclo di isteresi. Nel caso in esame, per cicli di isteresi snelli e con piccole dissipazioni di energia, si assume $\gamma = 0$ e $n = 1$. Pertanto rimane:

$$\dot{z} = -\nu\dot{q}\,|z|\,z + A\dot{q}$$

con $A = 2\lambda/\varepsilon_o$ e $1e\ \nu = 0{,}8/\varepsilon_o$, determinati dai cicli ottenuti dalle prove di fatica di Karson (1969).

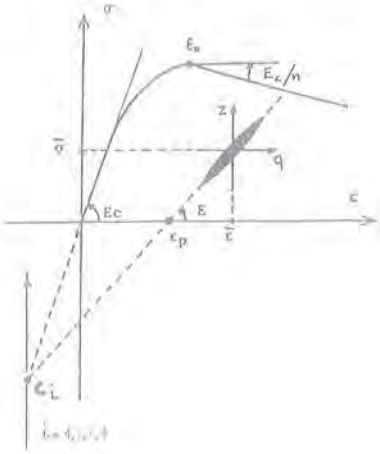


Fig. 3 - Valutazione della vita a fatica con ciclo di isteresi

Il danno accumulato per fatica viene rappresentato dalla deformazione plastica ε_p, che cresce in modo monotono con ampiezza fluttuante.

Per avere lo sviluppo del processo di fatica si usa l'espressione:

$$E(\bar{\varepsilon}_p) = f(\bar{\sigma}) \cdot E\left(\frac{z^{m+1}}{|z|}\,\dot{q}\right)$$

in cui: $E(..)$ rappresenta la probabilità e $f(\bar{\sigma})$ una funzione deterministica del livello medio di tensione $\bar{\sigma}$ avente la seguente espressione:

$$f(\bar{\sigma}) = c\left(1 - \frac{\bar{\sigma}}{f'_o}\right)^{k} \quad ; \quad \text{con c, k, m}$$

delle costanti che nel caso in esame assumono i valori

rispettivamente 0,001; 8; 4, secondo quanto indicato da Park (1991).

L'equazione f ($\bar{\sigma}$) fissa che il danno dipende assieme dall'energia dissipata per isteresi e dal livello medio di tensione del ciclo. La crescita incrementale $d\varepsilon_p/dN$ della deformazione permanente per fatica ad ogni ciclo si valuta attraverso una integrazione.

Il numero totale di cicli a rottura per fatica è dato da:

$$N_f = \frac{12\varepsilon_{cr}}{\left[\left(\frac{d\varepsilon_p}{dN}\right)_1 + 4\left(\frac{d\varepsilon_p}{dN}\right)_2 + 2\left(\frac{d\varepsilon_p}{dN}\right)_3 + 4\left(\frac{d\varepsilon_p}{dN}\right)_4 + \left(\frac{d\varepsilon_p}{dN}\right)_5\right]}$$

in cui, ε_{cr} = deformazione plastica nella rottura determinata sulla curva inviluppo e $(d\varepsilon_p/dN)_i$ sono determinati in cinque punti di deformazione permanente separati da uno stesso intervallo fino a ε_{cr}. Nello sviluppo di questo modello, l'intervallo del livello medio di tensione, $\bar{\sigma}/f'_c$, è limitato tra 0,10 e 0,30.

Per un carico di ampiezza costante, la percentuale di crescita della deformazione plastica per ciclo, $d\varepsilon_p/dN$, può essere calcolata usando le equazioni $\dot{z}$ e E(..) come segue:

$$\frac{d\varepsilon_p}{dN} = \frac{-2{,}5c\varepsilon_o)\left\{\frac{h^4}{2} + \frac{g^2}{h^2} + g^4 \ln\left[1 - \left(\frac{h}{g}\right)^2\right]\right\}}{\left(1 - \frac{\bar{\sigma}}{f'_c}\right)^8}$$

in cui: $g = 2{,}5\,\lambda$; $h = 0{,}5\,(f_{max} - f_{min})/f'_c$.

Una integrazione numerica, come nell'equazione N_f, è necessaria per ottenere la deformazione plastica accumulata, $\int\varepsilon_p dt$, dal momento che il modulo istantaneo, E $= \lambda E_c$, così come i parametri di tensione $\bar{\sigma}$ possono essere dipendenti dalla time-history. La deformazione critica ε_{cr} è la deformazione plastica nel punto di rottura determinato dalla proiezione della tensione di risposta di picco sul ramo negativo della curva inviluppo. Perciò ε_{cr} può essere espressa come una funzione della tensione di picco normalizzata f_p:

$$(4{,}2 - 3{,}5\,f_p) : (1 + f_p)$$

Si fissa una curva di inviluppo con equazione $\sigma/F'_c = 2\,(\varepsilon - \varepsilon_o) - (\varepsilon - \varepsilon_o)^2$ fino a: (ε_o, F'_c), quindi si assume una semiretta inclinata di $E_c/6$.

Il comportamento non lineare di isteresi del calcestruzzo si inserisce nella relazione di degrado per esprimere il danno di fatica cumulativo attraverso la deformazione plastica residua.

Si impiegano i dati disponibili delle prove per fatica per calibrare il modello.

Il metodo può essere utilizzato per calcolare il danno di fatica e la probabilità di rottura di elementi strutturali critici, come parte dell'analisi di affidabilità e di durabilità delle strutture in cls quali le strutture offshore soggette a carichi random e i ponti stradali e ferroviari.

5. LA PERMEABILITÀ E LA FATICA

L'uso del cls in questi ultimi quarant'anni è progressivamente aumentato. La capacità di questo materiale nel resistere agli sforzi di compressione ha portato alla considerazione di parametri quali lo sforzo ultimo di compressione, f_c, sottovalutandone altri, quali la resistenza al gelo e disgelo, la permeabilità e la durabilità: in talune strutture, questi fattori hanno un ruolo predominante. La permeabilità non è considerato un parametro di progetto per il fatto che ad uno stato tensionale di elevata intensità si associa un valore della permeabilità molto basso, pressoché trascurabile. Dai numerosi studi degli ultimi anni si evince la difficoltà di fornire dei risultati soddisfacenti riguardo alle prove di permeabilità.

Inoltre si sono impiegate tecniche diversissime che creano difficili condizioni di raffronto.

Per questo si ritiene necessario fornire una descrizione accurata delle operazioni di tests e definire una standardizzazione minuziosa.

Molti autori si sono cimentati con tecniche disparate nella misura della permeabilità. Hyde e Smith (1889) hanno testato provini di cemento e malta con pressioni superiori a 14 Atm; i provini di cemento, di diametro pari a 7,5 cm e altezza di 12,5 cm, si sono rivelati impermeabili all'acqua dopo 28 gg. Feret (1892) ha testato provini di cemento e malta, osservando una progressiva diminuzione di permeabilità da attribuire alla ostruzione dei pori da parte di piccole particelle di calce e cemento. McIntyre e True (1902) hanno investigato sulla permeabilità all'acqua di provini di malta e cls, spessi 12,7 cm. Con l'impiego di pressioni di 5,5 Atm non si è avuto flusso durante le due ore di prova. Thompson (1908) ha investigato sugli effetti della presenza di calce idrata nella composizione dei provini; Moullin (1922) ha schematizzato il sistema di pori con dei sottilissimi tubi che formano un sistema più o meno continuo di canali passanti nel cls. Glanville (1926) ha fatto una distinzione fra flusso causato dall'azione capillare e flusso in condizioni di completa saturazione. McMillan e Lyse (1930) hanno condotto tests su provini saturi spessi 2,54÷5,08 cm e non hanno notato differenze fra provini saturi e non. Ruettgers, Vidal e Wing (1935) hanno usato ordini di grandezza più elevati: pressioni fino a 28 Atm e provini cilindrici di 15,24 9÷30,48 cm.

Più recentemente Markestad ha presentato un'ampia discussione sui fattori che influenzano la permeabilità del cls con provini piatti, di area pari a 20 cm^2 e spessore pari a 8 cm e con una pressione che agisce su un'area circolare di 6.6 cm di diametro e crescente fino a 7 Atm (100 psi). Merkle (1929) ha utilizzato provini

cilindrici di diametro pari a 40 cm e lunghi 60 cm.

Dalla descrizione sommaria di tutte queste esperienze si osserva come i risultati ottenuti spesso si differenziano in modo sostanziale e, comunque riguardano il solo conglomerato non affaticato.

Il coefficiente di permeabilità, forse più di ogni altra proprietà misurabile, tende a svelare la vera natura del cls affaticato.

Il coefficiente di permeabilità è determinato con la legge di d'Arcy e il flusso dell'acqua attraverso la pasta di cemento è regolato essenzialmente dalla presenza della porosità *originaria* e dopo la fatica HCF da quella *acquisita*, che assieme ai microcracks che originano dalle aree di debonding tra inerte e pasta di cemento, si collegano tra loro in un processo di coalescenza.

La permeabilità regola il movimento dell'acqua (o di altri fluidi) attraverso il cls, trasportando agenti aggressivi, compromettendo così, in maniera determinante, la sua **durabilità** nei confronti di numerosi fenomeni: *azione dei solfati; resistenza al gelo; attacco degli alcali; resistenza al fuoco; corrosione dell'acciaio.*

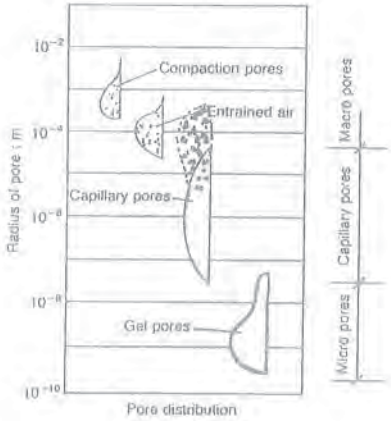


Fig. 4 - Classificazioni delle dimensioni dei pori

I pori presenti in un cls normale riguardano una frazione della pasta e le loro dimensioni variano in un ampio range. La classificazione tradizionale, suggerita da Powers e Brownyard fa riferimento a due classi di pori: i pori gel sono associati alla formazione di prodotti di idratazione ("gel cemento") e riguardano la porosità intrinseca, mentre i rimanenti spazi, occupati dall'acqua, prendono il nome di pori capillari. I micropori e, per molte ragioni, anche i più piccoli mesopori, costituiscono la porosità intrinseca; macropori e mesopori rappresentano invece il sistema di pori capillari. A seguito della fatica HCF la struttura dei pori e la loro distribuzione statistica subisce delle modifiche che possono essere quantificate in uno spostamento verso percentuali più elevate dei pori capillari con raggi equivalenti di 10^{-4} cm: pori capillari e macropori risultano essere rilevanti per la durabilità.

E' noto che l'interfaccia cemento-aggregato è più porosa della restante massa in quanto è stata sede di autotensioni e di gradienti di temperatura durante l'idratazione: le zone di interfaccia sono buoni veicoli per il flusso d'acqua.

6. MISURE DI PERMEABILITA'

Queste misure vengono effettuate nella speciale cella di permeabilità. La permeabilità all'acqua si misura con un gradiente di pressione pari a 8 Atm.

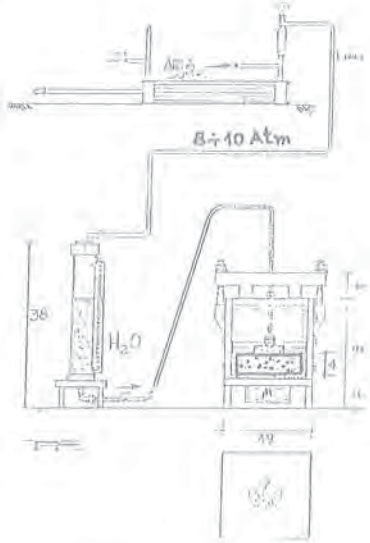


Fig. 5 - Apparecchiatura di prova della permeabilità in pressione sul cls

In riferimento alla figura 5, al tempo iniziale t_1, il carico $h(t_1)$ applicato al provino è dato da:

$$h(t_1) = h_I(t_1) - h_{II}(t_1)$$

dove $h_I(t_1)$ - $h_{II}(t_1)$ includono le attuali altezze di acqua

più le pressioni applicate P_L e P_u, espresse in altezze equivalenti di acqua. Indicando tale variazione con Δ, il carico $h(t_2)$ applicato al tempo t_2 può essere espresso come:

$$h(t_2) = h_l(t_1) - h_u(t_1) - 2\Delta$$

Si osservi che $\Delta = \Delta h_l = \Delta h_u$ in condizione di completa saturazione e completa idratazione. La perdita di carico Δh che si rileva dopo un certo intervallo Δt è dato da:

$$\Delta h = -\left(h(t_1) - h(t_2) \right)$$

Dopo alcune sostituzioni e semplificazioni, si può riscrivere: $\Delta h = -2\Delta$. Il flusso entrante Q_{in} può essere scritto come:

$$Q_{in} = A_B V_B$$

con: A_B = area della sezione trasversale della buretta;
V_B = velocità del fluido nella buretta.

Nel caso di saturazione si può fare riferimento alla velocità media del flusso espressa come $\Delta X/\Delta T$, dove ΔX rappresenta la distanza attraversata nel tempo ΔT; pertanto si ha:

$$Q_{in} = A_B \frac{\Delta}{\Delta t}$$

La quantità di flusso entrante può essere scritta come:

$$Q_{in} = -\frac{A_B \Delta h}{2 \Delta t}$$

La quantità di flusso uscente Q_{out} è data da:

$$Q_{out} = A_S V_S$$

dove A_S = area della sezione trasversale del provino;
V_S =velocità del fluido nel provino.

Assumendo che la velocità V_S è proporzionale al gradiente idraulico (legge di D'Arcy), si può esprimere come:

$$Q_{out} = A_S k i$$

dove k è il coefficiente di permeabilità; $i = h/l$ è il gradiente idraulico; h è il carico applicato al provino ad un tempo t; L è la lunghezza del provino.

Uguagliando il flusso entrante a quello uscente, si vede che:

$$-\frac{A_B \Delta h}{2 \Delta t} = A_S k (h/L)$$

in forma differenziale essa si può riscrivere nel seguente modo:

$$-\frac{dh}{h} = \frac{2 A_S k}{A_B L} dt$$

Integrando questa equazione fra due valori opportuni e riordinando i termini, si ottiene che:

$$k = \left(\frac{A_B L}{2 A_S}\right)\left(\frac{1}{\Delta t}\right) \ln \frac{h(t_1)}{h(t_2)}$$

Il primo rapporto al secondo membro è costante per ogni provino, poiché le dimensioni non variano durante la prova; bisogna invece tener conto degli effetti dovuti alla temperatura che provocano variazioni della viscosità dell'acqua e riferire tutti i valori a 20°C. Quando un gas ideale a volume costante è sottoposto ad un aumento di temperatura, la pressione esercitata dal gas aumenta. L'espressione che lega pressione P e temperatura T è data da:

$$P_1 T_2 = P_2 T_1$$

dove gli indici 1 e 2 denotano le condizioni iniziali e quelle finali.

Se durante un test di permeabilità la temperatura aumenta da 20° a 28°C, la pressione si incrementa del 3%.

Valori tipici di permeabilità sono dell'ordine di 10^{-10} cm/sec.

Quando si impiegano pressioni elevate per superare i problemi di flusso basso, le condizioni di "perfetta tenuta" dei provini diventano difficili da realizzare. Si è cercato di ovviare ad una sigillatura mediante lastre di gomma tra provino cella. L'aria contenuta nei pori più piccoli ostacola il flusso d'acqua. Per misure di permeabilità attendibili occorre quindi che i provini siano saturi e restino tali anche durante i tests. Le strutture in cls, in particolare per quelle esposte contemporaneamente alla *fatica* e al contatto con l'acqua, le esigenze di *durabilità* e di mantenimento del livello di sicurezza al di sopra del minimo per tutta la vita di servizio, rendono particolarmente importanti i fenomeni di *permeabilità*.

E' noto come la permeabilità massima consentita dal cls non venga quasi mai quantificata con un valore, nè tanto meno se ne precisi il metodo di misura.

Oltre tutto, secondo quanto esposto, affinché vi sia una buona probabilità che possa essere garantita la durabilità prevista, i valori di K ritenuti accettabili dovrebbero variare con le previsioni della vita a fatica: fino a 3 Mcicli da $0{,}5 \cdot 10^{-9}$ cm/s a $1{,}5 \cdot 10^{-9}$ cm/s; fino a 10 Mcicli da $0{,}5 \cdot 10^{-12}$ cm/s a $1{,}5 \cdot 10^{-12}$ cm/sec. Naturalmente le misure andrebbero effettuate secondo una procedura standard quale quella esposta.

Una struttura per cui si preveda una vita a fatica

HCF, dovrebbe essere imposto un coefficiente di permeabilità K inferiore di almeno 1000 volte a quello di strutture non sottoposte a fatica.

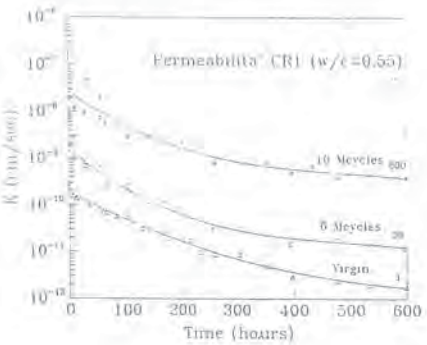


Fig. 6 - Risultati delle prove di permeabilità sul cls CR1

7. CONCLUSIONI

Dalla rassegna ancorché rapida delle risultanze dell'insieme di prove effettuate su provini di cls, si può ricavare la conferma che l'abbinamento della *fatica con la permeabilità* concorre a creare i forti presupposti per una *accelerazione* del processo di degrado del materiale.

L'aumento della permeabilità crea il consistente *indizio* che un danno notevole alla struttura del materiale sia costituito dalle microfratture da fatica presenti anche in zona compressa e come aggravante che il processo di *coalescenza* delle stesse comporti la formazione di un reticolo interno interconnesso. Tale sorta di *vascolarizzazione* potrebbe preparare la via per la *permeazione* all'acqua e quindi innescare un consistente e brusco incremento dei processi di degrado non solo del cls, quali carbonatazione, scaling, gelo-disgelo, ma anche dell'armatura, quali debonding e corrosione. Infatti gli effetti della fatica si possono risentire anche in profondità, fino ad arrivare alle armature, divenendo quindi *via di penetrazione* di agenti di degrado meccanico e chimico veicolati dall'acqua. Quindi la concomitanza di fattori di degrado *fatica* e *permeabilità* deve essere certo molto più *sorvegliata*, al fine di evitare che si intacchi la *durabilità* della struttura ovvero che le sue *performances* non vadano sotto il grado di sicurezza minimo richiesto per tutta la vita di servizio, ciò che non appare per nulla scontato non tenendo conto di tale concorrenza di effetti di natura meccanica.

BIBLIOGRAFIA

[1] HOLMEN J.O. - Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading. Un. Trod. Norway, 1979

[2] RILEM CPC 13.2 - Méthode d'essais des bétons. Bordas-Dunod, 1979

[3] TEPFERS R., KUTTI T. - Fatigue strength of Plain Ordinary and Lightweight Concrete. ACI J. 76, 1979

[4] DHIR R.K., HEWLETT P.C., CHAN Y.N. - Near Surface Characteristics of Concrete: Intrinsic Permeability. Mag. Concr. Res., n. 147, June 1989

[5] WEN Y.K. - Equivalent Linearization on Hysteretic Systems. J. Appl. Mec., 47, 1980

[6] WHITING D., WALITT A. - Permeability of Concrete. ACI-SP-108, Detroit 1988

IL PONTE SUL LAGO OMODEO A TADASUNI (ORISTANO)

Roberto CAPRA
Ingegnere Strutturista - Milano

Francesco MARTINEZ Y CABRERA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

Ettore POZZO
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Università degli Studi di Cagliari

IL PONTE SUL LAGO OMODEO A TADASUNI (ORISTANO)

Roberto CAPRA
Ingegnere Strutturista

Francesco MARTINEZ Y CABRERA
Politecnico - Milano

Ettore POZZO
Facoltà Ingegneria - Cagliari

SOMMARIO

Il ponte di Tadasuni, con la luce di m 160, è uno dei ponti in c.a.p. di maggiore luce realizzati in Italia. L'articolo illustra le caratteristiche del progetto ed approfondisce alcuni aspetti di calcolo connessi alle deformazioni ed al regime differito.

SUMMARY

Tadasuni bridge, with 160 m span, is one of the largest bridges in prestressed concrete built in Italy. The paper describes the bridge and investigates some aspects of the structural analisis due to the deformation and to the visco-elasticity.

1. PREMESSA

Il ponte di Tadasuni, costruito sul lago Omodeo vicino ad Oristano, rientra in un ampio quadro di sistemazione del territorio della zona del Tirso.

Il Consorzio di Bonifica di Oristano, con finanziamento della Cassa per il Mezzogiorno, ha iniziato i lavori di costruzione di una nuova diga, in località Cantoniera di Busachi, che porterà l'invaso del lago Omodeo a raggiungere la quota di + 118 m s.l.m. (Fig. 1).

Questo nuovo invaso porterà a sommergere la vecchia diga sul Tirso e alcuni tratti delle strade provinciali n° 15, per Sorradile, e n° 30, per Ardauli e, in particolare, sommergerà il vecchio ponte sul lago Omodeo, che si trova a quota + 115 m s.l.m.

L'intervento effettuato aveva carattere di urgenza, in quanto il ponte esistente non poteva essere sovralzato trovandosi in precarie condizioni statiche, nonostante un recente intervento di manutenzione.

La scelta di un nuovo ponte di grande luce era stata indicata dal Consorzio già in fase di gara per poter operare sulle sponde dell'attuale lago, che risultavano in secca dalla fine dell'estate ai primi mesi invernali.

Lo studio effettuato dal Consorzio di Bonifica di Oristano, con la direzione tecnica dell'Ing. Sanna, riguarda tutta la viabilità relativa ai comuni di Ardauli e Sorradile, mentre è rimasto escluso l'attraversamento del lago a S. Chiara, che attualmente si realizza sopra l'attuale diga sul Tirso.

In fase preliminare di progettazione furono confrontate tre possibili soluzioni base per l'attraversamento e cioè:

- soluzione convenzionale a campate segmentate

- soluzione con ponte strallato di luce di 200 m
- soluzione a travata di luce centrale di m 200, in c.a.p. realizzata per conci in avanzamento
- soluzione a travata di luce centrale di m 160 in c.a.p. realizzata per conci in avanzamento.

Immediatamente fu accantonata la soluzione convenzionale per le difficoltà tecniche ed economiche di realizzare le fondazioni nel lago. Le soluzioni sui 200 m di luce, mentre risolvevano tutti i problemi di interferenza con l'invaso sottoposto ad escursioni del pelo libero, non trovarono riscontri economici accettabili ne possibilità di reimpiego delle attrezzature per un altro ponte di luce di 100 m previsto a poca distanza. Pertanto, nel quadro generale dell'appalto concorso, la soluzione con luce di 160 m ha mediato le varie esigenze compreso il reimpiego delle attrezzature.

Le fondazioni, di tipo diretto, raggiungono (in asse) la profondità di 18-19 m rispetto all'attuale piano campagna addentrandosi adeguatamente nella formazione miocenica non alterata (alternanze di arenarie siltose e marne siltoso-argillose). Si raggiungono tassi di lavoro dell'ordine di 0,5 N/mm^2

Fig. 1

2) DESCRIZIONE DELL'OPERA ED IMPOSTAZIONI DI PROGETTO

Il ponte è costituito da un viadotto principale la cui luce centrale è di m 160 con due campate laterali di m.100 e da due viadotti di accesso con campate di m 25 realizzate con travi prefabbricate.

Il viadotto principale, di lunghezza pari a m 360, è sostenuto da due pile poste in posizione simmetrica distanti reciprocamente m 160.

L'impalcato, della larghezza complessiva di m.11,20, è costituito da una struttura in c.a.p. con sezione a cassone monocellulare di altezza variabile. Il profilo longitudinale dell'intradosso del viadotto segue infatti una curva parabolica e l'altezza della sezione trasversale varia da un massimo di m 9,20, in corrispondenza delle pile, ad un minimo di m 3,00 nella sezione centrale e di appoggio delle campate laterali.

Le pile P3 e P4 (si veda lo schema del ponte di seguito riportato), con altezze rispettivamente di m.37,30 e di m 41,80, sono realizzate ciascuna da una coppia di lame sagomate.

A partire dalle fondazioni di tipo diretto, costituite da due plinti massicci, si ha un primo tratto alto m 6,30 per la pila P3, m 10,80 per la pila P4 in cui la sezione è a cassone e dalla quale spiccano due lame dello spessore di m 1,30. Tali lame sono collegate da due coppie di calastrelli, a due livelli.

La Fig. 2 illustra l'opera nel suo complesso, mentre la Fig. 3 illustra le caratteristiche geometriche delle sezioni strutturali rispettivamente in chiave ed in mezzeria della campata centrale. Particolare attenzione è stata rivolta alla progettazione delle pile.

Le pile, a lame binate, ciascuna a sezione rettangolare piena allungata con rastremazioni terminali, sono dotate di adeguata area strutturale e di minima rigidezza rispetto al lato lungo del rettangolo stesso. Esse si collegano all'intradosso dell'impalcato senza sconnessioni vincolari e con armature adeguate a far fronte alle sollecitazioni ivi presenti.

Con tale impostazione di progetto si è inteso attribuire alle pile una elevata flessibilità nel piano longitudinale in modo da poter far fronte, in totale assenza di apparecchiature di appoggio, alle escursioni per ritiro, viscosità e variazioni di temperatura della campata centrale di 160,00 m.

Inoltre, al fine di disporre di una pila più flessibile nelle prime fasi di sviluppo del ritiro e della viscosità dopo il collegamento dell'impalcato in chiave, si è provveduto a realizzare il solo calastrello inferiore all'atto della realizzazione della pila rimandando la realizzazione del secondo calastrello superiore ad opera completata o solo poco prima delle operazioni di collaudo.

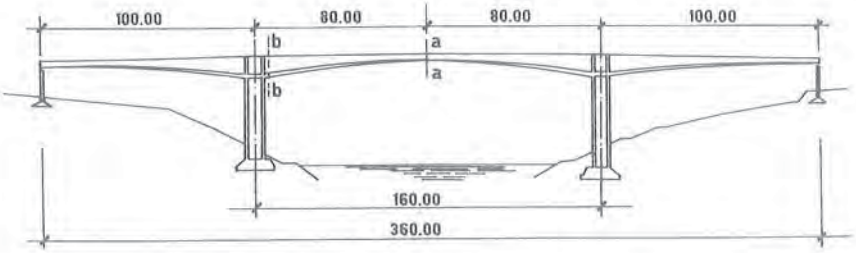


Fig. 2 - Profilo longitudinale

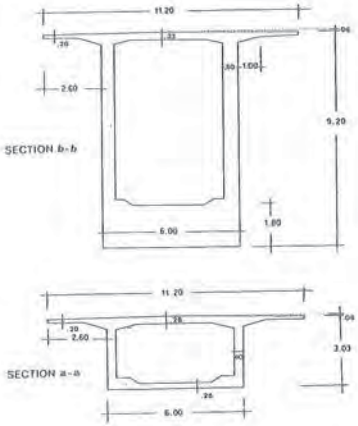


Fig. 3 - Sezioni in mezzeria ed al filo della pila

Fig. 4 - Vista generale dell'opera.
Sullo sfondo il ponte esistente
a quota 115 m s.l.m.

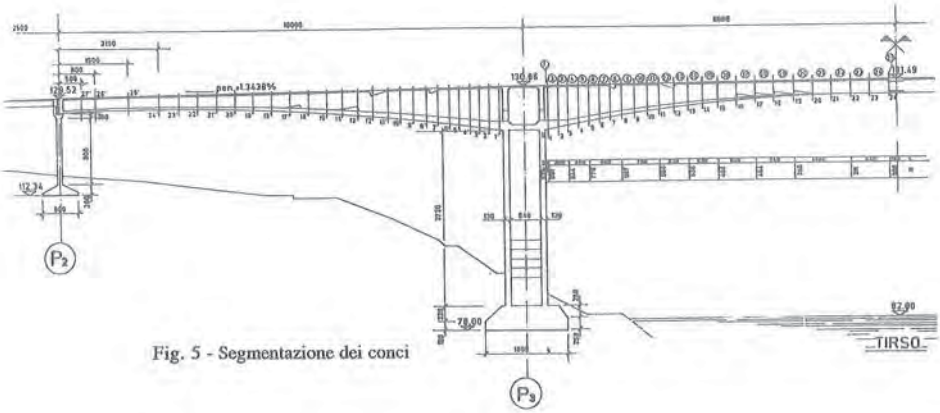


Fig. 5 - Segmentazione dei conci

Inoltre tali due lame sono state precompresse con cavi baricentrici assiali al fine di meglio garantire la monoliticità delle lame condizionate dalle riprese del getto ed al fine di disporre un più alto coefficiente di sicurezza in fase di decompressione di una lama per condizioni di carico accidentale che impegnano la sola campata non adiacente alla lama stessa.

La Fig. 4 mostra l'opera completa mentre la Fig. 5 espone la segmentazione dei conci.

3. PROCEDIMENTI COSTRUTTIVI: Fasi e schemi statici

La configurazione finale dell'opera è stata realizzata attraverso una successione di fasi costruttive le quali si articolano come segue:

- costruzione, in successione, delle due pile principali compreso il concio di testa pila con l'impiego di casseri rampanti.
- Realizzazione, in successione, della trave di impalcato per conci successivi gettati in opera con avanzamento a sbalzo, simmetrico, a partire dal concio di testa di ciascuna pila.

  Alla realizzazione di ogni coppia di conci, simmetrici rispetto alla pila, segue la tesatura dei cavi di precompressione disposti in soletta per l'assorbimento del momento negativo (tensione di tiro 1350 N/mm^2) e la iniezione degli stessi.

  La situazione al termine della fase di avanzamento è definita con lo schema statico A.

  Le anime dei primi conci, sono precompresse verticalmente.
- Realizzazione del concio di chiusura in mezzeria della campata centrale (schema statico B).
- Contemporanea realizzazione delle spalle.
- Composizione dei tratti di campate laterali dall'estremo di ciascun 'cantilever' alle relative spalle.

  La sezione a cassone, in tale tratto, e con procedimento nuovo, è ottenuta attraverso l'impiego di:
  - elementi prefabbricati precompressi (a trefoli aderenti)
  - predalles di fondo
  - campi di soletta prefabbricati a tutta larghezza

  Di seguito viene illustrato lo schema di composizione della sezione.

  La fase di montaggio degli elementi prefabbricati, il successivo posizionamento delle armature ed il getto integrativo della controsoletta e delle pareti laterali individuano lo schema statico C e lo schema D.

  In tale schema gli elementi prefabbricati vengono gravati dal loro peso proprio e precompressione e dal peso del getto integrativo.

A maturazione dei getti integrativi vengono tesati i cavi principali di collegamento ai rispettivi 'cantilever' dando vita allo schema statico E, con bloccaggio della sella Gerber.

Come ultima operazione vengono montati ed assemblati i campi di soletta prefabbricati realizzando lo schema statico finale F.

Le fasi elencate sono illustrate nella Fig. 6.

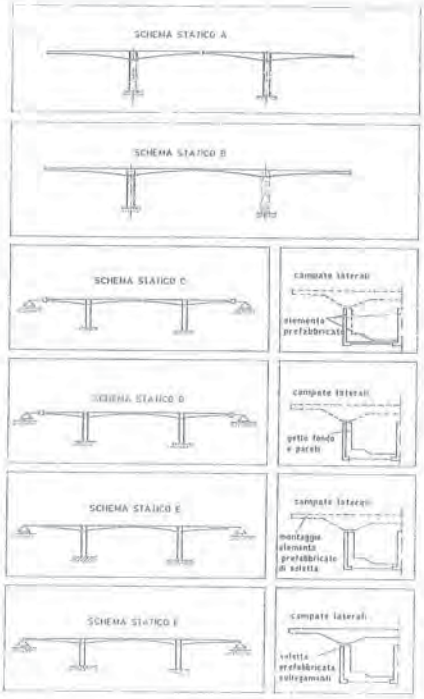


Fig. 6

Il procedimento speciale per realizzare i tratti di struttura dell'estremo dei cantilever alle spalle si è reso necessario per le difficoltà orografiche di impostare centine da terra sul pendio scosceso.

La tecnica impiegata si è dimostrata valida e non ha comportato difficoltà di esecuzione.

E' stato poi sviluppato uno specifico progetto del calcestruzzo nel Laboratorio della M.A.C. di Treviso: impiegando inerti trasportati dalla Sardegna.

Su varie campionature si sono effettuate anche prove di resistenza e di modulo in 48 h, 3 gg; 7 gg; 14 gg; 28 gg, richiedendo a 48 h una Rbk $\geq$ 22,5 N/mm^2.

Inoltre, sulla base degli stati tensionali per peso proprio e precompressione, si è studiato nell'arco di 6 mesi, il comportamento nel tempo dei provini.

I cavi di precompressione sono della V.S.L. - Berna del tipo ad 8 - 14 e 19 trefoli da 0,6".

4) CRITERI PROGETTUALI

Le impostazioni progettuali sono state finalizzate al contenimento delle deformazioni flessionali nelle fasi costruttive di avanzamento dell'impalcato a conci. Ciò comporta, poi, il contenimento degli effetti reologici di natura flessionale.

Come noto, uno dei particolari inconvenienti registrati nel passato, per i ponti a sbalzo, è stato l'assetto deformativo immediato e differito conseguente ad un elevato sfruttamento dell'effetto della precompressione con conseguenti diagrammi sbilanciati delle tensioni sezionali per precompressione e peso proprio.

L'introduzione del concetto di curvatura limitata comporta la finalità di ottenere, ad ogni tappa di realizzazione di un concio, una compressione quasi centrata in ogni sezione del cantilever.

Il criterio seguito ha preso in considerazione, preliminarmente gli aspetti fondamentali dei problemi, evitando complesse modellazioni.

In tale ottica si è risalito al valore iniziale del tiro da imporre ad ogni concio partendo dal valore che viene assegnato all'atto dell'assemblaggio in chiave ed aggiungendo a quest'ultimo le perdite di tensione sviluppatesi nel cavo durante l'intervallo di tempo intercorso (procedimento a ritroso).

In tale fase le sezioni non sono state depurate dai fori; il modulo di elasticità è stato ritenuto costante e si è fissata una eccentricità costante dei cavi del bordo superiore della sezione.

I diagrammi di Fig.7 e Fig.8 illustrano l'andamento dei momenti in avanzamento e dei valori assegnati, concio per concio, alle azioni di precompressione. La Fig. 10 illustra lo schema dei cavi e relativa precompressione.

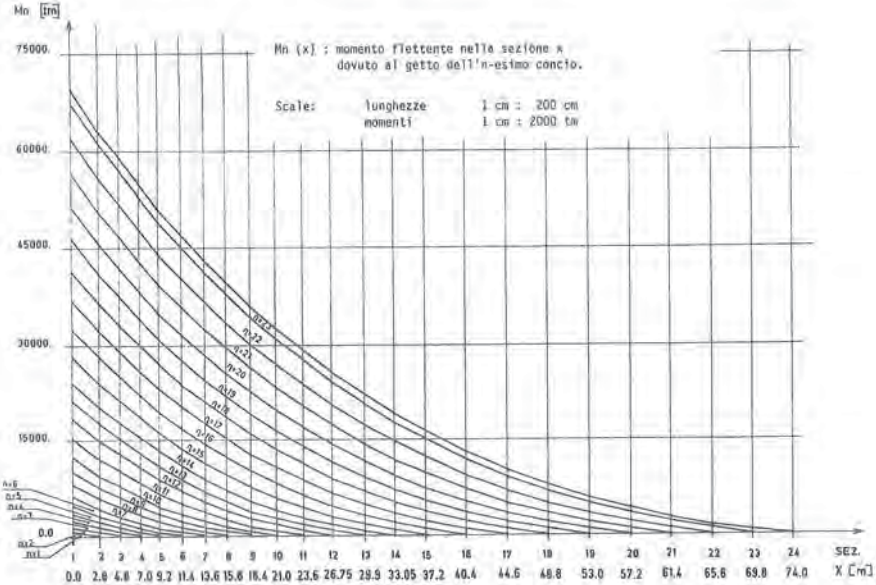


Fig. 7 - Evoluzione delle sollecitazioni flessionali in avanzamento

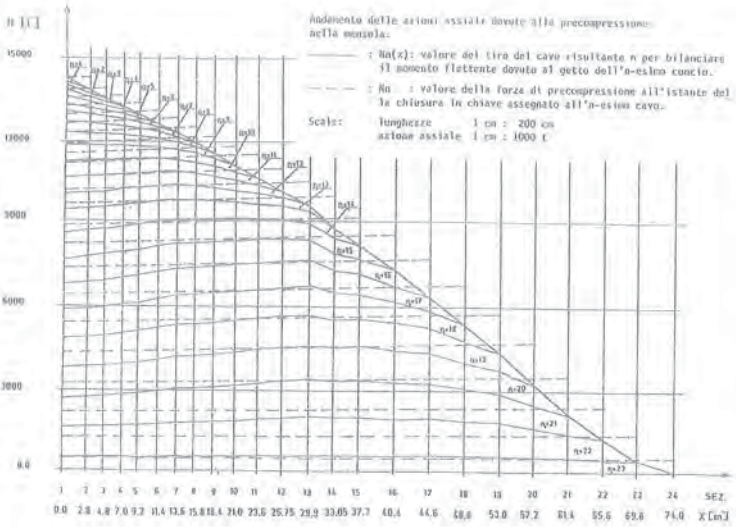


Fig. 8 - Modulazione della precompressione

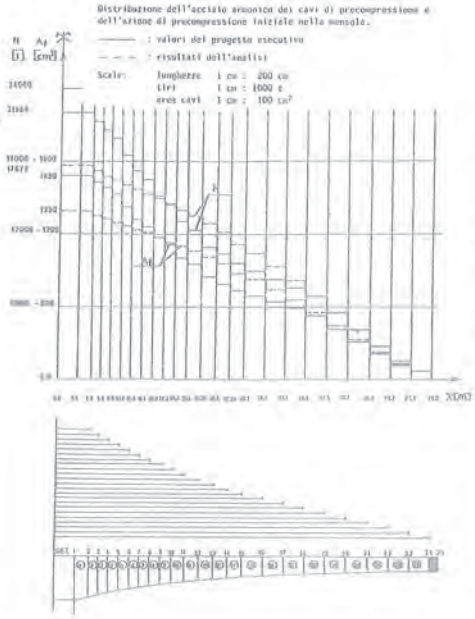


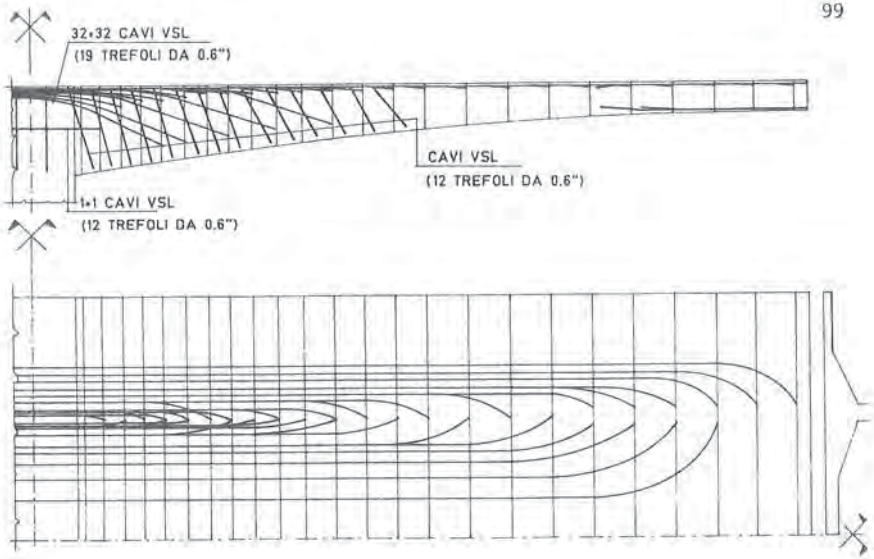
Fig. 9 - Andamento schematico dei cavi e delle azioni di precompressione.

Alla fine dell'avanzamento si è avuto uno spostamento della sezione terminale dell'ultimo concio dell'ordine di - 3.5 - 4.0 cm (verso l'alto). La Fig. 10 evidenzia i diagrammi teorici ottenuti per lo stato tensionale.

La Fig. 11 mostra l'andamento dei cavi di precompressione e uno schema base di armatura del concio e della pila.

Le fotografie di Fig. 12 illustrano il termine della fase di avanzamento ed il complesso pila - testa pila . Come detto, il secondo traverso di collegamento tra le lame delle pile è stato realizzato a circa sei mesi di tempo dalla chiusura in chiave al fine di far fronte ai primi effetti da ritiro e viscosità con pile più flessibili. La Fig. 13 illustra il calcolo del carico critico di una lama con e senza precompressione.

Fig. 10 - Diagrammi delle tensioni alla fine dell'avanzamento



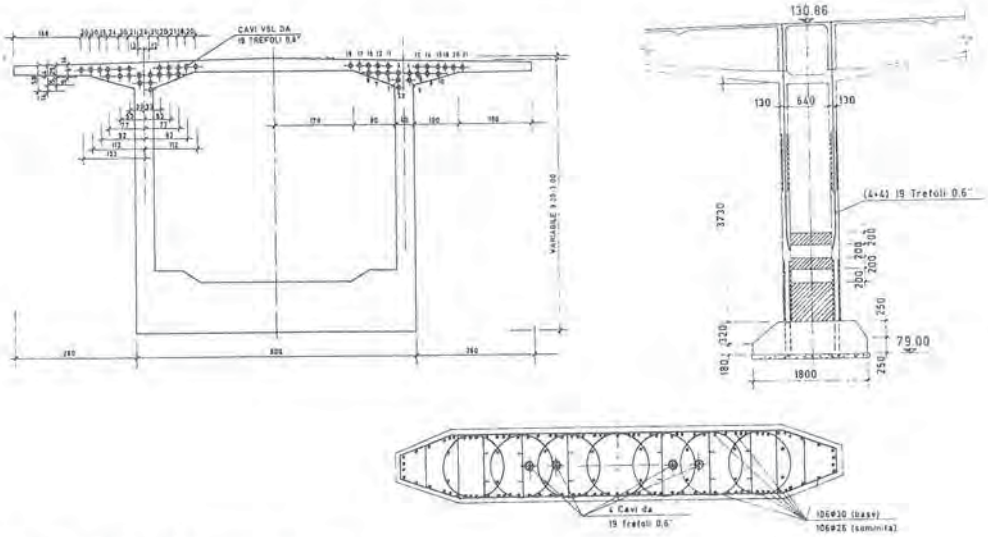


Fig. 11 - a) schema di disposizione dei cavi
b) schema dei cavi della sezione
c) schema di armatura della pila

Fig. 12
a) fine fase di avanzamento
b) vista frontale
c) Inizio 2° cantilever

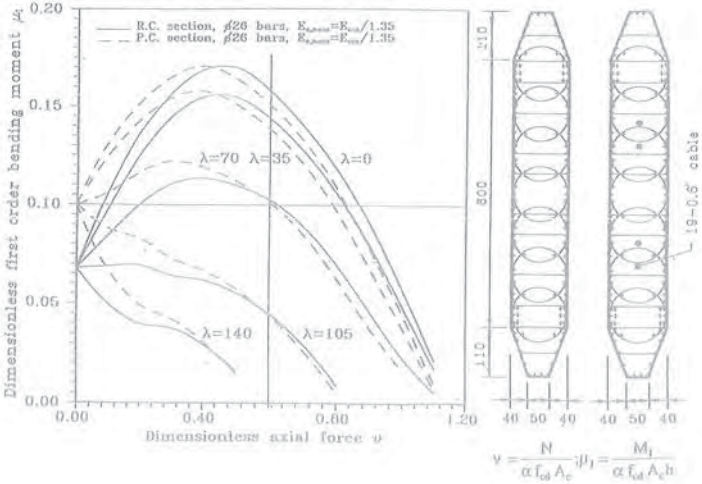


Fig. 13 - Instabilità pila

5) REGIME DIFFERITO

Le incognite iperstatiche che sorgono in corrispondenza dei vincoli aggiuntivi (tempo t^*_2) sono illustrate nella seguente Fig. 14 (sfruttando la simmetria della struttura è possibile fare riferimento a metà ponte).

Se si indica con t_i il tempo di applicazione dei carichi (con $t_i < t^*_2$) le equazioni di congruenza che determinano le reazioni che nascono nei vincoli sovrabbondanti, si scrivono, al solito, imponendo che risultino nulli gli spostamenti relativi che si manifestano nei tempi $t > t^*_2$ in corrispondenza dei punti di applicazione delle incognite iperstatiche x_i (t).

Si ha pertanto il seguente sistema risolvente:

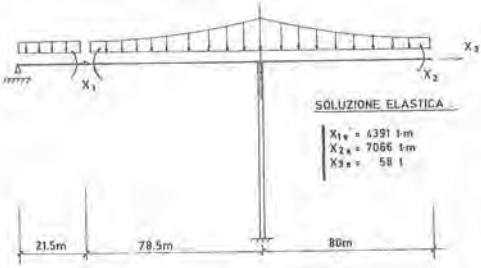


Fig. 14 - Schema principale

$$[\delta_{ec}]\,[x\,(t)] + \int_{t^*_2}^{t} [\delta_{ec}]\;[x\,(\tau)]\;\phi\,(t,\tau)\;d\tau +$$

$$+ \sum_{1}^{N}{}_i \Big\{ [\delta_{oc}{}^{(i)}\,(t)] + \int_{t_i}^{t} [\delta_{oc}{}^{(i)}\,(\tau)]\;\phi\,(t,\tau)\;d\tau -$$

$$-[\delta_{oc}{}^{(i)}(t^*_2)] - \int_{t_i}^{t^*_2} [\delta_{oc}{}^{(i)}(\tau)]\;\phi(t^*_2,\tau)\;d\tau \Big\} = 0$$

essendo: $x\,(t)] = [x_1\,(t),\, x_2\,(t),\, x_3\,(t)]^T$

il vettore delle incognite iperstatiche e

$$[\delta_{oc}{}^{(i)}\,(t)] = [\delta_{1oc}{}^{(i)}\,(t),\, \delta_{2oc}{}^{(i)}\,(t),\, \delta_{3oc}{}^{(i)}\,(t)]$$

il vettore degli spostamenti relativi dei punti di applicazione delle incognite $[x\,(t)]$ prodotti dal peso proprio del concio *i* e dalle azioni trasmesse dai cavi di precompressione tesati in corrispondenza del getto del concio i-esimo stesso. Tali azioni si considerano agenti a partire dal tempo $t_i < t^*_2$

$\phi\,(t,\tau)$ il nucleo identico per tutta la struttura

Con opportuni passaggi si ottiene:

$$(x_{i\infty} = x_{ie}\,[1 - e^{-\phi_{ff}}[1 - \beta_f(t^*_2)] \quad (I = 1,\, 2,\, 3)$$

essendo:

x_{ie} la soluzione elastica calcolata sullo schema statico finale a telaio

$\phi_{ff}{}^{\beta_f(t)}$ il nucleo viscoso

t^*_2 il tempo relativo all'introduzione degli ultimi vincoli sovrabbondanti

Si è assunto inoltre (dal Model Code CEB/FIP - Aprile 1978 - Bollettino di informazioni CEB n° 124/125):

$\phi_{ff} = \phi_f/1.4$

$\phi_f = \phi_{f1} \cdot \phi_{f2} \quad (h_o)$

ϕ_{f1} : parametro funzione dell'ambiente

$$\phi_{f2}\,(h_o) = e\;4{,}4 \times 10^{-5}\;h_o - \frac{0{,}357}{h_o} - \ln\left(\frac{h_o{}^{0{,}1667}}{2{,}6}\right):$$

parametro funzione dello spessore fittizio h_o

$h_o = 2A^{\lambda}/P$

A : area della sezione trasversale della struttura

P : perimetro della sezione trasversale esposta all'atmosfera

λ : parametro funzione dell'ambiente

$$\beta_f\,(t) = \left[\frac{t}{t + K_1(h_o)}\right]^{K_2(h_o)}$$ funzione dello spessore fittizio h_o e del tempo t

$$K_1\,(h_o) = e\left[\frac{5{,}02}{h_o} + \ln\,(6{,}95\;h_o\;1{,}25)\right]$$

funzione dello spessore fittizio h_o

$$K_2\,(h_o) = e\,[0{,}00144\;h_o - \frac{1{,}1}{h_o}$$

$$- \ln\,(1{,}005\;h_o{}^{0{,}2954})]$$

(h_o e t espressi rispettivamente in cm e giorni)

Si è assunto per lo spessore fittizio h_o un valore medio:

$$h_o = 75{,}6 \text{ cm}$$

Il tempo t^*_2 è pari a 240 gg. Risulta:

$\phi_{f2} = 1,2625$ $\quad K_1 = 1655,68$

$K_2 = 0,3047$ $\quad \beta_f(t^*_2) = 0,51233$

Per ambiente esterno in genere (umidità relativa pari al 70%) si ha:

$$\phi_{f1} = 2,0 \qquad \lambda = 1,5$$

Di qui:

$$\phi_f = 2,525 \qquad \phi_{ff} = 1,804$$

Da ultimo:

$$x_i = 0,5851 \cdot x_{ie}$$

La soluzione elastica fornisce, per le incognite iperstatiche, i valori indicati in Fig. 14.
I diagrammi dei momenti sono illustrati nella Fig. 15.

Fig. 15

CONCLUSIONI

L'opera ha perfettamente corrisposto alle previsioni di progetto ed in effetti l'assetto deformativo è rimasto contenuto. Fig. 15.

Insieme al Prof. Pozzo, collaudatore, è stato eseguito un interessante studio sulla deformabilità a tempi brevi, pubblicato dalla RILEM (v. bibliografia)

I quantitativi di materiale impiegato per l'impalcato possono così riassumersi:

- calcestruzzo ~ 1,00 mc/mq
- acciaio normale 100 kg/mq
- acciaio armonico 50 kg/mq

L'opera è stata costruita per conto del Consorzio di Bonifica di II° grado di Oristano, ed è stata realizzata dalla IMPRESA FABIANI - BERGAMO.

Hanno collaborato:

Progetto e calcolo strutturale
- Dott. Ing. Roberto CAPRA
- Prof. Ing. F. MARTINEZ Y CABRERA

Collaboratori
- Dott. Ing. Giorgio CIANCIULLO
- Prof. Ing. Piergiorgio MALERBA
- Dott. Ing. Luca TEDESI

Consulenza geologica e geotecnica
- Prof. Ing. Giovanni BRAGA
- Studio LOMBARDI - LOCARNO

Direttore dei Lavori
- Dott. Ing. Luigi SANNA

Collaudatori
- Prof. Ing. Giovanni CORONA
- Prof. Ing. Ettore POZZO

Capo Cantiere
- Geom. Giancarlo OSIO

BIBLIOGRAFIA

[1] **Capra Roberto** : Il modulo di elasticità, L'Edilizia e l'industrializzazione, maggio 1987.

[2] **Fontana A.; Martinez F.; Menditto G.** : Sulla stabilità dell'equilibrio in travi in parete sottile precompresse di sezione variabile, Giornale del Genio Civile, n° 9, 1971.

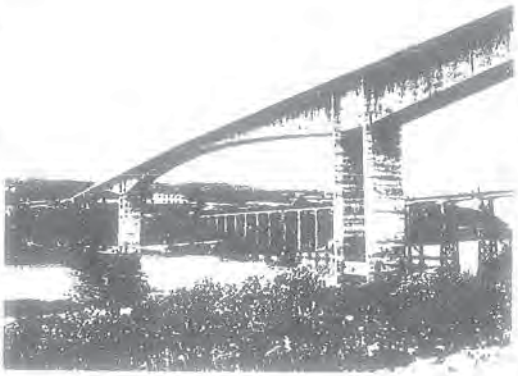
[3] **Martinez y Cabrera F.; Menni C.; Rampi C.** : Sul calcolo dei ponti a cassone monocellulare a profilo deformabile, Studi e Rendiconti, Costruzioni in c.a., 1975, Milano.

[4] **Martinez y Cabrera F.; Pozzo E.** : Experimental control of deformability at short-term loadings in testing large-span prestressed structures, RILEM, Materials and Structures, 1992, 25.

[5] **Migliacci A.; Mola F.** : Progetto delle strutture agli stati limite, Masson, 1986.

[6] **Matildi P.; Pascale G. ; Di Leo A.** : Il modulo di elasticità dei calcestruzzi maturati a vapore, analisi delle conoscenze attuali, La Prefabbricazione, n°6, 1981.

[7] **Podolny W.; Muller J.** : Prestressed Concrete Segmental Bridges, Wiley e Sons, 1982



NOTE SULL'APPLICAZIONE DEL METODO DEGLI ELEMENTI DI CONTORNO ALL'ANALISI DINAMICA DI GALLERIE IN PRESENZA DI ONDE SISMICHE

Domenico CAPUANI - Claudio CECCOLI - Maurizio MARCHETTI
Istituto di Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di Bologna

NOTE SULL'APPLICAZIONE DEL METODO DEGLI ELEMENTI DI CONTORNO ALL'ANALISI DINAMICA DI GALLERIE IN PRESENZA DI ONDE SISMICHE

Domenico CAPUANI
Ingegnere Civile
Dottorando in Meccanica
delle Strutture
Ist. di Tecnica delle Costruzioni
Università di Bologna

Claudio CECCOLI
Professore Ordinario
Ist. di Tecnica delle Costruzioni
Università di Bologna

Maurizio MARCHETTI
Ingegnere Civile
Ist. di Tecnica delle Costruzioni
Università di Bologna

SOMMARIO

In questa nota il metodo degli elementi di contorno, formulato nel dominio del tempo, viene applicato allo studio degli effetti della diffrazione di onde simiche su una galleria in un suolo elastico illimitato. Il metodo si presta allo studio di gallerie di forma generica. Per la discretizzazione del solo contorno della galleria vengono adottati elementi di contorno isoparametrici, mentre nel tempo spostamenti e sforzi sono supposti costanti all'interno del singolo passo.

SUMMARY

In this work, the boundary element method, formulated in the time domain, is employed to study the effects of seismic wave diffraction by a tunnel in an infinite elastic soil. The method is useful to study underground structures of arbitrary shape. Isoparametric boundary elements are utilized to discretize the boundary of the tunnel, whereas displacements and tractions are supposed constant over each time step.

1. PREMESSA

Le gallerie e le condotte interrate di grande diametro, sono tipici esempi di strutture interrate alle quali è affidato un ruolo centrale nella vita e nell'organizzazione delle aree urbane. Per tali strutture una delle più temibili cause di danneggiamento è rappresentata dai terremoti. Rispetto alle strutture realizzate fuori terra, esse presentano un comportamento sismico del tutto differente, essendo la resistenza alle forze d'inerzia affidata principalmente al suolo che le circonda.

Di particolare rilievo è lo studio degli effetti connessi con la propagazione di onde sismiche nel terreno quando queste investono strutture interrate o

cavità quali le gallerie. Infatti, alla diffrazione delle onde consegue un aumento delle tensioni in prossimità della parete della struttura o della cavità. Il rapporto tra i valori della tensione dell'onda totale e dell'onda incidente è noto in letteratura come fattore di concentrazione delle tensioni in regime dinamico o DSCF (*dynamic stress concentration factor*).

Per l'analisi di tali problemi sono stati impiegati metodi analitici in grado di fornire soluzioni solo in casi particolari riguardanti geometrie semplici delle gallerie. Tali metodi si basano su una rappresentazione del campo di spostamenti con serie di autofunzioni, ottenute mediante separazione di variabili. Baron e Matthews [1], [2] e Baron e Parnes [3] hanno determinato in tal modo spostamenti e tensioni sul contorno di una cavità, di sezione circolare e di lunghezza infinita, in un mezzo illimitato, investita da onde di pressione e di taglio con distribuzione a gradino nel tempo.

Nel caso di cavità di forma generica e di onde di tipo armonico, Datta et al. [4], [5], [6] hanno proposto una tecnica numerica che combina il metodo degli elementi finiti ed il metodo delle serie di autofunzioni.

Per lo studio di casi più generali occorre far ricorso a metodi numerici di soluzione. Per problemi di propagazione di onde in mezzi illimitati, i metodi alle differenze finite ed i metodi agli elementi finiti non procurano soluzioni soddisfacenti poichè, rappresentando il terreno come un dominio limitato, provocano riflessioni spurie delle onde sul contorno della regione discretizzata. Anche l'adozione di speciali contorni "non riflettenti", come quelli proposti da Kausel et al. [7] per gli elementi finiti, non elimina completamente questo tipo di problemi.

Una tecnica numerica particolarmente efficiente nella soluzione di problemi definiti su domini illimitati è il metodo degli elementi di contorno. Il metodo consiste nella discretizzazione di equazioni integrali formulate sulla base del teorema di reciprocità in campo dinamico di Graffi e delle soluzioni fondamentali per domini illimitati [8], [9]. Esso consente il soddisfacimento della condizione di smorzamento geometrico ed una drastica riduzione delle dimensioni del problema, essendo la discretizzazione limitata al solo contorno del problema.

Per lo studio del transitorio in problemi di propagazione sono state proposte formulazioni con trasformata di Laplace rispetto al tempo [10], [11] o approcci nei quali si ottiene la risposta al transitorio da quella allo stato stazionario mediante trasformata di Fourier [12], [13]. Formulazioni dirette nel dominio del tempo sono state proposte sia per problemi tridimensionali [14], sia per problemi bidimensionali [15], [16], [17].

In questa nota il metodo degli elementi di contorno, formulato nel dominio del tempo, viene applicato allo studio degli effetti della diffrazione di onde sismiche su una galleria in un suolo elastico lineare illimitato. Il problema è studiato in stato piano di deformazione. Nelle equazioni integrali che reggono il problema vengono utilizzate le soluzioni fondamentali tridimensionali di Stokes, in luogo di quelle bidimensionali, più complesse e non facili da integrare. Per quanto riguarda la discretizzazione, limitata al solo contorno della galleria, vengono adottati elementi di contorno quadratici isoparametrici, mentre nel tempo spostamenti e sforzi sono supposti costanti all'interno del singolo passo. Se il passo di tempo è costante, nel sistema algebrico da risolvere ad ogni passo, la matrice da invertire non cambia da passo a passo.

2. FORMULAZIONE DEL PROBLEMA

2.1 La soluzione fondamentale

Il problema della propagazione di onde elastiche in un solido elastico omogeneo ed isotropo è retto, nell'ipotesi di piccoli spostamenti, dalla classica equazione di Navier:

$$(c_L^2 - c_T^2)u_{j,ij} + c_T^2 u_{i,jj} + b_i - \ddot{u}_i = 0 \qquad (1)$$

Nella (1) la funzione $u_i(x,t)$ (i=1,2,3) rappresenta lo spostamento all'istante t, nella direzione coordinata i, del punto individuato dal vettore $x=\{x_1,x_2,x_3\}^T$ mentre il termine noto $b_i(x,t)$ rappresenta la forza di volume agente allo stesso istante nello stesso punto. Le costanti c_L e c_T rappresentano le velocità di propagazione delle onde longitudinali e trasversali, legate ai moduli elastici E e G ed alla densità ρ del mezzo dalle relazioni:

$$c_L = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}} \qquad c_T = \sqrt{\frac{G}{2(1+\nu)}} \qquad (2)$$

L'equazione (1) è formulata insieme con le condizioni iniziali sugli spostamenti u_i e sulle velocità $\dot{u}_i$ nel volume V del solido:

$$u_i(\mathbf{x},0) = u_i^o(\mathbf{x}) \qquad \dot{u}_i(\mathbf{x},0) = \dot{u}_i^o(\mathbf{x}) \tag{3}$$

e con le condizioni al contorno, riguardanti spostamenti e sforzi $t_i(x,t)$, sulla superficie S che racchiude V:

$$u_i(\mathbf{x},t) = \bar{u}_i(\mathbf{x},t) \quad su\ S_u \qquad t_i(\mathbf{x},t) = \bar{t}_i(\mathbf{x},t) \quad su\ S_t \tag{4}$$

Sulla giacitura di normale n_i si ha:

$$t_j = \sigma_{ij} n_j \tag{5}$$

dove le componenti di tensione σ_{ij} sono date dalle equazioni costitutive:

$$\sigma_{ij} = \rho\left[(c_L^2 - 2c_T^2)u_{m,m}\delta_{ij} + c_T^2(u_{i,j} + u_{j,i})\right] \tag{6}$$

La soluzione fondamentale dell'equazione (1), dovuta a Stokes, rappresenta la risposta di un mezzo illimitato ad una forza impulsiva unitaria applicata ad un istante τ in un punto ξ. Ad un istante t ($t>\tau$), lo spostamento in direzione i nel punto x conseguente a tale forza, applicata nella direzione j, ha la seguente espressione [17]:

$$U_{ij} = \frac{1}{4\pi\rho r}\left[\frac{r_{,i}r_{,j}}{c_L^2}\delta(t-\frac{r}{c_L}) + (\frac{\delta_{ij} - r_{,i}r_{,j}}{c_T^2}\delta(t-\frac{r}{c_T}) + (3r_{,i}r_{,j} - \delta_{ij})\int_{c_T}^{c_L}\frac{1}{c^3}\delta(t-\frac{r}{c})\right. \tag{7}$$

ove

$$r = \sqrt{(x_1-\xi_1)^2 + (x_2-\xi_2)^2 + (x_3-\xi_3)^2} \tag{8}$$

rappresenta la distanza tra i punti x e ξ e $r_i = x_i - \xi_i$. Inoltre δ rappresenta la distribuzione di Dirac.

Sostituendo la (7) nelle (5) e (6), si ottiene lo sforzo T_{ij}:

$$T_{ij} = \rho\left[(c_L^2 - 2c_T^2)G_{mj,m}\delta_{ik} + c_T^2(G_{ij,k} + G_{kj,i})\right]n_k \tag{9}$$

2.2 Le equazioni integrali

Nota la soluzione fondamentale, il teorema di reciprocità di Graffi (estensione al caso dinamico del teorema di reciprocità di Betti) consente di porre sotto forma di equazioni integrali il problema retto dall'equazione differenziale (1) e dalle condizioni (3) e (4). Tale teorema richiede che lo spostamento u_i e lo sforzo t_i soddisfino in ogni istante la seguente equazione:

$$c_{ij}u_i(\xi,t) = \int_S U_{ij}(\mathbf{x},t;\xi) * t_i(\mathbf{x},t)dS - \int_S T_{ij} * u_i(\mathbf{x},t)dS \tag{10}$$

dove, se il contorno non ha punti angolosi, si ha

$$c_{ij} = \begin{cases} 1 & se\ \xi \in V \\ 0.5 & se\ \xi \in S \\ 0 & se\ \xi \notin V+S \end{cases} \tag{11}$$

ed il simbolo * indica la convoluzione nel tempo:

$$U_{ij} * t_i = \int_0^t U_{ij}(\mathbf{x},\tau;\xi)t_i(\mathbf{x},t-\tau)d\tau \qquad T_{ij} * u_i = \int_0^t T_{ij}(\mathbf{x},\tau;\xi)u_i(\mathbf{x},t-\tau)d\tau \tag{12}$$

Nella scrittura dell'equazione (10) si è supposto il solido con spostamenti e velocità iniziali nulli e non soggetto a forze di volume. Inoltre si è assunta positiva la normale esterna rispetto alla regione occupata dal mezzo.

È da notare come lo spostamento u a primo membro della (10) resti determinato una volta noti gli spostamenti e gli sforzi sul contorno S del solido. Nel caso generale in cui non è possibile pervenire alla soluzione analitica di tale problema al contorno, occorre far ricorso a metodi numerici di soluzione. La discretizzazione nello spazio e nel tempo della equazione integrale (10) costituisce la base del metodo degli elementi di contorno.

2.3 Il caso della galleria: problema piano di deformazione

La formulazione integrale (10) viene utilizzata per lo studio di una galleria investita da onde sismiche.

A tal riguardo si consideri una galleria cilindrica di lunghezza infinita, con sezione di forma generica, in un suolo elastico illimitato. Si assuma l'asse x_3 parallelo all'asse longitudinale della galleria.

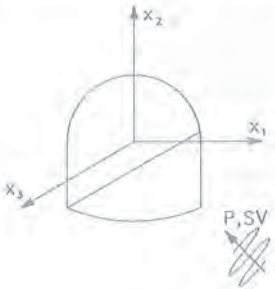


Fig.1

La galleria sia investita da un'onda piana incidente in direzione perpendicolare ad x_3. L'onda incidente, di tipo P o SV ($u_3^{(i)}=0$), sia caratterizzata da un assegnato campo di spostamenti $u_i^{(i)}(y,t)$ e di tensioni $t_i^{(i)}(y,t)$ indipendenti dalla coordinata x_3, essendo y la proiezione del generico punto x sul piano $x_3=0$. Sulla base di tali ipotesi, il problema della diffrazione dell'onda incidente in prossimità della galleria, è studiato in stato piano di deformazione. Il campo complessivo relativo all'onda dopo la diffrazione è dato dalla somma del campo d'onda incidente, relativo al mezzo illimitato supposto privo della galleria, e di quello diffratto ($u_i^{(d)}(y,t)$, $t_i^{(d)}(y,t)$), incognito:

$$\begin{aligned} u_i &= u_i^{(i)} + u_i^{(d)} \\ t_i &= t_i^{(i)} + t_i^{(d)} \end{aligned} \qquad (13)$$

Detto C il contorno libero della sezione retta della galleria, poichè su tale contorno ad ogni istante t lo sforzo complessivo dato dalla (13) deve essere nullo, occorre che sia:

$$t_i^{(d)} = -t_i^{(i)} \qquad \text{su } C \qquad (14)$$

Allora, l'equazione integrale (10) formulata per il campo diffratto, assume la seguente forma:

$$c_{ij} u_i^{(d)}(\xi,t) = 2\int_C \int_0^{t_\infty} \int_0^{t} \left\{ U_{ij}(x,\tau,\xi) t_i^{(d)}(y,t-\tau) - T_{ij}(x,\tau,\xi) u_i^{(d)}(y,t-\tau) \right\} d\tau dx_3 dC \qquad (15)$$

Tenendo presente la (14), l'equazione (15), scritta per punti ξ sul contorno C, consente di determinare il campo diffratto e, grazie alle (13), il campo complessivo, ad ogni istante t.

3. PROCEDURA NUMERICA

La risoluzione numerica dell'equazione (15), ovvero la sua riduzione a un sistema di equazioni algebriche, richiede la discretizzazione nello spazio e nel tempo degli integrali che tale equazione contiene.

L'intervallo di tempo $(0,t)$ viene suddiviso in N passi di tempo Δt, l'istante corrente essendo $t_N=N\Delta t$. Inoltre si assume che spostamenti e sforzi rimangano costanti all'interno del generico passo di tempo, ponendo:

$$\begin{aligned} u_i(y,\tau) &= u_i^k(y) \\ t_i(y,\tau) &= t_i^k(y) \end{aligned} \qquad (k-1)\Delta t \le \tau \le k\Delta t\,,\ (k=1,\dots,N) \qquad (16)$$

In virtù della proprietà di causalità di cui godono U_{ij} e T_{ij}, la convoluzione che compare a secondo membro nella (15) è nulla al di fuori della regione sferica di raggio $r=ct$, essendo la velocità di propagazione c uguale a c_L o c_T secondo che si tratti di onde longitudinali o trasversali. Ricordando per r la definizione (8) con $\xi_3=0$, è facile vedere che per $t=t_N$ l'integrale rispetto a x_3 è da valutarsi solo tra 0 e z_N, dove:

$$z_N = \sqrt{(ct_N)^2 - \rho^2} \qquad (17)$$

e ρ rappresenta la distanza tra i punti y e ξ.

Osservando poi che le funzioni u_i e t_i non dipendono da x_3, l'equazione (15) può porsi nella forma:

$$c_{ij}u_i^N = 2\sum_{k=1}^{N}\int_C \{G_{ij}(y,k\Delta t;\xi)t_i^{N-k+1}(y) - F_{ij}'(y,k\Delta t;\xi)u_i^{N-k+1}(y) - F_{ij}''(y,k\Delta t;\xi)\dot{u}_i^{N-k+1}(y)\}dC \tag{18}$$

dove

$$G_{ij} = \frac{1}{4\pi\rho}\left[\int_{c_2}^{c_1}\frac{dc}{c^3}\int_{z_{k-1,c}}^{z_{k,c}}\frac{1}{r}(3r_{,i}r_{,j}-\delta_{ij})dz + \frac{1}{c_1^2}\int_{z_{k-1,c}}^{z_{k,c}}\frac{r_{,i}r_{,j}}{r}dz + \frac{1}{c_2^2}\int_{z_{k-1,c}}^{z_{k,c}}\frac{1}{r}(\delta_{ij}-r_{,i}r_{,j})dz\right] \tag{19}$$

$$F_{ij}' = \frac{1}{4\pi}\Big[-6c_2^2\int_{c_2}^{c_1}\frac{dc}{c^3}\int_{z_{k-1,c}}^{z_{k,c}}\frac{1}{r^2}\{5r_{,i}r_{,j}r_{,m}n_m - (r_{,j}n_i + r_{,i}n_j + \delta_{ij}r_{,m}n_m)\}dz - \int_{z_{k-1,c1}}^{z_{k,c1}}\frac{1}{r^2}\Big\{2\frac{c_2^2}{c_1^2}[6r_{,i}r_{,j}r_{,m}n_m - (r_{,j}n_i + r_{,i}n_j + \delta_{ij}r_{,m}n_m)] + (1-2\frac{c_2^2}{c_1^2})r_{,j}n_i\Big\}dz + \int_{z_{k-1,c2}}^{z_{k,c2}}\frac{1}{r^2}\{12r_{,i}r_{,j}r_{,m}n_m - 2r_{,j}n_i - 3(r_{,i}n_j + \delta_{ij}r_{,m}n_m)\}dz\Big] \tag{20}$$

$$F_{ij}'' = \frac{1}{4\pi}\Big[-\frac{1}{c_1}\int_{z_{k-1,c1}}^{z_{k,c1}}\frac{1}{r}\Big\{2\frac{c_2^2}{c_1^2}r_{,i}r_{,j}r_{,m}n_m + (1-2\frac{c_2^2}{c_1^2})r_{,j}n_i\Big\}dz + \frac{1}{c_2}\int_{z_{k-1,c2}}^{z_{k,c2}}\frac{1}{r}\{2r_{,i}r_{,j}r_{,m}n_m - (r_{,i}n_j + \delta_{ij}r_m n_m)\}dz\Big] \tag{21}$$

Nella (18), per la velocità $\dot{u}_i$ viene utilizzata la formula alle differenze finite nel tempo:

$$\dot{u}_i^{N-k+1}(y,(N-K+1)\Delta t) = (u_i^{N-k+1}(y,(N-K+1)\Delta t) - t\, u_i^{N-k}(y,(N-K+1)\Delta t)/\Delta \tag{22}$$

Per quanto riguarda la discretizzazione nello spazio, il contorno C della galleria viene discretizzato utilizzando Q elementi di contorno isoparametrici, con un numero A di nodi per ogni elemento.

L'equazione (18) scritta nei punti ξ^p del contorno coincidenti con i nodi degli elementi, diviene:

$$c_{ij}u_i^N(\xi^p) = 2\sum_{k=1}^{N}\sum_{q=1}^{Q}\Big[\int_{C_q} G_{ij}(y,k\Delta t,\xi^p)t_i^{N-K+1}(y)dC_q(y) - \int_{C_q} F_{ij}'(y,k\Delta t,\xi^p)u_i^{N-K+1}(y)dC_q(y) - \frac{1}{\Delta t}\int_{C_q} F_{ij}''(y,k\Delta t,\xi^p)(u_i^{N-K+1}(y) - u_i^{N-K}(y))dC_q(y) \tag{23}$$

dove p varia tra 1 e il numero totale dei nodi P e C_q è la lunghezza dell'elemento q-esimo. Per ogni elemento isoparametrico si assume la seguente rappresentazione per le variabili di campo $u_i^k(x)$ e $t_i^k(x)$

$$u_i^k(x) = \sum_{\alpha=1}^{A} M_\alpha(\eta)U_{i\alpha}^k \qquad t_i^k(x) = \sum_{\alpha=1}^{A} M_\alpha(\eta)T_{i\alpha}^k \tag{24}$$

dove $M_\alpha(\eta)$ è la funzione di forma relativa al nodo α, η ($-1\le\eta\le1$) è la coordinata intrinseca adimensionale dell'elemento, $U_{i\alpha}^k$ e $T_{i\alpha}^k$ sono, rispettivamente i valori nodali degli spostamenti e degli sforzi al passo $k\Delta t$.

Tenendo conto delle (24), l'equazione (23) diviene:

$$c_{ij}u_i^N(\xi^p) = 2\sum_{k=1}^{N}\sum_{q=1}^{Q}\Big[\sum_{\alpha=1}^{A}T_{i\alpha}^{N-K+1}\int_{-1}^{1}G_{ij}(y,k\Delta t,\xi^p)M_\alpha(\eta)J(\eta)d\eta - \sum_{\alpha=1}^{A}U_{i\alpha}^{N-K+1}\int_{-1}^{1}(F_{ij}'(y,k\Delta t,\xi^p) + \frac{1}{\Delta t}F_{ij}''(y,k\Delta t,\xi^p))M_\alpha(\eta)J(\eta)d\eta + \sum_{\alpha=1}^{A}U_{i\alpha}^{N-K}\frac{1}{\Delta t}\int_{-1}^{1}F_{ij}''(y,k\Delta t,\xi^p)M_\alpha(\eta)J(\eta)d\eta\Big] \tag{25}$$

dove $J(\eta)$ rappresenta lo jacobiano della trasformazione dal sistema di coordinate cartesiane al sistema di coordinate intrinseco dell'elemento.

Il sistema costituito dall'equazione (25) scritta per ogni nodo di contorno *p*, può essere posto nella seguente forma matriciale:

$$\sum_{k=1}^{N} \mathbf{F}^{K}\mathbf{U}^{N-K+1} = \sum_{k=1}^{N} \mathbf{G}^{K}\mathbf{T}^{N-K+1} \tag{26}$$

ove i vettori $\mathbf{U}^k$ e $\mathbf{T}^k$ contengono spostamenti e sforzi nei nodi al passo $k\Delta t$, mentre le matrici $\mathbf{F}$ e $\mathbf{G}$ contengono gli integrali del prodotto delle soluzioni fondamentali per le funzioni di forma.
Riordinando la (26) rispetto ai valori di $\mathbf{U}$ e $\mathbf{T}$ all'istante corrente t_N, si ottiene:

$$\mathbf{F}^{1}\mathbf{U}^{N} = \mathbf{G}^{1}\mathbf{T}^{N} + \sum_{K=2}^{N} \mathbf{R}^{K} \tag{27}$$

avendo posto

$$\mathbf{R}^{K} = \mathbf{G}^{K}\mathbf{T}^{N-K+1} - \mathbf{F}^{K}\mathbf{U}^{N-K+1} \tag{28}$$

La sommatoria al secondo membro nella (27) rappresenta l'insieme dei contributi di tutti i passi precedenti alla risposta dinamica all'istante di tempo corrente.

Poiché nel problema di diffrazione in esame gli sforzi sul contorno della galleria sono noti dalla (14), il sistema (27) consente di determinare i valori nodali degli spostamenti nel generico istante t_N sul contorno della galleria. Inoltre nella (27) le matrici dei coefficienti che moltiplicano i valori correnti degli spostamenti U e degli sforzi T sono, per ogni istante t_N, quelle relative al primo passo di tempo ($k=1$). Questo permette di invertire la matrice $\mathbf{F}$ solo al primo passo di tempo.

In merito agli integrali da valutare nella (25), è da osservare che la distribuzione U_{ij} presenta una singolarità di tipo forte quando $r \to 0$, ovvero in prossimità del nodo coincidente con ξ^p.
L'integrale di tale distribuzione è allora da intendersi nel senso del valore principale di Cauchy e per la sua valutazione si ricorre alla tecnica del moto rigido [8],[18].

4 ESEMPIO NUMERICO

In questo paragrafo viene riportato un esempio numerico relativo al caso di una galleria cilindrica di lunghezza infinita, con sezione di forma circolare. La galleria è investita da un'onda piana di pressione con fronte d'onda parallelo all'asse del cilindro.

L'onda, che raggiunge la galleria all'istante $t=0$, è caratterizzata dalle componenti di tensione:

$$\sigma_x^{(i)} = \sigma_0 H(t - t_p)$$

$$\sigma_y^{(i)} = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_0 H(t - t_p)$$

$$\tau_{xy} = 0$$

dove H è la funzione di Heaviside e t_p è il tempo richiesto all'onda, che avanza con velocità c_l, per raggiungere il punto p sul contorno circolare.

L'esempio numerico sviluppato riguarda il caso di una cavità con raggio r = 5.38m in un mezzo caratterizzato dai parametri ρ = 2670 Kg/m^3, E=6.2x10^{10} N/m^2, ν=0.25, caratteristici di un granito. Corrispondentemente le velocità di propagazione valgono c_l=5200 m/sec e c_t=3000 m/sec.

La Figura 2 mostra l'andamento nel tempo della componente u_1 dello spostamento nei punti del contorno a β=0°, β=90° e β=180° rispettivamente. In tale figura sono riportati i risultati ottenuti utilizzando rispettivamente 8 e 16 elementi di contorno quadratici isoparametrici per la discretizzazione del contorno della cavità.

In Figura 3 è invece riportato il diagramma dello spostamento u_1 fornito dalla soluzione analitico-numerica di Baron e Parnes [3]. Rispetto a questi ultimi risultati, gli scarti percentuali raggiungono il 10% in β =0° all'istante $t=3a/c$ e in β=90° all'istante $t=6a/c$.

Il diagramma delle tensioni $\sigma_{\beta\beta}$ in β=90° è mostrato in Figura 4. Esso tende a riprodurre l'andamento qualitativo ottenuto da Baron e Mathews [1] (Figura 5) fino all'istante $t < 3a/c$, mentre tende a discostarsene all'aumentare dei passi di tempo.

Al fine di evitare un rapido accrescersi dell'errore all'aumentare dei passi di tempo, occorrerebbe valutare le quantità incognite il più accuratamente possibile alla fine di ogni passo. Un aspetto molto delicato del metodo degli elementi di contorno è, ad esempio, la valutazione degli integrali singolari. Valutare analiticamente tali integrali, diminuendo ove possibile le approssimazioni numeriche, resta uno degli obiettivi primari da perseguire.

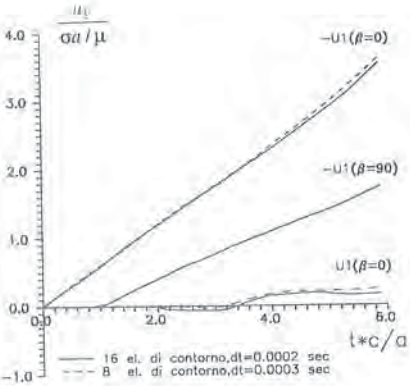


Fig 2. Spostamento orizzontale u_1 in β=0°, β=90° e β=180°.(μ è la costante di Lamè)

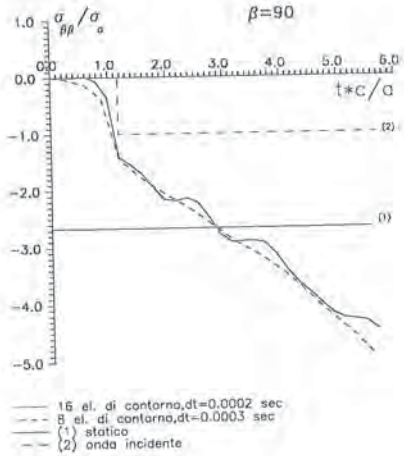


Fig. 4 Tensione $\sigma_{\beta\beta}$ in β=90°.

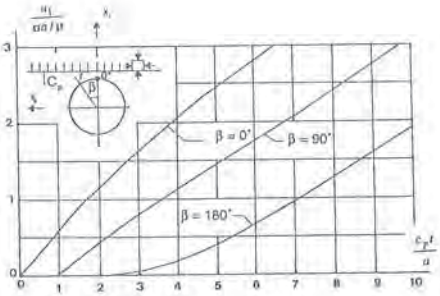


Fig. 3 Spostamento orizzontale in β=0°, β=90° e β=180° (Baron e Parnes)

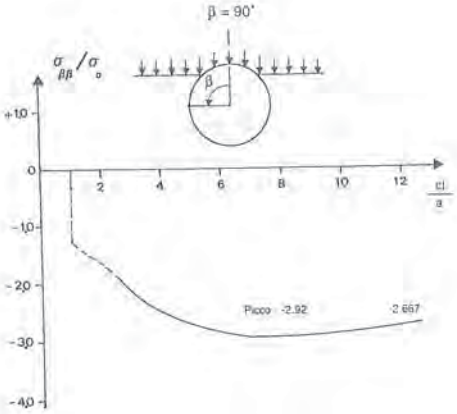


Fig. 5 Tensione $\sigma_{\beta\beta}$ in β=90°.(Baron e Matthews)

5. CONCLUSIONI

E' stata presentata l'applicazione del metodo generale degli elementi di contorno allo studio di problemi di propagazione e di diffrazione di onde sismiche in prossimità di gallerie.

Il metodo è adatto allo studio di strutture interrate di forma generica ed è particolarmente vantaggioso poiché la discretizzazione è limitata al solo contorno del problema. Infatti, il numero di gradi di libertà e, di conseguenza, le dimensioni del problema risultano drasticamente ridotte; inoltre non si hanno problemi di riflessioni spurie di onde come accade sul contorno di regioni discretizzate con elementi finiti.

BIBLIOGRAFIA

[1] BARON M.L., MATTHEWS A.T.: "Diffraction of a pressure wave by a cilindrical cavity in an elastic medium", J.Appl. Mech. ASME vol 28, 1961, 347-354.

[2] BARON M.L., MATTHEWS A. T.: "Diffraction of a shear wave by a cilindrical cavity in an elastic medium", A ppl. Mech. ASME vol 29, 1962, 205-207.

[3] BARON M.L., PARNES R.: "Displacements and velocities produced by the diffraction of a pressure wave by a cilindrical cavity in an elastic medium", J. Appl. Mech. ASME vol 19 , 1962, 385-395.

[4] DATTA S.K., WONG K.C., SHAH A.H.:."Dinamic stresses and displacements around cylindrical cavities of arbitrary shape ", J. Appl. Mech. ASME vol 51, 1984, 798-803.

[5] DATTA S.K., SHAH A.H., WONG K.C.: "Dynamic stresses and dispalcements in a buried pipe", J. Eng. Mech., ASCE vol. 110, 1984, 1451-1466.

[6] WONG K.C., SHAH A.H., DATTA S.K.: "Dynamic stresses and displacements in a buried tunnel", J. Eng. Mech. ASCE vol. 111, 1985, 218-234.

[7] KAUSEL E., ROESSET J. M., WAAS G.: "Dynamic analysis of footings on layered media", Proc. ASCE J. Eng. Mech. Div. vol. 101, 1975, 679-693.

[8] MANOLIS G.D., BESKOS D.E.: "Boundary element methods in elastodynamic", Unwin Hyman, London, 1987.

[9] ANTES H., PANAGIOTOPOULOS P.D.: "The boundary integral approach to static and contact problems", Birkhauser Verlag, Basel, 1992.

[10] CRUSE T. A., RIZZO F.J.: "A direct formulation and numerical solution of the general elastodynamic problem", J. Math. Anal. Appl. vol. 22, 1968, 244-259.

[11] MANOLIS G.D., BESKOS D.E.: "Dynamic stress concentration studies by boundary integrals and Laplace trasform". Int. J. Num. Meth. Eng. vol. 17, 1981, 573-599.

[12] RIZZO F. J., SHIPPY D.J., REZAYAT M.: "A. boundary integral equation method for radiation and scattering of elastic waves in three dimensions", Int. j. Num. Meth. Eng. vol. 21, 1985, 115-129.

[13] BANERJEE P.K., AHMAD S., MANOLIS G. D.: "Transient elastodynamical analysis of three dimensional problem by boundary element method", Earth. eng. Struct. Dyn. vol. 14, 1986, 933-949.

[14] NIWA Y., FUKUI T., KATO S., FUJIKI K.: "An application of the integral equation method to two-dimensional elastodynamics", Theor. Appl. Mech. vol 28, 1980, 281-290.

[15] ANTES H., SPYRAKOS C.C.: "Time domain boundary element method approaches in elastodynamics: a comparative study", Comp. Struct. vol 24, 1986, 529-535.

[16] ISRAIL A.S.M, BANERJEE P. K.: "Two-dimensional wave-propagation problems by time domain BEM", Int.J. Struct. vol. 26, 1990, 851-864.

[17] ERINGEN A.C., SUHUBI E.H.:"Elastodynamics", Academic Press, New York, 1975.

[18] BANERJEE P.K., BUTTERFIELD R.:"Boundary element methods in engineering science",McGraw-Hill, New Yorkk, 1981.

ANALISI STRUTTURALE DI OPERE IN SOTTERRANEO IN SITUAZIONI DI INSUFFICIENTE DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI; APPLICAZIONE AL CALCOLO DELLA GALLERIA "ARCU SA PORTA"

Alfredo DE LORENZO
A.N.A.S. - Cagliari

Francesco MADEDDU - Fausto MISTRETTA
Ingegneri Civili - Cagliari

ANALISI STRUTTURALE DI OPERE IN SOTTERRANEO IN SITUAZIONI DI INSUFFICIENTE DEFINIZIONE DEI PARAMETRI GEOMECCANICI; APPLICAZIONE AL CALCOLO DELLA GALLERIA "ARCU SA PORTA"

Alfredo DE LORENZO
Ingegnere A.N.A.S.
CAGLIARI

Francesco MADEDDU
Ingegnere Civile
CAGLIARI

Fausto MISTRETTA
Ingegnere Civile
CAGLIARI

SOMMARIO

Il livello di definizione del contesto geologico e dei dati geomeccanici, nel momento di definizione di grandi opere in sotterraneo, determinano le scelte strutturali. In situazioni di insufficiente definizione dei parametri geomeccanici, il problema può essere risolto attraverso un'analisi di sensitività dei diversi parametri, resa possibile dal calcolo automatico mediante solutori alle differenze finite. Viene descritto il procedimento applicato nel disegno della galleria "Arcu Sa Porta", sulla nuova s.s. 125 "Orientale Sarda".

SUMMARY

During the process of determining large underground works, the level of interpretation of the geological context and geomechanical data determine the structural decision. In the event that the information available on the geomechanic parameters is insufficient, the problem can be solved by analysing the sensitivity of the different parameters, which is made possible by the automatic calculation true the finite difference method . The applied process is described in the drawing of the "Arcu Sa Porta" tunnel on the new s.s 125 "Orientale Sarda" throughway.

1. PREMESSE

La Regione Autonoma della Sardegna ha conferito nel 1990, in attuazione del piano decennale dell'ANAS per la Sardegna, l'incarico del progetto di massima ed esecutivo di un'infrastruttura viaria, sostitutiva della statale 125, che unisca Cagliari con Tortolì.

L'attivazione del processo di progettazione, essendo vincolato, per il tratto ricadente nel quadrante Sud-Est della Sardegna, da Cagliari a San Priamo, dalla selezione della soluzione più conveniente, sotto l'aspetto funzionale, territoriale, ambientale, infrastrutturale, economico e finanziario, ha comportato la necessità di porre a confronto due itinerari, uno a Sud ricadente in un corridoio definito preliminarmente dalla Provincia di Cagliari, l'altro a Nord più prossimo alla statale 125.

Tale selezione ha portato all'esecuzione dei progetti preliminari e di massima delle soluzioni possibili, attraverso la definizione di due soluzioni e di più sub-soluzioni, e la valutazione significativa dei progetti, quale supporto alla scelta della committenza, e a un processo di verifica e di ottimizzazione, anche nel momento esecutivo.

L'itinerario prescelto, nella configurazione che risulta dall'assegnazione del traffico alla rete e dalle analisi infrastrutturale, funzionale e di redditività, ricade in un'area di rilevante pregio ambientale, con orografia che impone un insieme di quattro opere in sotterraneo.

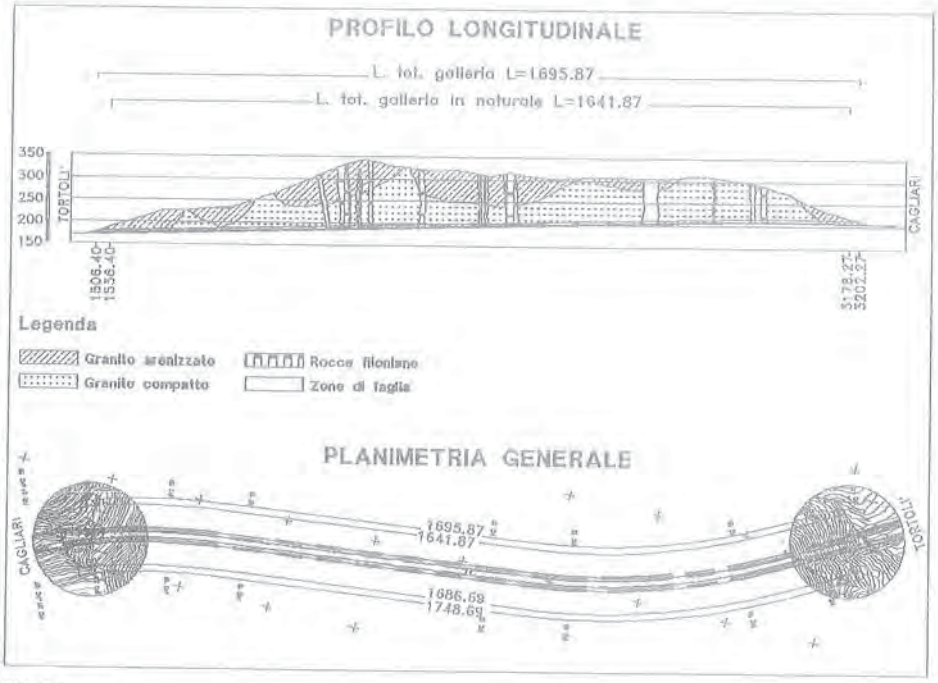


Fig. 2.1

Delle quattro opere, la galleria "Arcu Sa Porta" risulta, per dimensioni e caratteristiche geomeccaniche, la più impegnativa.

Le gallerie delle sedi Tortolì-Cagliari e Cagliari-Tortolì, i cui assi geometrici hanno distanza netta fra le pareti di scavo di 10,40 m attraversano il monte "Arcu Sa Porta", rispettivamente con opere in sotterraneo di lunghezze 1.686,69 e 1695,87 e con opere in artificiale di lunghezze (30,00+32,00) m e (30+24) m.

Un insieme di difficoltà operative e di vincoli finanziari alle attività geotecniche, ha condizionato l'acquisizione delle informazioni geomeccaniche di base, idrogeologiche, ecc.

Anche se il contenuto di informazione, necessario e sufficiente al fine di una esaustiva assunzione delle decisioni tecniche, e' stato limitato dalle difficoltà e dal capitale a disposizione (per una più estesa campagna di prospezioni geofisiche, di perforazioni meccaniche, di prove in situ e laboratorio), l'indagine sismica e i sondaggi e le prove hanno portato a individuare le zone di fratturazione, e le caratteristiche geomeccaniche delle rocce, in un sufficiente intervallo di ammissibilità.

L'analisi strutturale, alle differenze finite, ha in ogni modo consentito di simulare il comportamento tensionale e deformativo, delle diverse configurazioni costruttive, attraverso un procedimento probabilistico che ha considerato la variabilità delle caratteristiche dei materiali nei campi considerati ammissibili.

L'analisi ha quindi consentito di assegnare, con un alto livello di attendibilità, le lavorazioni per lo scavo e la costruzione dei sostegni alle categorie previste dai capitolati d'appalto della committenza.

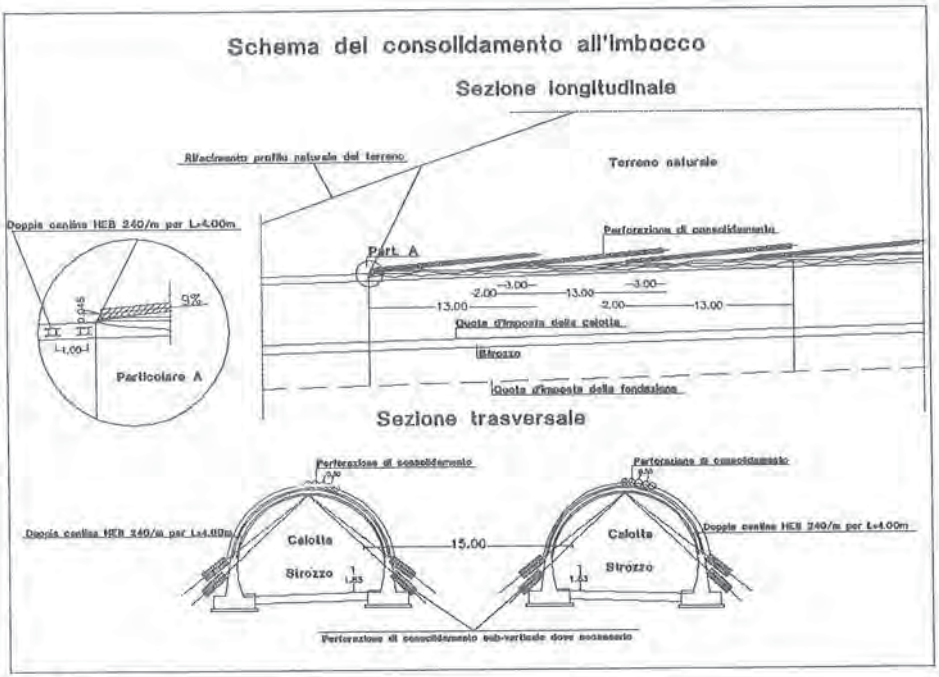


Fig. 2.2

2. IL CONTESTO GEOMECCANICO

Le difficoltà prevedibili nello scavo, derivano dall'attraversamento di sezioni determinate e dalla non elevata copertura.

L'area d'impianto e' costituita da formazioni granitoidi, talvolta fratturate, alterate nei volumi superficiali, attraversate da un reticolo filoniano a diversa consistenza (Fig. 2.1).

Le attività geologiche e geotecniche hanno individuato tre situazioni tipiche, che sono state riferite alla classificazione geomeccanica di Barton; i tipi geomeccanici che ne sono risultati C, D, E e le configurazioni strutturali sono stati sottoposti all'analisi e hanno quindi portato a definire, per le situazioni significative, il procedimento di costruzione e le dimensioni dei sostegni, i prezzi delle lavorazioni e i costi di costruzione (attraverso la conversione alle categorie previste dai capitolati d'appalto dell'ANAS).

Le sezioni d'imbocco rappresentano le sezioni critiche nelle attività di scavo, per la natura geologica del terreno, privo di confinamento e costituito da materiali discontinui, che non presentano, nell'aspetto geostrutturale, fronti favorevoli all'attacco, dove sono state rilevate predisposizioni alla formazione di cunei di distacco, dove la fascia di alterazione nel granito varia da 15 a 25 m, dove sono stati rilevati "terreni lenti–molto lenti" (specie in corrispondenza dell'imbocco Sud)(fig. 2–2).

L'attenzione ai problemi dell'ambiente e la conseguente necessità di preservare la natura e di minimizzare gli interventi a cielo aperto, hanno imposto un attenta analisi, che ha preso in considerazione:

1. le caratteristiche geotecniche del terreno;
2. le condizioni di stabilità del versante;
3. la presenza d'acqua;
4. il verso di attraversamento degli scavi (in entrata/in uscita);
5. i tempi di esecuzione delle opere.

L'attenzione massima e' stata data alle caratteristiche geotecniche del terreno, correlata alla geomorfologia, dove l'ammasso e' costituito, da:

- roccia discreta (Barton, IV indice a);
- roccia scadente (Barton, VI indice A);
- roccia molto scadente (Barton, VII indice A).

Nelle aree, dove il contesto geologico informa circa le difficoltà nella fase di scavo, l'analisi ha imposto, per l'intera lunghezza dell'ammasso roccioso classificato con il tipo geomeccanico E, opere di consolidamento.

Le sezioni interne dell'ammasso roccioso, poco fratturato e con un reticolo di fratture parzialmente cementate, sono classificate con il tipo geomeccanico C. Le sezioni di discontinuità, costituite da filoni fortemente fratturati, con spessori variabili tra il metro e più decine di metri, sono riferite al tipo geomeccanico D.

L'incidenza e':

- 78% roccia buona (Barton, IV indice A)
- 15% roccia discreta (Barton, IV indice a)
- 4% roccia scadente (Barton, VI indice A)
- 3% roccia molto scadente (Barton, VII indice A)

Per le sezioni in roccia buona, discreta e scadente, sono state analizzate più situazioni di scavo, che hanno condotto a diversi tipi di sostegni (fig. 2-3). Solo per le sezioni in roccia molto scadente sono risultati dall'analisi interventi di consolidamento del terreno con iniezioni cementizie, a raggiera oltre la calotta.

3. L'ANALISI STRUTTURALE

3.1 Il solutore

E' stato utilizzato per l'analisi strutturale un programma alle differenze finite che opera un'analisi Lagrangiana (Fast Lagrangian Analysis of Continua); il programma adotta un metodo ad avanzamento temporale "esplicito".

Il metodo alle differenze finite è probabilmente la più vecchia tecnica numerica usata per la soluzione di un sistema di equazioni differenziali, date le condizioni iniziali e/o le condizioni al contorno. Nel metodo alle differenze finite, ogni derivata nel sistema di equazioni principali è direttamente sostituita da un'espressione algebrica scritta in termini di

Fig. 2.3

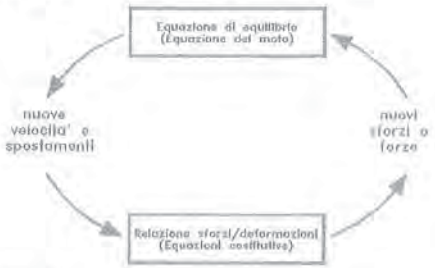


Fig. 3.1

variabili di campo (per esempio sforzi o deformazioni) in punti discreti dello spazio; queste variabili sono indefinite in qualsiasi altro luogo. Il procedimento di calcolo e' illustrato in fig. 3-1.

Questo procedimento utilizza per prima cosa le equazioni del moto per derivare dalle forze e dallo stato tensionale, nuove velocità e spostamenti, successivamente si derivano dalle velocità le sollecitazioni e dalle sollecitazioni gli stati tensionali. Ogni iterazione viene considerata come un intervallo di tempo. E' importante che ciascun ciclo della fig. 3-1 fissi tutte le variabili della griglia con valori conosciuti che rimangono costanti nell'intervallo. Il blocco inferiore contiene l'insieme delle velocità gia' calcolate e, per ciascun elemento, calcola lo stato tensionale. Le velocità

sono assunte in modo da essere congelate per tutta l'operazione del blocco, lo stato tensionale che deriva, non viene modificato dalle velocità. Ciò può apparire irragionevole, perché se lo stato tensionale cambia in un qualche punto, influenza i punti a lui prossimi e cambia le loro velocità. Comunque, l'intervallo scelto è così piccolo, che non vi può fisicamente essere propagazione da un punto ad un altro nell'intervallo di calcolo (tutti i materiali hanno una velocità massima di propagazione).

Come avviene fisicamente, dopo numerose iterazioni, si ha la propagazione delle perturbazioni attraverso il solido.

Questo tipo di analisi permette di simulare il processo di realizzazione dell'opera in sotterraneo nella sua reale sequenza temporale.

3.2 La modellazione

La modellazione, come già accennato, viene effettuata mediante un procedimento step by step; vengono cioè simulate le fasi realizzative nella loro reale sequenza temporale e in ognuna di queste fasi si controlla se il sistema roccia-struttura è in equilibrio.

Nel progetto della galleria "Arcu Sa Porta" sono state individuate dal profilo geologico del terreno, delle sezioni caratteristiche, tante quanti i tipi di roccia interessati dall'opera e le configurazioni delle sezioni (coperture) e su ognuna di esse si sono verificate le soluzioni suggerite dai procedimenti empirici. Per rappresentare il terreno è stato scelto il modello costitutivo di Mohr-Coulomb; le fasi della modellazione sono riassunte nel prospetto seguente:

1. generazione del reticolo di calcolo;
2. individuazione dei parametri geomeccanici richiesti dal modello (Mohr – Coulomb);
3. verifica delle condizioni iniziali (stato tensionale in situ);
4. scavo della galleria in dx;
5. rivestimento con calcestruzzo spruzzato e esecuzione bullonatura galleria in dx;
6. scavo della galleria in sx;
7. rivestimento con calcestruzzo spruzzato e esecuzione bullonatura galleria in sx;
8. rivestimento finale galleria in dx;
9. rivestimento finale galleria in sx.

In ogni fase del procedimento si ha la verifica dell'equilibrio del sistema roccia-struttura.

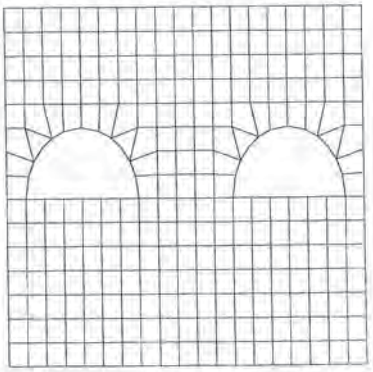


Fig. 3.2 – Particolare del reticolo di calcolo.

L'analisi strutturale mediante il solutore deve essere vista quindi, come un importante strumento di verifica delle ipotesi di progetto suggerite dall'analisi geotecnica; esso infatti viene utilizzato a conferma delle previsioni fatte dal progettista sul comportamento del terreno interessato dall'opera.

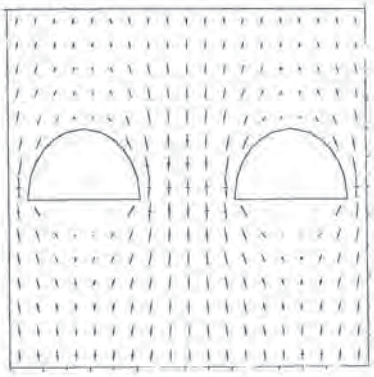


Fig. 3.3 – Rappresentazione degli sforzi totali

4. CONCLUSIONI

In situazioni di insufficiente definizione dei parametri geomeccanici, è pretestuoso ritenere che il solo impiego di metodi empirici possa portare ad una soluzione ottimale, ecco quindi la funzione del calcolo automatico come valido ausilio nel momento di scelta delle tipologie strutturali.

La facoltà, data dal calcolo automatico, di eseguire un'analisi di tipo probabilistico consente di valutare l'effettiva influenza dei vari parametri geotecnici in gioco e quindi di verificarne l'incidenza sul disegno strutturale nei successivi momenti del procedimento costruttivo.

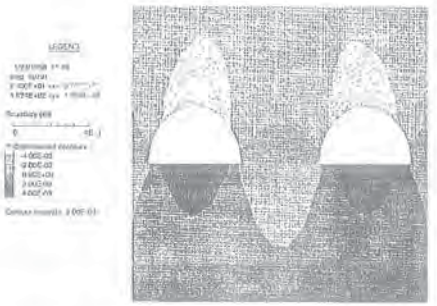


Fig. 3.4 - Spostamenti orizzontali.

5. BIBLIOGRAFIA

[1] R. BALIA, A. DE LORENZO, G. DEMONTIS, G. RANIERI, R. TOCCO: *Studio dello stato elastico di formazioni rocciose interessate dalla realizzazione di grandi opere. Sequenza metodologica ottimale con supporto essenziale della geofisica*, Sezione Italiana Gallerie e Grandi Opere sotterranee. Atti. Cagliari 1982.

[2] R. COTZA, A. DE LORENZO: *Il progetto della galleria S'Iscalia sulla S.G.C. 131 D.C.N. Questioni di definizione del progetto*, Estratto da "LE STRADE", Anno LXXXVIII, 1986.

[3] ITASCA – Consulting Group, Inc.–, *Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Version 3.0, 1991, vol. I–II.

[4] P. A. CUNDALL, *Explicit Finite Difference Methods in Geomechanics*, Numerical Methods in Engineering (Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 1976, Vol. 1, pp. 132–150.

UN APPROCCIO ENERGETICO PER LA VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEI DISPOSITIVI VISCOELASTICI PER LA PROTEZIONE SISMICA

Calogero DENTAMARO - Dora FOTI
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Bari

Mauro MEZZINA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Università degli Studi di Cagliari

UN APPROCCIO ENERGETICO PER LA VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DEI DISPOSITIVI VISCOELASTICI PER LA PROTEZIONE SISMICA

Calogero DENTAMARO(1)-Dora FOTI(1)-Mauro MEZZINA(2)

(1) Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Bari
(2) Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Università di Cagliari

SOMMARIO

Attraverso la valutazione degli effetti degli isolatori viscoelastici inseriti in una struttura da ponte soggetta ad eccitazione sismica, si indaga sulla quantità di energia trasmessa alla pila. La variazione delle caratteristiche di risposta che il sistema esibisce per la introduzione dei dispositivi dissipatori, è studiata in maniera rigorosa, mediante una formulazione lineare del problema. Viene evidenziato con interesse il grado di efficacia fornito dagli isolatori, correlato al variare del valore assunto dalla rigidezza e dallo smorzamento del complesso strutturale. L'approccio proposto fornisce un criterio di progettazione che minimizza la vulnerabilità dell'opera.

SUMMARY

The seismic energy input in bridge piers is evaluated through a linear analysis taking into account the effects of isolating bearings. The device efficiency is studied with the variation of stiffness and damping characteristics. The proposed approach furnishes a design criterion in order to minimize structural vulnerability.

1. INTRODUZIONE

Gli eventi sismici inducono le strutture a vibrare con effetti a volte devastanti. Le vibrazioni risultano tanto più ampie quanto più alto é il livello di accelerazione in input e quanto più grande é l'amplificazione di questo in virtù delle caratteristiche di risposta dinamica del sistema.

La progettazione abituale, facendo affidamento sulle capacità della struttura di assorbire energia attraverso opportuni meccanismi di tipo isteretico che vengono attivati al suo interno, attribuisce al danno strutturale la vitale funzione di impedire il collasso globale e in definitiva di salvaguardare i beni primari. In tale ottica la risposta ad un sisma catastrofico conduce ad un organismo strutturale fortemente danneggiato, la cui durabilità risulta altamente compromessa.

Per tale motivo rimane forte l'esigenza di ridurre sensibilmente le vibrazioni della struttura, e poiché queste dipendono dalla quantità di energia che il sisma riesce, attraverso il terreno, ad "incanalare" nel sistema, l'approccio progettuale deve tendere ad uno studio più opportuno della struttura in elevazione perché l'energia immessa sia in quantità la più

piccola possibile o che, in alternativa, venga assorbita da appositi dispositivi.

Tale strategia é rivolta ormai ad ogni tipo di struttura realizzata nel campo dell'ingegneria civile: edifici molto alti, ponti, torri snelle, ed ogni altro sistema impegnato da forze dinamiche.

Le tecniche utilizzate per il controllo delle vibrazioni sono molteplici: tutte in ogni caso tendono a modificare le caratteristiche di smorzamento, ovvero le frequenze proprie delle strutture impegnate dal sisma.

Il sistema di controllo passivo [1] [2] vede l'applicazione, oltre che di smorzatori supplementari, di sistemi di isolamento alla base o, ancora, di sistemi con "masse attonate". In tale ambito grande interesse ed attenzione sono rivolti ai disposistivi realizzati con dissipatori viscoelastici: la ricerca sperimentale, che tende ad indagare e a stabilire le caratteristiche di comportamento di tali sistemi, é senza dubbio incoraggiata dalla riconosciuta semplicità di inserimento ed applicazione degli stessi.

Nel campo delle infrastrutture per la mobilità e il trasporto, la realizzazione di ponti va sempre più attingendo spunti progettuali nell'ottica della riduzione delle vibrazioni. Per tali strutture le tecniche più seguite prevedono l'inserimento di isolatori alla base delle pile, ovvero l'adozione di dissipatori viscoelastici e/o elastoplastici posti tra le pile e le travate.

La prima soluzione é volta a disaccoppiare il moto della struttura da quello del terreno: il sistema isolatore-pila-travata assume caratteristiche di risposta dinamica modificate in funzione dei valori di rigidezza e di smorzamento dell'isolatore.

Con la seconda soluzione, agendo opportunamente sui valori caratteristici degli isolatori, si riesce a modificare l'andamento degli spostamenti relativi pila-travata, minimizzando le sollecitazioni indotte nella prima.

Tale metodologia progettuale, modificando la risposta del complesso strutturale e riducendo fortemente l'aliquota di energia che deve essere assorbita in regime inelastico, abbassa la danneggiabilità del sistema e quindi incide sul buon funzionamento dell'opera nel tempo.

Nella presente Memoria si studiano gli effetti degli isolatori viscoelastici, un'indagine che, tra l'altro, individua la parte di input sismico trasmesso alla struttura in elevazione. Tale approccio tiene conto in maniera rigorosa delle variazioni delle caratteristiche di risposta che il sistema esibisce grazie all'introduzione dei dispositivi.

Nell'ambito di una formulazione lineare del problema si propone un confronto per la determinazione dell'efficacia dei dispositivi considerati. Particolare attenzione viene rivolta alla valutazione degli effetti conseguenti alle variazioni dello smorzamento del complesso strutturale.

2. MODELLO NUMERICO DEL SISTEMA PILA-TRAVATA

Lo studio delle vibrazioni forzate dei sistemi in esame parte dalla schematizzazione del complesso strutturale e quindi dalla scrittura delle equazioni del moto. Le operazioni eseguite in tal senso prevedono la discretizzazione del sistema in un insieme di masse, molle e dissipatori responsabili delle forze coinvolte nell'equilibrio dinamico (Fig.1). Nella stessa figura sono state indicate con $m_1, m_2, \ldots m_n$ le masse riferite al sistema pila-pulvino, mentre m_t é la massa della travata associata. Tale ultima grandezza comprende anche tutti i sovraccarichi da considerare nell'analisi dinamica. Il moto del sistema é riferito agli spostamenti x_i delle varie masse, letti rispetto al moto del terreno x_g. Gli x_i sono raccolti nel vettore $\underline{x}$. Infine, lo spostamento della travata é definito dalla variabile x_t.

Nel sistema di variabili conside-

rate siano: $\underline{M}_{nxn} = \mathrm{diag}(m_i)$ la matrice delle masse della pila-pulvino; $\underline{K}_{nxn}$ la matrice delle rigidezze e $\underline{C}_{nxn}$ la matrice di smorzamento dello stesso sistema. Per quanto riguarda quest'ultima matrice, si ipotizza che la stessa sia disaccoppiata dagli autovettori reali associati ad $\underline{M}$ e $\underline{K}$: si ipotizza, cioé, che il sistema pila-pulvino sia a smorzamento classico o proporzionale.

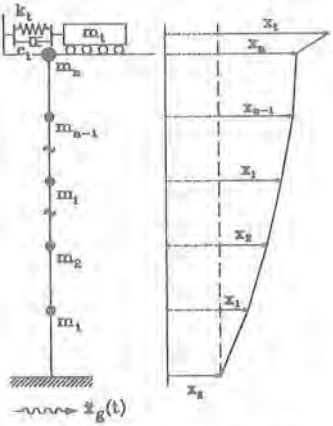


Fig. 1 Schematizzazione del sistema

La caratterizzazione dinamica della struttura é completata dai parametri di rigidezza k_t e di smorzamento c_t relativi al sistema di protezione elasto-viscoso che si introduce a monte della travata; $p_t=\sqrt{(k_t/m_t)}$ ed $f_t = c_t/(2p_t m_t)$ sono infine la frequenza naturale e il fattore di smorzamento della sola travata, immaginata come sistema ad 1 g.d.l.

3. EQUAZIONI DEL MOTO

Con le ipotesi fatte e con riferimento alla Fig.1 il moto del sistema soggetto ad input sismico $\ddot{x}_g(t)$ é rappresentato dalle seguenti equazioni [3] [4] [5]:

$$\begin{cases} \underline{M}\ddot{\underline{x}}+\underline{C}\dot{\underline{x}}+c_t(\dot{x}_n-\dot{x}_t)\underline{e}_n+\underline{K}\underline{x}+k_t(x_n-x_t)\underline{e}_n = \\ \qquad\qquad = -\underline{M}\underline{a}\ddot{x}_g \\ m_t\ddot{x}_t+c_t(\dot{x}_t-\dot{x}_n)+k_t(x_t-x_n) = -m_t\ddot{x}_g \end{cases} \tag{1}$$

In (1) $\underline{a}$ é il vettore di trascinamento relativo ad $\underline{x}$, mentre $\underline{e}^T=[0\ldots0\ 1]$.

Lo studio del sistema pila-travata, ad n+1 g.d.l., può essere sintetizzato più opportunamente effettuando una riduzione delle variabili. In particolare, ipotizzando che il moto della sola pila sia individuato completamente dal suo 1° modo di vibrare, é possibile esprimere il vettore $\underline{x}$ attraverso la relazione:

$$\underline{x} = {}_1\underline{w}\ q_1 = {}_1\underline{w}\ x_n \tag{2}$$

che coinvolge la variabile principale q_1 e il primo autovettore ${}_1\underline{w}$ riferito al moto libero della pila stessa. Nella (2) l'ultima eguaglianza vale se il vettore ${}_1\underline{w}$ é normalizzato in modo tale che sia ${}_1w_n = 1$. Se, a fianco di ${}_1\underline{w}$, si introducono le ulteriori quantità p_p ed f_p, prima frequenza propria non smorzata e primo fattore di smorzamento modale della sola pila, nonché $m_p = {}_1\underline{w}^T\ \underline{M}\ {}_1\underline{w}$, prima massa generalizzata, é possibile riformulare le equazioni del moto nel modo seguente:

$$\begin{cases} m_p\ddot{x}_n+2f_p p_p m_p\dot{x}_n+c_t(\dot{x}_n-\dot{x}_t)+p_p^2 m_p x_n+ \\ \qquad\qquad +k_t(x_n-x_t) = -m_p\ddot{x}_g \\ m_t\ddot{x}_t+c_t(\dot{x}_t-\dot{x}_n)+k_t(x_t-x_n) = -m_t\ddot{x}_g \end{cases} \tag{3}$$

Le (3) sono state ottenute dalle (1) imponendo il cambio di variabili (2). Tale posizione comporta che il vettore di trascinamento $\underline{a}$ assuma il nuovo valore $\underline{a} = {}_1\underline{w}$, congruente con la (2).

Il sistema di equazioni differenziali (3), nelle due sole incognite x_n ed x_t, caratterizza le vibrazioni del complesso strutturale in esame.

Ponendo

$$c_p = 2f_p p_p m_p \; ; \; k_p = p_p^2 m_p \qquad (4)$$

ed introducendo le quantità

$$\underline{M}_r = \begin{bmatrix} m_p & 0 \\ 0 & m_t \end{bmatrix} \; ; \; \underline{x}_r^T = \begin{bmatrix} x_p & x_t \end{bmatrix} \; ; \; \underline{a}_r^T = \begin{bmatrix} 1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\underline{C}_r = \begin{bmatrix} (c_p+c_t) & -c_t \\ -c_t & c_t \end{bmatrix} \; ; \qquad (5)$$

$$\underline{K}_r = \begin{bmatrix} (k_p+k_t) & -k_t \\ -k_t & k_t \end{bmatrix} \; ,$$

il sistema (3) si può scrivere:

$$\underline{M}_r \, \ddot{\underline{x}}_r + \underline{C}_r \, \dot{\underline{x}}_r + \underline{K}_r \, \underline{x}_r = -\underline{M}_r \, \underline{a}_r \, \ddot{x}_g \; . \qquad (6)$$

Può essere utile riformulare la (6) introducendo le variabili u_t ed u_p, che rappresentano rispettivamente gli spostamenti relativi della travata rispetto alla pila e della pila stessa rispetto al terreno:

$$u_t = x_t - x_p \; ; \; u_p = x_p \; . \qquad (7)$$

Con tali posizioni il sistema (3) diventa:

$$\begin{cases} m_p\ddot{u}_p + c_p\dot{u}_p - c_t\dot{u}_t + k_p u_p - k_t u_t = -m_p\ddot{x}_g \\ m_t(\ddot{u}_p + \ddot{u}_t) + c_t\dot{u}_t + k_t u_t = -m_t\ddot{x}_g \end{cases} \qquad (8)$$

Infine, se si introducono gli spostamenti assoluti

$$y_p = x_p + x_g \; ; \; y_t = x_t + x_g \qquad (9)$$

le (8) possono essere modificate nelle:

$$\begin{cases} m_p\ddot{y}_p + c_p\dot{u}_p - c_t\dot{u}_t + k_p u_p - k_t u_t = 0 \\ m_t\ddot{y}_t + c_t\dot{u}_t + k_t u_t = 0 \end{cases} \qquad (10)$$

ovvero, in forma matriciale:

$$\underline{M}_r \, \ddot{\underline{y}}_r + \underline{C}_r \, \dot{\underline{x}}_r + \underline{K}_r \, \underline{x}_r = \underline{0} \qquad (11)$$

$$\text{con} \quad \underline{y}_r^T = \begin{bmatrix} y_p & y_t \end{bmatrix} \; . \qquad (12)$$

Nelle (10) compaiono le quantità $m_p \ddot{y}_p$ ed $m_t \ddot{y}_t$, che rappresentano le forze d'inerzia applicate alle masse m_p ed m_t.

4. DETERMINAZIONE DELLA RISPOSTA STRUTTURALE

4.1. Input armonico.

Si fa l'ipotesi che il moto del terreno sia rappresentato dalla funzione armonica di ampiezza unitaria

$$\ddot{x}_g(t) = e^{ipt} \; . \qquad (13)$$

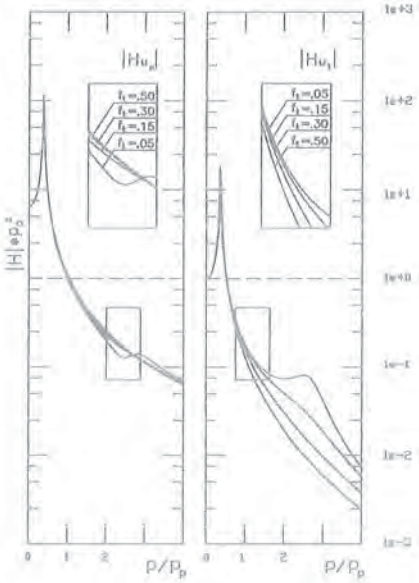


Fig. 2

In regime stazionario la risposta in termini di spostamenti relativi u_p ed u_t è definita attraverso le relazioni:

$$u_p = H_{up}(p)e^{ipt} \; ; \; u_t = H_{ut}(p)e^{ipt} \; , \qquad (14)$$

in cui sono evidenziate le funzioni di risposta $H_{un}(p)$ ed $H_{up}(p)$, che si possono derivare dalle (8). La completa definizione della risposta viene ottenuta se, a fianco delle (14), si determinano le accelerazioni assolute cui sono sottoposte le masse strutturali nel moto di trascinamento. Queste si ricavano dalle (10) nella forma [6]:

$$\ddot{y}_n = H_{\ddot{y}n}(p)e^{ipt}, \quad \ddot{y}_t = H_{\ddot{y}t}(p)e^{ipt} \quad . \qquad (15)$$

Con le posizioni (14) e (15), le funzioni di trasferimento valgono

$[i=\sqrt{(-1)};\ \mu=m_t/m_p]$:

$$H_{un}(p) = [p^2 - ip(1+\mu)2f_t p_t - (1+\mu)p_t^2]/D$$

$$H_{ut}(p) = [-ip2f_p p_p - p_p^2]/D \qquad (16)$$

$$H_{\ddot{y}n}(p) = [-ip^3 2f_p p_p - p^2(p_p^2 + f_p f_t p_p p_t) + ip(2f_p p_p p_t^2 + 2f_t p_t p_p^2) + p_p^2 p_t^2]/D$$

$$H_{\ddot{y}t}(p) = [-p^2 4f_p f_t p_p p_t + ip(2f_p p_p p_t^2 + 2f_t p_t p_p^2) + p_p^2 p_t^2]/D$$

$$D = p^4 - ip^3[2f_p p_p + 2(1+\mu)f_t p_t] - p^2[p_p^2 + (1+\mu)p_t^2 + 4f_p f_t p_p p_t] + ip[2f_p p_p p_t^2 + 2f_t p_t p_p^2] + p_p^2 p_t^2 .$$

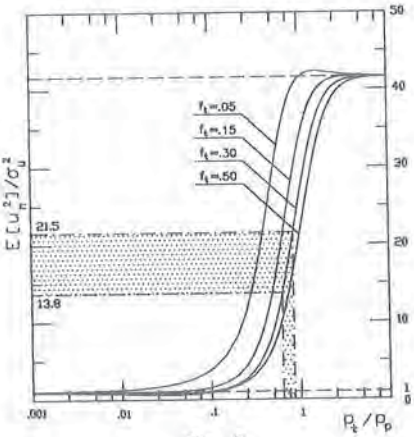


Fig. 3

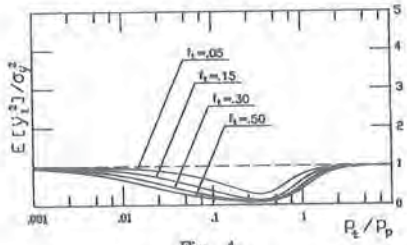


Fig. 4

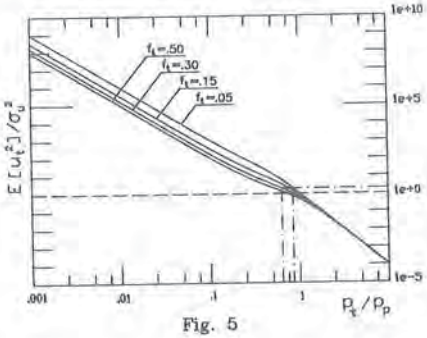


Fig. 5

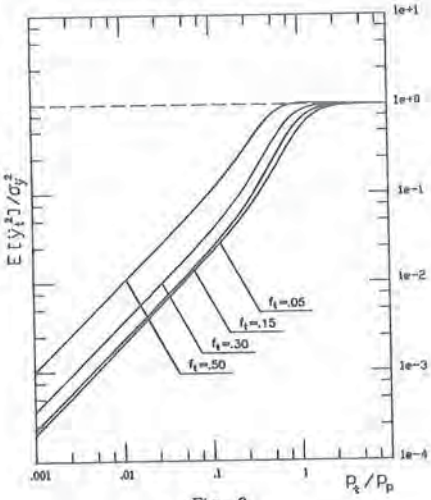


Fig. 6

4.2. Input stocastico

La conoscenza delle funzioni $H(p)$, consente di determinare la risposta della struttura ad un input rappresentato da un processo stocastico stazionario gaussiano a media nulla $\ddot{x}_g(t)$. Infatti in questo caso il valore quadratico medio della generica variabile x é ricavato dalla relazione:

$$E[x^2]=\int_{-\infty}^{+\infty} S_x(p)\,dp=\int_{-\infty}^{+\infty} |H_x(p)|^2 S_{\ddot{x}_g}(p)\,dp. \quad (17)$$

Nella (17) $S_{\ddot{x}_g}(p)$ rappresenta la densità di potenza spettrale del processo in input $\ddot{x}_g(t)$, che, nelle ipotesi fatte, caratterizza completamente il segnale.

Se si ammette ulteriormente che lo spettro dell'input abbia la forma

$$S_{\ddot{x}_g}(p) = S_o = \text{cost} \quad (18)$$

(rumore bianco), é semplice determinare in maniera analitica la risposta quadratica media delle variabili caratteristiche [6].

$$\begin{aligned}
E[u_n^2] = {} & nS_o\{2f_p p_p p_c^2[\mu^2+\mu(1+\mu)^2]+ \\
& +2f_c p_c p_p^2\{[1-(1+\mu)^2(p_c/p_p)^2]^2+ \\
& +\mu(1+\mu)^2(p_c/p_p)^2\}+ \\
& +8f_p f_c^2 p_p p_c^2(1+\mu)^2[1+(1+\mu)(p_c/p_p)^2]+ \\
& +8f_c^3 p_c^3(1+\mu)^2[(1+\mu)+(f_p/f_c)^2]\}/D' \;;
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E[u_c^2] = {} & np_p^2 S_o\{2f_p p_p[\mu+(p_p/p_c)^2]+ \\
& +2f_c p_c[(1+\mu)^2+\mu(p_p/p_c)^2]+ \\
& +8f_p f_c\{f_p p_c[1+\mu+(p_p/p_c)^2]+ \\
& +f_c p_p[1+\mu+(f_p/f_c)^2]\}\}/D' \;;
\end{aligned} \quad (19)$$

$$\begin{aligned}
E[\ddot{y}_n^2] = {} & 2np_p^2 p_c S_o\{\mu f_p p_p p_c^3+ \\
& +f_c[(p_p^2-(1+\mu)p_c^2)^2+\mu p_p^2 p_c^2]+ \\
& +4[f_p^3\mu p_p p_c^3+f_p^2 f_c[(p_p^2-p_c^2)^2+ \\
& +p_p^2 p_c^2+\mu p_c^4]+f_p f_c^2[p_p^3 p_c+ \\
& +(1+\mu)p_p p_c^3]+f_c^3(1+\mu)p_p^2 p_c^2\}+ \\
& +16p_p p_c f_p^2 f_c[(f_p^2+f_c^2)p_p p_c+ \\
& +(p_p^2+p_c^2)f_p f_c]\}/D' \;;
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E[\ddot{y}_c^2] = {} & 2np_p^2 p_c^2 S_o\{f_p p_p(p_p^2+\mu p_c^2)+ \\
& +f_c p_c[\mu p_p^2+(1+\mu)^2 p_c^2]+4\{f_p^3 p_p p_c^2+ \\
& +f_p^2 f_c[p_p^3 p_c+(1+\mu)p_c^3]+f_p f_c^2[p_p^3+ \\
& +(1+\mu)p_p p_c^2]+f_c^3(1+\mu)p_p^2 p_c\}+ \\
& +16f_p^2 f_c^2 p_p p_c(f_p p_c+f_c p_p)\}/D' \;;
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
D' = {} & 4p_p p_c\{\mu p_p p_c(f_p p_c+f_c p_p)^2+f_p f_c[p_p^2+ \\
& -(1+\mu)p_c^2]^2+4f_p f_c p_p p_c[p_p p_c(f_p^2+ \\
& +(1+\mu)f_c^2)+f_p f_c(p_p^2+(1+\mu)p_c^2)]\} \;.
\end{aligned}$$

5. BILANCIO ENERGETICO

Moltiplicando la trasposta della (11) per il vettore $\dot{\underline{x}}_c dt$ e integrando sulla durata del terremoto, si ottiene la relazione [7] [8]:

$$\int \ddot{\underline{y}}_c^T \underline{M}_c \dot{\underline{x}}_c dt + \int \dot{\underline{x}}_c^T \underline{C}_c \dot{\underline{x}}_c dt + \int \underline{x}_c^T \underline{K}_c \dot{\underline{x}}_c dt = 0 \;, \quad (20)$$

che essendo $\underline{x}_c = \underline{y}_c - \underline{a}_c x_g$, si modifica nella:

$$\int \ddot{\underline{y}}_c^T \underline{M}_c \dot{\underline{y}}_c dt + \int \dot{\underline{x}}_c^T \underline{C}_c \dot{\underline{x}}_c dt + \int \underline{x}_c^T \underline{K}_c \dot{\underline{x}}_c dt = \int \ddot{\underline{y}}_c^T \underline{M}_c \underline{a}_c \dot{x}_g dt \quad (21)$$

ovvero: $E_K + E_D + E_E = E_I$. (22)

Nella (22) si distinguono i seguenti contributi:

$$E_K = \int \ddot{\underline{y}}_c^T \underline{M}_c \dot{\underline{y}}_c dt = \quad (23)$$

= energia cinetica del sistema

$$E_D = \int \dot{\underline{x}}_c^T \underline{C}_c \dot{\underline{x}}_c dt = \quad (24)$$

= energia dissipata dal sistema

$$E_E = \int \underline{x}_c^T \underline{K}_c \dot{\underline{x}}_c dt = \quad (25)$$

= energia elastica immagazzinata

$$E_I = \int \ddot{\underline{y}}_c^T \underline{M}_c \underline{a} \dot{\underline{x}}_g dt = \quad (26)$$

= energia assoluta in input .

Introducendo nelle (23), (24), (25) e (26) i valori forniti dalle (5) e (12), si possono esplicitare i tripli prodotti che vi compaiono:

$$\ddot{\underline{y}}_c^T \underline{M}_c \dot{\underline{y}}_c = m_p \ddot{y}_p \dot{y}_p + m_c \ddot{y}_c \dot{y}_c = \frac{d}{dt}(E_{Kp} + E_{Kc}) \quad (27)$$

$$\dot{\underline{x}}_r^T \underline{C}_r \dot{\underline{x}}_r = c_p \dot{u}_n^2 + c_t \dot{u}_t^2 = \frac{d}{dt}(E_{Dp} + E_{Dt}) \qquad (28)$$

$$\underline{x}_r^T \underline{K}_r \dot{\underline{x}}_r = k_p u_n \dot{u}_n + k_t u_t \dot{u}_t = \frac{d}{dt}(E_{Sp} + E_{St}) \qquad (29)$$

$$\ddot{\underline{y}}_r \underline{M}_r \underline{a}_r = m_p \ddot{y}_n + m_t \ddot{y}_t = \frac{d}{dt} E_I \ . \qquad (30)$$

Nelle (27), (28) e (29) si individuano i contributi energetici relativi alla pila (indice p) ed alla travata (indice t). Con tali posizioni il bilancio energetico (22) si riscrive:

$$E_{Kp} + E_{Kt} + E_{Dp} + E_{Dt} + E_{Sp} + E_{St} = E_I . \qquad (31)$$

Tale espressione consente di determinare la quantità di energia che é immessa dal sisma nella pila, responsabile del cimento della pila stessa. La (31) difatti può essere letta nella forma:

$$E_p = E_{Kp} + E_{Dp} + E_{Sp} = E_I - E_{Kt} - E_{Dt} - E_{St} \ , \qquad (32)$$

ovvero:

$$E_p = \int [m_p \ddot{y}_n \dot{x}_g + m_t \ddot{y}_t \dot{x}_g - m_t \ddot{y}_t \dot{y}_t + - (c_t \dot{u}_t + k_t u_t) \dot{u}_t] dt \ . \qquad (33)$$

Dalla seconda delle (10) si ottiene $c_t \dot{u}_t + k_t u_t = -m_t \ddot{y}_t$, per cui la (33) diventa:

$$E_p = \int [m_p \ddot{y}_n \dot{x}_g + m_t \ddot{y}_t \dot{x}_g + - m_t \ddot{y}_t (\dot{y}_t - \dot{u}_t)] dt \ . \qquad (34)$$

Infine, ricordando che:

$$y_t - u_t = x_n + x_g \ , \qquad (35)$$

e sostituendo nella (34), si ottiene:

$$E_p = \int [m_p \ddot{y}_n \dot{x}_g - m_t \ddot{y}_t \dot{x}_n] dt \ . \qquad (36)$$

Dalla (36) si deduce che l'energia elementare incanalata nella pila dal sisma é fornita dal lavoro compiuto dalla forza d'inerzia alla prima massa, $m_p \ddot{y}_n$, per lo spostamento elementare del terreno, $\dot{x}_g dt$, decrementato del lavoro effettuato dalla forza d'inerzia associata alla seconda massa, $m_t \ddot{y}_t$, nel moto rigido di trascinamento della stessa massa sulla pila, $\dot{x}_n dt$.

In tale ambito risulta di estrema importanza valutare gli andamenti dei termini descritti nella determinazione di E_p: in particolare riesce conveniente indagare sulle variazioni delle quantità $\ddot{y}_n$ ed $\ddot{y}_t$, accelerazioni assolute imposte ai due elementi componenti la struttura, al variare dei parametri propri del sistema.

6. ESEMPIO NUMERICO

Si considera il sistema pila-travata schematizzato in figura 1 (n=4, H=18 m).

Di seguito si riassumono i valori dei diversi parametri impiegati nel calcolo.

Pesi strutturali:
- impalcato q_t = 1513 t (comprensivo di sovrac. di esercizio);
- pulvino q_{pu1} = 117 t ;
- pila q_p = 36.6 t/m .

Masse strutturali:
- impalcato $m_t = q_t/g$ = 1542 Nsec²/mm;
- pila $m_i = q_p\ a/g$ = 159 Nsec²/mm (i= 1, 2, 3), $m_4 = (q_{pu1} + q_p\ a/2)/g$ = 199 Nsec²/mm .

Inerzia della pila
$EJ = 285900 \times 10^6$ Nmm².

Matrice di rigidezza della pila

Detta $\underline{K}^*$ la matrice di rigidezza della pila riferita ai gradi di libertà rotazionali (r) e traslazionali (t), partizionata nella forma:

$$\underline{K}^{*} = \left[\begin{array}{c:c} \underline{K}_{pp} & \underline{K}_{pc} \\ \hdashline \underline{K}_{cp} & \underline{K}_{cc} \end{array}\right],$$

la matrice di rigidezza alla traslazione della stessa é ottenuta dalla relazione:

$$\underline{K} = \underline{K}_{pp} - \underline{K}_{pc}\underline{K}_{cc}^{-1}\underline{K}_{cp} .$$

Nel caso in esame si ha:

$$\underline{K} = \begin{bmatrix} 5.898 & -3.706 & 1.398 & -0.233 \\ -3.706 & 4.501 & -3.007 & 0.815 \\ 1.398 & -3.007 & 3.103 & -1.144 \\ -0.233 & 0.815 & -1.144 & 0.503 \end{bmatrix} \times 10^{7} \frac{N}{mm}$$

Dalla soluzione del problema agli autovalori per la sola pila

$$\underline{M}\,\ddot{\underline{x}} + \underline{K}\,\underline{x} = \underline{0} \quad ,$$

si ricava la frequenza propria di tale elemento strutturale che vale:

p_p = 22.52 rad/sec.

La prima forma modale risulta inoltre:

$${}_1\underline{w}^{T} = [\,.0911 \;\; .3249 \;\; .6441 \;\; 1.000\,] \; ,$$

mentre la prima massa generalizzata vale:

$$m_p = {}_1\underline{w}^{T}\underline{M}\,{}_1\underline{w} = 283.0742 \text{ Nsec}^2/\text{mm} \; ,$$

e la rigidezza "equivalente" é:

$$k_p = m_p\, p_p^{2} = 143561 \text{ N/mm} .$$

Di estremo interesse é la valutazione della rigidezza del dispositivo isolatore che rende attonata la travatura con il primo modo della pila. Tale valore si ottiene imponendo che le due frequenze p_c e p_p siano uguali; in tale ipotesi si ottiene:

$$k_c = m_c\, p_p^{2} = 782025 \text{ N/mm} .$$

Nella figura 2 sono riportati i diagrammi del modulo delle funzioni di risposta $H_{uu}(p)$ ed $H_{uc}(p)$, nel caso di sistema attonato, al variare del fattore di smorzamento del dispositivo isolatore (f_c= .05, .15, .30, .50) e per un valore del primo fattore di smorzamento modale della pila pari a f_p = 0.05 . Nei diagrammi la variabile in ascissa é adimensionalizzata rispetto alla frequenza propria p_p, mentre il modulo della funzione di risposta é adimensionalizzato rispetto alla quantità $1/p_p^{2}$.

Oltre a tale indagine ed ai fini di una progettazione ottimale dei dispositivi di isolamento, si é inteso valutare la variazione della risposta con i due parametri k_c e c_c. A tal fine si sono determinati i valori quadratici attesi delle variabili:

u_p = spostamento della sommità della pila rispetto al piede;

u_c = spostamento relativo della travata rispetto alla sommità della pila;

$\ddot{y}_p$ = accelerazione della sommità della pila;

$\ddot{y}_c$ = accelerazione della travata

in risposta ad un input sismico rappresentato da un processo stocastico stazionario gaussiano bianco a media nulla.

Le quantità in parola sono state determinate al variare di p_c (e quindi di k_c) nell'intervallo $10^{-3}p_p \div 10\ p_p$, per quattro distinti valori di f_c (f_c= .05, .15, .30, .50), fisse le caratteristiche della pila (p_p= 22.52 rad/sec e f_p= .05). Nei diagrammi riportati nelle figg. 3, 4, 5, 6, il valore quadratico atteso é diagrammato rispetto al rapporto p_c/p_p, fissati i valori di m_c, m_p, k_p. Le grandezze in risposta $E[u_p^{2}]$, $E[u_c^{2}]$ sono adimensionalizzate rispetto al valore

$$\sigma_u^{2} = \frac{n}{2}\,\frac{S_a}{f_p\, p_p^{3}} \qquad (37)$$

che rappresenta il valore quadratico medio della u_p per m_c=0 (risposta della sola pila in assenza di travata). Le grandezze in risposta $E[\ddot{y}_p^{2}]$, $E[\ddot{y}_c^{2}]$, viceversa, sono normalizzate rispetto al valore

$$\sigma_{\ddot{y}}^2 = \frac{\pi}{2} \frac{S_o\, p_p}{f_p} (1 + 4f_p^2) \,, \qquad (38)$$

ottenuto dalla (19), per $m_t=0$ e che rappresenta il valor quadratico medio di $\ddot{y}_n$ riferito alla sola pila.

7. CONCLUSIONI

L'esame dei grafici riportati nelle figg. 3, 4, 5 e 6 conduce ad alcune osservazioni sulle peculiarità della risposta strutturale al variare delle caratteristiche del dispositivo isolatore.

Occorre anzitutto notare come il taglio elastico al piede della pila, e quindi in definitiva lo stato di sollecitazione nella stessa, dipenda linearmente da u_n. Infatti le forze di richiamo elastiche valgono

$$F_E = \underline{K}_E \begin{bmatrix} x_n \\ x_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (k_p+k_t)x_n - k_t x_t \\ -k_t x_n + k_t x_t \end{bmatrix}, \qquad (39)$$

per cui il taglio é:

$$V_E = \Sigma_i F_{Ei} = k_p x_n = p_p^2 m_p x_n = \\ = {}_1\underline{W}^T \underline{K}_1 \underline{W}\, x_n = V_E^{\,1}\, u_n \,. \qquad (40)$$

Per tale motivo il diagramma di fig.3 fornisce anche la risposta quadratica in termini di V_E, rapportata alla stessa risposta in assenza di travata. Questa, partendo per $k_t=\infty$ dal valore riferito al sistema pila-travata completamente solidarizzato, diminuisce, al diminuire di k_t, sino al valore 1 che si attinge per bassi k_t. E' da osservare che il rapporto tra la risposta del sistema pila-travata in un caso e nell'altro é di circa 40, per cui il valore quadratico medio del taglio al piede della pila nel sistema completamente solidale é 40 volte il valore che lo stesso taglio avrebbe se la pila vibrasse da sola.

In maniera analoga, ma duale, si può osservare in fig.5, che il valore quadratico medio dello spostamento relativo u_t tra travata e pila aumenta da 0 a ∞, al diminuire della rigidezza k_t dell'isolatore.

Da un punto di vista energetico, particolare interesse assumono i valori delle forze di inerzia associate alle due masse m_p ed m_t. A tal fine é utile osservare gli andamenti dei diagrammi dei valori quadratici medi delle grandezze $\ddot{y}_n$ ed $\ddot{y}_t$. In fig.6 é possibile notare come la forza d'inerzia associata alla travata sia nulla nel caso di sistema completamente disaccoppiato ($k_t=0$), e raggiunga il valore $m_t\ddot{y}_n$ nel caso di sistema completamente solidarizzato ($k_t=\infty$).

Un'osservazione di particolare interesse é possibile rilevare dall'andamento del diagramma $E[\ddot{y}_n^2]$, riportato in fig.4. Questo diagramma mostra come per valori di k_t tendenti a zero la forza d'inerzia associata alla pila sia uguale a quella che la pila avrebbe in assenza di travata. Inoltre tale forza d'inerzia, all'aumentare della suddetta rigidezza, tende nuovamente al valore cui la pila sarebbe soggetta nel caso in cui non ci fosse la travata, dato che le due masse in questo caso si muoverebbero dello stesso moto e quindi sarebbero soggette alla stessa accelerazione. Tra questi due estremi é possibile osservare una diminuzione del valore atteso $E[\ddot{y}_n^2]$, che é indice dell'assorbimento dinamico che la seconda massa esercita sulla prima: la forza d'inerzia cui quest'ultima é assoggettata, é addirittura inferiore a quella che avrebbe in completa assenza della travata.

Ulteriori motivi di interesse scaturiscono da un'osservazione attenta dei diagrammi in fig.3. Infatti si può osservare che il passaggio del taglio elastico al piede della pila tra i due valori estremi non avviene in modo lineare, ma attraverso una diminuzione repentina che si manifesta intorno al valore di attonamento ($p_t/p_p = 1$). Inoltre, sempre in questo intervallo di frequenze la diminuzione della risposta strutturale all'aumentare di f_t é estremamente accentuata: é proprio in questo campo di frequenze che é ottimale l'impiego degli appa-

recchi dissipatori, in quanto la loro efficacia é massima.

Da tutto quanto osservato risulta come sia possibile ottimizzare la risposta in termini di spostamenti e di accelerazioni, ossia di energia immessa nel sistema: é possibile cioè, operando opportunamente, incanalare nel sistema energia in quantità tale da rendere l'elemento strutturale pila impegnato da sollecitazioni paragonabili a quelle derivanti dalle sue proprie caratteristiche dinamiche, in assenza di travata. In tale ottica é possibile perseguire una progettazione ottimale dei dispositivi di isolamento viscoelastico al fine di garantire una efficace diminuzione dell'energia immessa nella pila, allo stesso tempo assicurando spostamenti relativi travata - pila compatibili con le normali condizioni di esercizio del sistema. Nel caso in esame, ad esempio, se si ammettesse per lo spostamento u_E un valore quadratico medio atteso uguale a quello che avrebbe la pila da sola ($E[u_E^2]/\sigma_u^2=1$), si otterrebbe dalla fig.5 un ben determinato valore del rapporto p_E/p_P e quindi, entrando in fig.3 per tale valore, una diminuzione del rapporto $E[u_u^2]/\sigma_u^2$ da circa 40 a 21.5. Se addirittura si potesse ammettere un valore doppio di $E[u_E^2]$ ($E[u_E^2]/\sigma_u^2=2$), con le stesse modalità si giungerebbe ad un valore atteso $E[u_u^2]/\sigma_u^2$ pari a 13.8, con una riduzione del 66% rispetto ai valori riferiti alla progettazione tradizionale.

Da tutto quanto precede é possibile dedurre che l'approccio progettuale basato sull'utilizzo di dispositivi viscoelastici di isolamento sismico conduce nei sistemi pila-travata a soluzioni strutturali soggette ad input energetici considerevolmente ridotti.

Bibliografia

[1] "Earthquake Spectra", The Professional Journal of the Earthquake Research Institute, vol.6, n.2, May 1990.

[2] G.B. Warburton:"Reduction of Vibrations", Wiley & Sons Ltd., England, 1992.

[3] G.B. Warburton: "The Dynamical Behaviour of Structures", Pergamon Press Ltd., 1976.

[4] W.C. Hurty, M.F. Rubistein: "Dynamics of Structures", Prentice-Hall Inc., Englewood Cliff, N.J., 1964.

[5] R.W. Clough, J. Penzien: "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, N.Y., 1982.

[6] S.H. Crandall, W.D. Mark: "Random Vibration in Mechanical Systems", Academic Press, N.Y., 1963.

[7] J.M. Kelly: "Base Isolation: Linear Theory and Design", Earthquake Spectra 6, pp. 223-244, 1990.

[8] C.-M. Uang, V.V. Bertero:"Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design", Report n° UCB/EERC - 88/18, November 1988.

RISTRUTTURAZIONE E ADEGUAMENTO SISMICO DEL PONTE DI MARSCIANO SUL TEVERE

Renato de NUNNO - Sergio BERTI - Alberto PARDUCCI
Istituto di Energetica - Università degli Studi di Perugia

RISTRUTTURAZIONE E ADEGUAMENTO SISMICO DEL PONTE DI MARSCIANO SUL TEVERE

Renato de NUNNO, Sergio BERTI, Alberto PARDUCCI
Facoltà di Ingegneria - Università di Perugia

SOMMARIO

Vengono descritti gli interventi eseguiti per il recupero e l'adeguamento sismico del Ponte di Marsciano sul Fiume Tevere. L'opera, costruita nel 1950, era costituita da una struttura isostatica realizzata in c.a. ordinario. Le azioni aggressive avevano provocato gravi danni localizzati. Era previsto un incremento dei carichi di servizio ed era richiesto l'adeguamento sismico. Il rinforzo delle strutture è stato ottenuto trasformando gli impalcati in travi continue ed imponendo una precompressione mediante cavi esterni scorrevoli rettilinei. L'adeguamento sismico è stato raggiunto mediante la tecnica dell'isolamento sismico.

SUMMARY

The rehabilitation and seismic retrofitting of the Marsciano Bridge are described. The bridge was a five-span structure, built in 1950 over the Tevere River, using ordinary R/C statically determinate beams. Environment actions caused considerable structural degradations. Improvement of the service loads and seismic retrofitting had to be considered in the design. The strengthening of the deck elements was achieved transforming the deck structures in continuous beams and imposing an external prestressing by means of unbonded tendons. The seismic retrofitting was attained using a seismic isolating technique.

1. ASSETTO GENERALE DELLA STRUTTURA

Negli anni '50 in Italia, molti ponti sono stati costruiti impiegando strutture di cemento armato ordinario. Fra questi vi era il Ponte di Marsciano sul fiume Tevere, presso Perugia (Fig.1), che era stato costruito nel 1950. Lo schema generale dell'opera è rappresentato nella Fig.2. Le campate 2 e 4 erano costituite da travate direttamente appoggiate su pile massicce, con sbalzi a sella che sostenevano le campate 1, 3, 5, mantenendo un interasse fra le pile di m 25. L'impalcato, largo m 8.50, era formato di sei nervature longitudinali di cemento armato ordinario collegate dalla soletta e da vari traversi. Le travi delle campate 2 e 4 erano state realizzate con sezioni di altezza variabile, maggiore sopra gli appoggi, dove raggiungevano un'altezza di m 2.25, con altezza in campatata di m 1.30. Erano presenti controsolette nelle zone di momento negativo.

Durante la vita del manufatto, le mensole a sella ed i dispositivi di appoggio diposti sulle pile e sulle spalle sono stati oggetto di vistosi fenomeni di degrado dovuti principalmente agli effetti delle acque corrosive penetrate attraverso i giunti della pavimentazione, mentre le rimanenti parti delle strutture, progettate e realizzate con buona cura, si trovavano in condizioni piuttosto soddisfacenti. Pertanto, era necessario procedere all'esecuzione di interventi di riparazione.

Allo stesso tempo, da parte dell'Amministrazione appaltante (Provincia di Perugia) veniva richiesto di progettare gli interventi considerando un incremento dei sovraccarichi di esercizio, per tenere conto del previsto aumento di peso dei mezzi di trasporto conseguente alla presenza di nuovi insediamenti industriali ed in accordo con le più recenti specifiche per il progetto dei ponti. Inoltre, tenuto conto della rilevanza degli interventi, è stata ravvisata l'opportunità di procedere anche all'adeguamento sismico delle strutture.

Per il raggiungimento dei suddetti obiettivi è stato elaborato un progetto nel quale è stata prevista una sostanziale modifica dello schema strutturale originario. Ciò è stato ottenuto eliminando gli appoggi a sella e realizzando la continuità strutturale dell'intero impalcato, per formare così un'unica travata continua da spalla a spalla, risultata lunga complessivamente m 115. Di conseguenza, è stato modificato lo schema degli appoggi, che comunque dovevano essere sostituiti.

L'incremento della capacità portante della struttura fino ai valori richiesti è stato raggiunto applicando una precompressione esterna mediante cavi rettilinei, ancorati alle estremità dell'intera travata continua. La stessa precompressione ha contribuito anche a rendere più efficace la solidarizzazione dei collegamenti nelle zone delle selle.

L'adeguamento sismico delle strutture è stato ottenuto mediante la tecnica di isolamento sismico basata sull'inserimento fra l'impalcato e le pile di dispositivi di appoggio elasto-plastici.

Lo schema generale degli interventi è rappresentato nella Fig.3.

2. RINFORZO DELLE STRUTTURE DI IMPALCATO

La nuova precompressione è stata applicata impiegando cavi del tipo "unbonded", cioè lasciati scorrevoli dentro le guaine, disposti secondo una configurazione che è stato possibile mantenere rettilinea per tutto lo sviluppo della travata resa continua.

Al momento, vi è un crescente interesse per l'applicazione alle strutture da ponte della precompressione mediante cavi esterni lasciati scorrevoli. Oltre che per un significativo numero di nuove realizzazioni, il sistema viene spesso utilizzato per l'esecuzione di interventi di riparazione e di rinforzo da effettuare su strutture esistenti [5]. Fra gli aspetti che rendono interessante questa tecnologia sono da ricordare i seguenti [2->5]:

- possibilità di una facile ispezione a vista dei cavi, che possono essere disposti in posizioni facilmente accessibili;
- possibilità di procedere facilmente, anche a distanza di tempo dalla costruzione dell'opera, alla sostituzione di qualche cavo, nell'eventualità in cui si manifestino significativi ammaloramenti;
- possibilità di applicare la precompressione in più fasi successive, anche al fine di riprendere cadute di tensione per rilassamento degli acciai;
- maggiore semplicità ed efficacia delle operazioni di costipamento del calcestruzzo in conseguenza dei minori ingombri che si ottengono quando i cavi sono applicati all'esterno;
- possibilità di applicare in modo agevole precompressioni aggiuntive dall'esterno nel caso di interventi di rinforzo di strutture esistenti, come è il caso degli interventi qui descritti.

Inoltre, nel caso in esame, la configurazione rettilinea che è stato possibile assegnare ai cavi ha comportato notevoli vantaggi ai fini della semplicità esecutiva. Il principale fra questi è consistito nel non dovere

assorbire le concentrazioni di forze che si sarebbero verificate in corrispondenza delle deviazioni, eliminando tutte le complicazioni costruttive che le deviazioni stesse avrebbero comportato. In tal modo, i cavi sono stati ancorati alle due estremità dell'intera travata resa continua e posta su appoggi scorrevoli, realizzando un sistema di precompressione di semplice realizzazione e di sicura efficacia.

La configurazione rettilinea dei cavi è stata resa possibile dalla configurazione delle travi esistenti, dotate di sezioni variabili, come era d'uso negli anni della costruzione, con aumento dell'altezza nelle zone di momento negativo sopra gli appoggi, dove peraltro la presenza delle controsolette contribuiva ad abbassare ulteriormente il baricentro delle sezioni. In tal modo, la configurazione rettilinea dei cavi è risultata compatibile con la linea dei baricentri delle sezioni (Fig.4).

La ricerca della posizione ottimale del baricentro dei cavi è stata basata sull'esigenza di soddisfare le usuali condizioni di resistenza, espresse in termini di tensioni di esercizio, agli estremi superiore (indice 0) ed inferiore (indice 1) di tutte le sezioni critiche. Semplicemente: le massime tensioni di compressione o di trazione dovevano essere contenute entro i valori correnti delle tensioni ammissibili σ_c (massima tensione in compressione) e σ_t (massima tensione in trazione). Assumendo il segno positivo per le compressioni, indicando con σ_0 la tensione dovuta ai carichi permanenti e con Δs l'incremento dovuto ai sovraccarichi (la prima presente nella configurazione strutturale pre-esistente, la seconda valutata con riferimento alla struttura resa continua), ad ogni estremo delle sezioni dovevano risultare soddisfatte entrambe le seguenti condizioni, espresse con il consueto significato dei simboli:

$$N\ (1/A \pm e/W) + \sigma_0 + \Delta s \leq \sigma_c$$

$$N\ (1/A \pm e/W) + \sigma_0 + \Delta s \geq \sigma_t$$

Per ciascuna sezione possono essere scritte quatro equazioni di questo tipo, ognuna delle quali definisce una correlazione limite fra l'intensità della forza di precompressione N e la corrispondente eccentricità e. Nella Fig.5, come esempio, sono rappresentate le quattro correlazioni limite calcolate per una sezione tipica soggetta a momenti positivi (segno marcato riferito alla sezione di mezzeria delle travate appoggiate). L'area tratteggiata comprende tutte le coppie di valori N-e compatibili con le condizioni assegnate. Nella stessa figura sono rappresentate anche le quattro correlazioni relative ad una sezione tipica soggetta a momento negativi (segno sottile riferito alla sezione di appoggio) con la corrispondente area dei valori compatibili. L'area risultante dall'intersezione delle due aree (rappresentata in figura con un tratteggio più marcato) fornisce il campo dei valori N-e compatibili per entrambe le sezioni. Dall'esistenza di questo campo deriva la possibilità di utilizzare una configurazione rettilinea dei cavi di precompressione.

Ovviamente il controllo che è stato esemplificato per due sezioni deve essere esteso a tutte le sezioni critiche, comprese quelle dove è stata ripristinata la continuità strutturale con l'eliminazione degli appoggi a sella. In queste ultime, partendo dalla condizione $\sigma_0 = 0$, è stato possibile soddisfare anche la condizione $\sigma_t = 0$ con un margine di sicurezza sufficiente per non dover prevedere armature di collegamento longitudinale. In tal modo è stato possibile ottenere la continuità delle travate senza dover ricorrere a complessi interventi esecutivi.

Nella configurazione post-interventi, i cavi di precompressione esterna attraversano tutti i traversi delle travate. In tal modo, i loro spostamenti verticali sotto carico risultano praticamente uguali a quelli della struttura. Pertanto, trascurando le piccole differenze dovute allo scorrimento dei cavi medesimi, le verifiche in campo elastico sono state svolte come nel caso dei cavi interni resi aderenti.

L'impiego di cavi non aderenti comporta qualche problema quando si debba valutare la resistenza allo stato limite ultimo, per la quale gli effetti dello scorrimento relativo dei cavi non possono essere trascurati. Generalmente, con i cavi non aderenti si ottengono resistenze inferiori quando le deformazioni superano i limiti di comportamento elastico (Fig.6). Come

è noto, ciò dipende essenzialmente da due fattori. Il primo deriva dal fatto che, proprio a causa degli scorrimenti del cavo, l'incremento di tensione di compressione all'aumentare dello stato di sollecitazione non corrisponde alla deformazione unitaria valutata localmente nel calcestruzzo, ma corrisponde all'incremento medio delle deformazioni valutate su tutta la lunghezza di ogni cavo. Inoltre, un'ulteriore riduzione della resistenza dipende dalla effettiva distribuzione delle zone plasticizzate (cerniere plastiche) che precede il collasso, dove si concentrano allungamenti dovuti all'apertura di fessure. Da questo punto di vista, una disposizione rettilinea dei cavi è da considerare come una configurazione opportuna [5].

In considerazione di questi aspetti, per valutare la capacità di carico ultima di travi precompresse con cavi non aderenti, sono state proposte varie procedure di calcolo. Il progetto del Ponte di Marsciano è stato condotto sulla base del seguente procedimento semplificato indicato da Naaman [4]. Viene fatto un primo passo calcolando la forza di compressione dei cavi allo stato limite ultimo come nel caso dei cavi resi aderenti, ovvero assumendo l'ipotesi di uguaglianza locale delle deformazioni dell'acciaio e del calcestruzzo. Successivamente si considera un coefficiente correttivo k, da applicare alle sezioni critiche, dipendente da due fattori: k_1 e k_2. Il primo, attribuito allo scorrimento dei cavi, viene calcolato considerando le deformazioni della struttura nell'ipotesi di comportamento elastico e calcolando la variazione media di lunghezza alla quota dei cavi. Il secondo, attribuito all'effetto delle deformazioni plastiche e delle fessurazioni locali, viene calcolato in modo approssimato come valore locale del rapporto fra i momenti d'inerzia della sezione fessurata e non fessurata [4, 5].

3. ISOLAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE

Sono ormai numerose le applicazioni italiane dell'isolamento sismico alle strutture da ponte. Al momento, comprendendo l'adeguamento di quelle esistenti, un centinaio di opere sono già state dotate di dispositivi speciali di isolamento [8,9]; il Ponte di Marsciano rientra fra queste. Nel caso in esame, l'isolamento sismico ha consentito di raggiungere le condizioni di adeguamento minimizzando gli interventi di rinforzo delle pile e delle fondazioni.

Lo stato di ammaloramento raggiunto degli apparecchi di appoggio esistenti richiedeva la loro sostituzione. Ciò ha suggerito l'idea di progettare di un sistema di isolamento sismico basato sul controllo passivo degli effetti sismici ed ottenuto mediante l'inserimento di nuovi dispositivi di vincolo a comportamento elasto-plastico dissipativo. Anche ai fini di questo intervento, è risltata utile la modifica dello schema strutturale dell'impalcato realizzata mediante la solidarizzazione delle travate.

Come è indicato nello schema generale di funzionamento rappresentato nella Fig.3, l'intero impalcato è stato disposto su appoggi scorrevoli multidirezionali di tipo tradizionale che trasmettono solo carichi verticali, mentre le resistenze orizzontali sono state affidate ai dispositivi di isolamento sismico di tipo elasto-plastico (EP), il cui schema costruttivo è rappresentato in Fig.7 [6,7].

Stante la continuità strutturale dell'impalcato, l'intera resistenza alle azioni sismiche longitudinali è stata affidata ad una sola pila, opportunamente rinforzata, tramite quest'ultimi dispositivi. Nella direzione trasversale invece, i dispositivi di isolamento sono stati disposti su tutti gli appoggi, in modo di ripartire le sollecitazioni sismiche orizzontali agenti in questa direzione.

Il sistema di isolamento sismico è stato progettato utilizzando dispostivi a comportamento dissipativo isteretico di tipo elasto-plastico (dispostivi EP) basati sulle deformazioni flessionali di elementi di acciaio inossidabile funzionanti a mensola bilaterale (Fig.7). Il loro comportamento ciclico, illustrato schematicamente nella Fig.8.a, è caratterizzato dai seguenti parametri:

- F_y = soglia plastica (limite elastico),
- S_y = spostamento al limite elastico,
- K_1 = rigidezza elastica ($F_y = K_1 S_y$),
- K_2 = rigidezza residua del ramo plastico.

Nella Fig.8.b è rappresentato lo schema dei campi di tolleranza utilizzati nel caso in esame per la definizione dei requisiti di accettazione delle apparecchiature.

I dispositivi elasto-plastici sono stati progettati in modo da resistere in campo elastico ai normali carichi di esercizio (frenatura, vento, ecc.), includendo fra questi l'azione di un terremoto moderato, come quello cui fanno riferimento le norme in vigore (D.M. 26.01.86). Il corrispondente valore della soglia plastica F_y è stato stabilito assumendo i consueti margini di sicurezza richiesti per le strutture metalliche. Le deformazioni plastiche dei dispositivi antisismici, con spostamenti superiori a S_y, possono essere mobilitate unicamente dalle azioni di eventuali terremoti di intensità eccezionale, con deformazioni massime S_u valutate in relazione agli effetti prodotti dal "terremoto massimo atteso" (TMA), assunto come condizione estrema di progetto.

Per la caratterizzazione del TMA si è fatto riferimento alle prescrizioni del GNDT [10] ed alle analoghe indicazioni fornite dall'attuale versione dell'Eurocode n.8 [11]. Nella Fig.9 è rappresentata la configurazione spettrale di risposta insieme con l'inviluppo delle accelerazioni, quali sono stati assunti per la generazione di accelerogrammi artificiali di progetto dotati di accelerazioni di picco pari a 0.25g. Le verifiche sono state condotte eseguendo analisi dinamiche passo-passo sulla base di un modello numerico della struttura che teneva conto del comportamento non lineare dei dispositivi.

Il valore degli spostamenti massimi S_u richiesti ai dispositivi elasto-plastici dal TMA è risultato abbastanza contenuto (inferiore ai 10 cm). Ad ogni buon conto, la configurazione costruttiva dei dispositivi consente di procedere ad una loro eventuale sostituzione. Ma ciò che più conta è il fatto che, a parte le deformazioni plastiche degli elementi dissipatori metallici, anche in occasione del più severo terremoto di progetto, assunto con un'intensità spettrale circa 8 volte maggiore di quella del terremoto indicato dalle norme attuali, tutti gli elementi della struttura principale (impalcato, pile, spalle e relative fondazioni) rimangono ancora in campo di comportamento elastico, senza subire danneggiamenti strutturali.

Nella Fig.8 è stato mostrato lo schema in base al quale, per gli elementi in questione, vengono definiti i requisiti di accettazione dei dispositivi elasto-plastici, indicando i valori dei parametri meccanici caratteristici con le rispettive tolleranze. Il soddisfacimento di questi requisiti è stato comprovato dall'esito di prove sperimentali condotte sui dispositivi e sui singoli elementi dissipatori. E' stato richiesto che, applicando almeno 10 cicli di deformazioni alternate e ripetute, eseguiti imponendo ogni volta lo spostamento massimo $\pm S_u$, i successivi cicli di isteresi rimanessero dentro i fusi di tolleranza prescritti.

4. ESECUZIONE DEGLI INTERVENTI

Dopo aver eliminato la pavimentazione esistente, in corrispondenza delle selle di appoggio delle travate sono state eseguite perforazioni inclinate nelle quali sono state inserite due barre Dywidag Ø 26 mm per ogni trave, per il collegamento delle travate appoggiate con le mensole. E' stata poi eseguita la scarificazione superficiale del calcestruzzo, con eliminazione delle parti ammalorate; quindi le barre sono state ancorate e messe in pre-tensione collegandole alle armature esistenti. Successivamente le selle sono state solidarizzate in modo definitivo eseguendo i riempimenti con calcestruzzo speciale. Lo schema di questo intervento è illustrato nella Fig.10.

Dopo queste lavorazioni sono state eseguite le perforazioni dei traversi per il passaggio dei cavi di precompressione. L'ancoraggio dei cavi rettilinei è stato ottenuto demolendo e ricostruendo le velette delle spalle, allo scopo di costituire uno spazio adeguato per consentire i maggiori spostamenti previsti in conseguenza del funzionamento dei dispositivi elasto-plastici, tenuto anche conto delle deformazioni per effetto termico valutate per l'intera lunghezza dell'opera (Fig.11.a).

Prima di applicare la precompressione mediante i cavi esterni, l'intero impalcato è stato sollevato ed è stato disposto sui nuovi appoggi

(6 per ogni linea di appoggio), comprendenti i dispositivi elasto-plastici per la realizzazione dei vincoli antisismici orizzontali. Nella direzione longitudinale, il solo dispositivo posto sulla prima pila in riva sinistra è stato realizzato di tipo "fisso" (Fig.2). Pertanto nella stessa direzione longitudinale, questa pila è stata opportunamente rinforzata mediante tiranti inseriti fino ad interessare le strutture di fondazione (Fig.11.b). La configurazione di tutte le pile, dotate di sezione allungata trasversalmente, stanti le caratteristiche dei dispositivi di vincolo orizzontale, è risultata tale da non richiedere rinforzi in questa direzione.

In ultimo, è stata applicata la precompressione aggiuntiva forzando i cavi esterni sulla struttura nella sua configurazione modificata.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il Ponte di Marsciano è stato riparato, rinforzato ed adeguato sismicamente utilizzando una soluzione basata su una modifica dello schema strutturale ottenuta mediante la solidarizzazione delle strutture di impalcato, applicando una precompressione esterna realizzata con cavi unbonded ed eseguendo un intervento di isolamento sismico. La configurazione delle travate ad altezza variabile ha consentito di applicare la precompressione in modo molto semplice, ponendo in opera cavi rettilinei ancorati alle spalle e guidati lungo tutto l'impalcato mediante il passaggio attraverso i traversi. In tal modo, eseguendo lavorazioni semplici ed economiche, è stato possibile eseguire rapidamente i lavori di ripristino di una struttura che presentava gravi segni di ammaloramento delle selle.

L'adeguamento sismico delle strutture è stato ottenuto per semplice sostituzione dei dispositivi di vincolo, evitando così complessi interventi di rinforzo e raggiungendo elevati livelli di sicurezza, anche nei confronti degli eventi di maggiore intensità attesi nel sito.

BIBLIOGRAFIA

[1] D.M. 02.08.80 - Progetto, esecuzione e collaudo dei ponti stradali.

[2] Virlogeux M. - La précontrainte exterieure du béton - Proceedings of the 10th International Congress of the FIP - New Delhi, India, Sept. 1986.

[3] Virlogeux M. - External Prestressing of Concrete - FIP Note N.2, 1987.

[4] Naaman A.E. - NSF-CEBTP Workshop - Saint Rémy-lès-Chevreuse (Paris), France, 1987.

[5] Parducci A., Rinelli A. - Riparazione di travi da ponte esposte ad azioni corrosive con ripristino della precompressione mediante cavi esterni non aderenti - Convegno ATTEC - Padova, Italia, Ottobre 1987.

[6] Parducci A. - Isolamento sismico e sistemi dissipativi: Relazione generale - International meeting on seismic isolation and passive energy dissipation - Assisi, Italia, Giugno 1989.

[7] Parducci A. - Criteri di progetto per ponti con impalcato sismicamente isolato - International meeting on seismic isolation and passive energy dissipation - Assisi, Italia, Giugno 1989.

[8] Mezzi M, Parducci A. - Seismic isolated structures in Italy - 10th World Conference on Earthquake Engineering - Madrid, Spain, July 1992.

[9] Parducci A. - Design strategies and economic benefits in seismic isolation - Pacific Conference on Earthquake Engineering - Auckland, New Zealand, November 1991.

[10] GNDT - Norme tecniche per le costruzioni nelle zone sismiche - CNR, Dicembre 1984.

[11] Eurocode n.8 (draft) - Commissione delle Comunità Europee - Maggio 1988.

Fig.1 - Il Ponte di Marsciano.

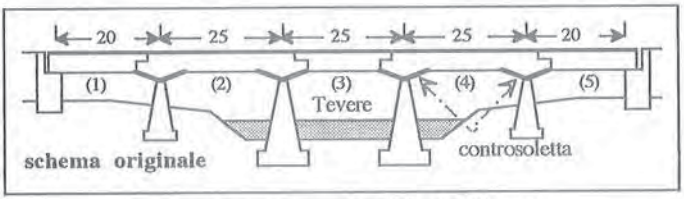


Fig.2 - Schema strutturale originale dell'opera.

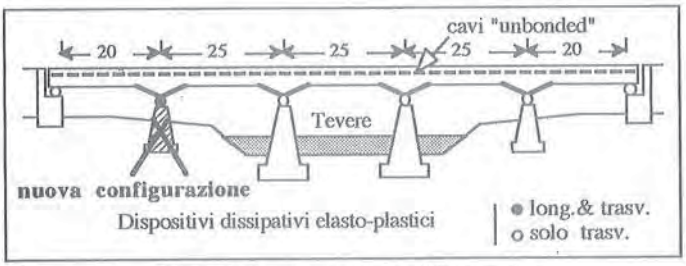


Fig.3 - Schema generale degli interventi.

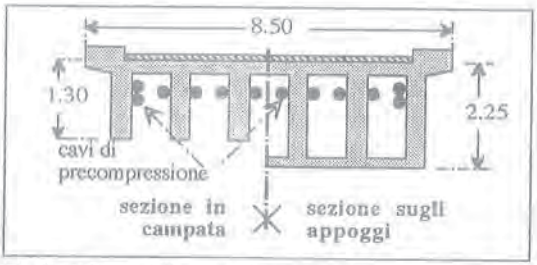


Fig.4 - Schema delle sezioni e dei cavi di precompressione.

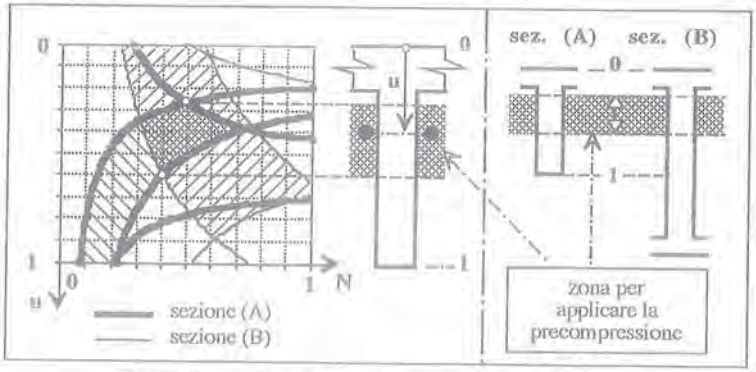


Fig.5 - Ricerca della posizione ottimale del cavo rettilineo.

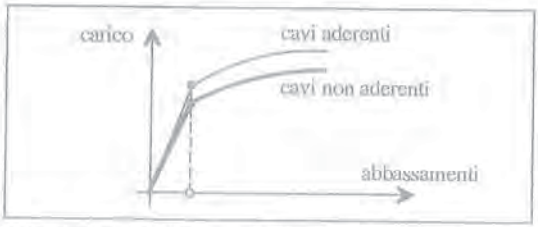


Fig.6 - Confronto delle capacità di carico di travi precompresse con cavi aderenti o non aderenti.

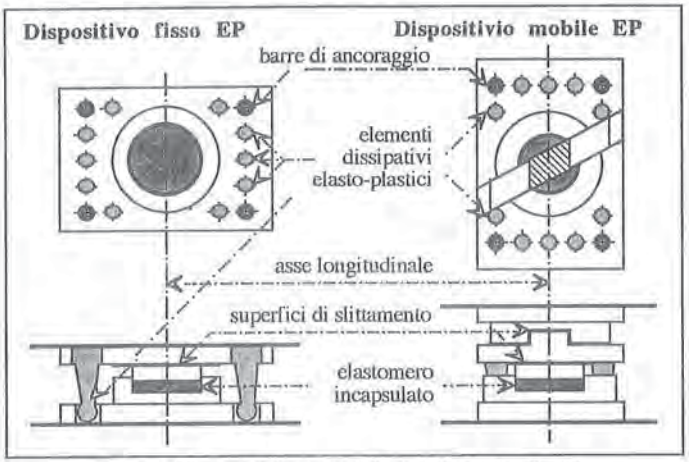


Fig.7 - Schemi dei dispositivi di vincolo elasto-plastici.

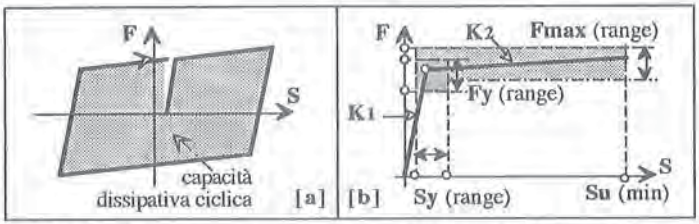


Fig.8 - Comportamento elasto-plastico dei dispositivi [a] e schema dei limiti di accettazione [b].

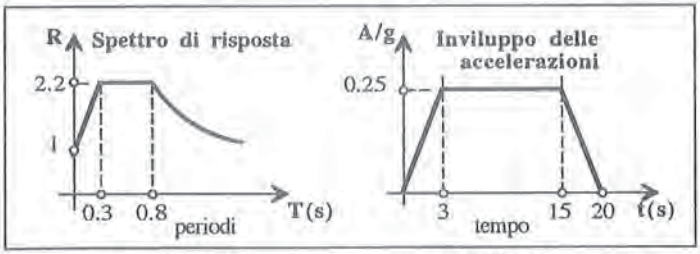


Fig.9 - Caratterizzazione del "terremoto massimo atteso" (TMA) assunto in progetto.

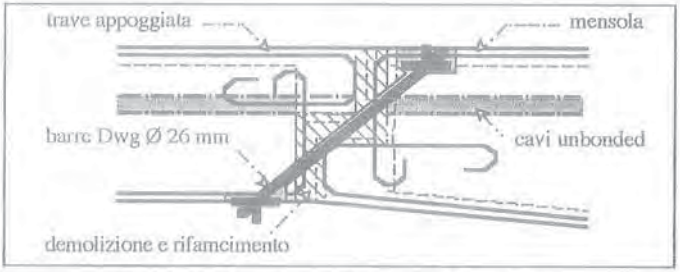


Fig. 10 - Collegamento delle strutture di impalcato.

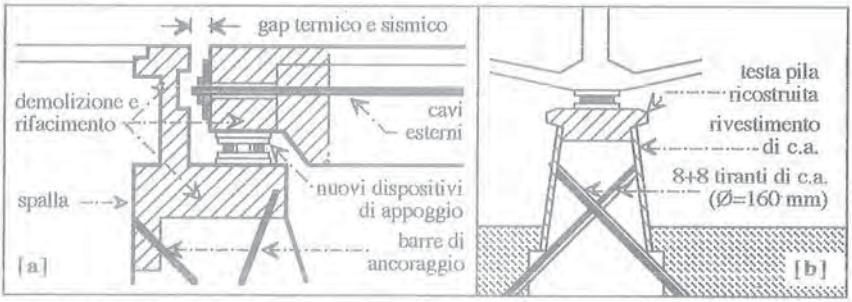


Fig. 11 - Lavori di sistemazione delle spalle per l'ancoraggio dei cavi di precompressione **[a]** e delle pile con inserimento dei tiranti di rinforzo**[b]**.

Fig. 12 - Dispositivo di appoggio EP in opera

INFLUENZA DELL'ARMATURA E DELLA CONDIZIONE DI CARICO NELLA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA VISCOSITA' IN COLONNE SNELLE IN C.A.

Ciro FAELLA - Emidio NIGRO
Istituto di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

INFLUENZA DELL'ARMATURA E DELLA CONDIZIONE DI CARICO NELLA VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA VISCOSITA' IN COLONNE SNELLE IN C.A.

Ciro FAELLA
Professore ordinario
Istituto di Ingegneria Civile - Università di Salerno

Emidio NIGRO
Dottorando di Ricerca
Istituto di Ingegneria Civile - Università di Salerno

Summary

The *creep eccentricity method*, proposed by some codes, allows to take easily into account the viscous effects with an increase of the first order eccentricity, but neglects the influence of the steel bars. In this work, making use of a modified formulation in order to take into account the reinforcements, a comparison with a more correct numerical procedure is executed; this procedure considers the real modality of load application and divides the viscous phase, in which the long time loads act, from the instantaneous one, in which the element failure occurs. The parametric analysis executed shows that the original code method leads to very conservative results in terms of ultimate load and the differences increase with the reinforcement ratio; instead, making use of the modified formulation, very precise evaluations of the ultimate load are obtained in the parametric field investigated, also for high load eccentricities and for various shapes of moment diagrams.

Sommario

Il metodo dell'eccentricità addizionale viscosa, proposto da alcuni codici, consente di tener conto in modo semplice degli effetti viscosi mediante un incremento dell'eccentricità del primo ordine, ma trascura l'influenza dell'armatura metallica. Nel presente lavoro, utilizzando una formulazione modificata che consente di tener conto dell'armatura, si esegue un confronto con una procedura numerica più accurata, che considera le effettive modalità di applicazione dei carichi, separando la "fase viscosa", in cui agiscono i carichi di lunga durata, da quella "istantanea", in cui si ha il collasso dell'elemento. L'analisi parametrica eseguita evidenzia che il metodo originario della normativa fornisce valori del carico ultimo ingiustificatamente conservativi, con scarti crescenti all'aumentare della quantità di armatura, mentre con la formulazione modificata si ottengono valutazioni molto accurate del carico ultimo in tutto il campo parametrico di interesse, ed in particolare anche per elevate eccentricità del carico e per varie forme del diagramma dei momenti.

1. INTRODUZIONE

I calcoli di instabilità di membrature snelle in c.a. in presenza degli effetti del II ordine e degli effetti viscosi si presentano alquanto complessi e poco proponibili per un calcolo manuale anche per colonne singole, che costituiscono in genere lo schema statico delle pile da ponte e dei pilastri delle strutture prefabbricate e lo schema cui possono ricondursi i pilastri delle strutture iperstatiche, dopo aver opportunamente definito le snellezze equivalenti. E' infatti necessario adottare procedure di calcolo che tengano conto delle non linearità meccaniche dei materiali, delle sollecitazioni aggiuntive indotte dagli spostamenti trasversali (effetti del II ordine) e dell'incremento nel tempo di tali effetti provocato dalle deformazioni viscose del calcestruzzo; tali procedure in genere sono basate sulla discretizzazione della colonna alle differenze finite e sono iterative.

Rimanendo nell'ambito delle colonne singole, le normative nazionali ed internazionali propongono alcuni metodi approssimati, che consentono di semplificare le calcolazioni. Le semplificazioni introdotte sono di varia natura e riguardano sia la metodologia di analisi non lineare delle sollecitazioni sulla colonna al fine di valutare gli effetti del II ordine, sia la determinazione delle capacità di resistenza delle sezioni, legata alla definizione di legami costitutivi non lineari dei materiali ed alla valutazione degli effetti della fessurazione e della viscosità del calcestruzzo [1,2].

La normativa ACI [3] consiglia di eseguire la verifica della colonna, tenendo conto degli effetti del II ordine mediante una modifica del momento del I ordine

$$M_I^* = \frac{C_m M_I}{1 - N/N_{cr}} \qquad (1)$$

secondo un fattore dipendente principalmente dalla forma del diagramma dei momenti sulla colonna e dal rapporto tra il carico agente N ed il carico critico N_{cr}, quest'ultimo valutato tenendo conto anche delle armature e della viscosità del calcestruzzo.

Il CEB Model Code 1990 [4] propone due metodi semplificati per la verifica delle colonne isolate. Nel primo, adottato anche dalle istruzioni CNR [5], è richiesta la determinazione dei diagrammi momento-curvatura a sforzo normale costante per le sezioni critiche e la valutazione degli effetti del II ordine è basata sul "metodo della colonna modello", che comporta l'adozione a priori di una deformata sinusoidale; il momento M_{II} del secondo ordine è in tal caso esprimibile in funzione della curvatura $1/r$ della sezione critica nel modo seguente:

$$M_{II} = \frac{L_o^2}{\pi^2} \cdot N \cdot \frac{1}{r} \quad . \tag{2}$$

La verifica si ottiene valutando l'esistenza di punti di intersezione tra la retta dei momenti sollecitanti $M = M_I + M_{II} = M_I + L_o^2/\pi^2 \cdot N \cdot 1/r$ e la curva $(M, 1/r)$ della sezione di riferimento, assicurando la stabilità dell'equilibrio.

Gli effetti della viscosità possono essere considerati, costruendo diagrammi momento-curvatura con riferimento ad un legame costitutivo σ–ε del calcestruzzo in cui le deformazioni sono amplificate secondo il fattore $(1+\phi^*)=(1+\alpha_g\beta_g\phi)$, essendo $\alpha_g=N_g/N_u$ e $\beta_g=M_g/M_u$ dei fattori riduttivi di ϕ che tengono conto del fatto che le azioni di lunga durata N_g, M_g costituiscono solo una parte di quelle complessive.

L'altra metodologia semplificata, adottata anche nell'Eurocodice 2 [6], consiste nel considerare un'eccentricità totale pari a:

$$e_T = e_1 + e_c + e_2 \quad . \tag{3}$$

Nella (3) e_1 è l'eccentricità del I ordine, comprensiva di quella dovuta alle imperfezioni; e_c è un'eccentricità addizionale dovuta agli effetti della viscosità del calcestruzzo, valutata con l'ausilio della relazione:

$$e_c = e_1 \cdot \left[\exp\left(\frac{N_g}{N_E - N_g} \cdot \phi \right) - 1 \right] \tag{4}$$

essendo N_E il carico critico euleriano riferito alla sezione di solo calcestruzzo; e_2 è l'eccentricità del II ordine, che può essere calcolata mediante una relazione del tipo (2), $e_2 = L_o^2/\pi^2 \cdot 1/r$. La verifica si esegue nell'ambito del metodo della colonna modello con riferimento a diagrammi momento-curvatura istantanei o in via semplificata controllando che risulti $M = N \cdot e_T < M_u(N)$, dove la curvatura della sezione critica nel punto di intersezione per la valutazione di e_2 può essere calcolata con formule approssimate fornite dalle stesse normative [4,6].

Per quanto riguarda gli effetti della viscosità si osservi che nel primo metodo semplificato essi vengono tenuti in conto modificando il legame momento-curvatura sulla base del coefficiente di viscosità ridotto ϕ^*, cioè agendo sulle leggi costitutive delle sezioni. Su tale metodologia si è già discusso in precedenti articoli [7,8,9]. Nell'ambito del secondo metodo si modifica invece la sollecitazione esterna, incrementando l'eccentricità del carico mediante un'eccentricità addizionale viscosa e_c, proporzionale all'eccentricità e_1 del I ordine e funzione di $\alpha=N_g/N_E$, rapporto tra i carichi di lunga durata ed il carico critico euleriano, e del coefficiente di viscosità ϕ. La relazione (4) è ricavata con riferimento ad una colonna omogenea di solo calcestruzzo in regime elastoviscoso lineare e pertanto trascura l'influenza della disomogeneità dei materiali (calcestruzzo + acciaio per armature), della fessurazione del calcestruzzo e del comportamento non lineare dei materiali per le sollecitazioni indotte dai carichi di lunga durata. Soprattutto appare penalizzante il fatto di trascurare l'armatura metallica, che ha l'effetto di ridurre, in modo anche molto sensibile, le deformazioni viscose e quindi le corrispondenti sollecitazioni del II ordine. Inoltre risulta preferibile, in presenza di momenti variabili lungo l'asse dell'elemento, calcolare l'eccentricità aggiuntiva e_c tenendo conto dell'effettivo andamento delle sollecitazioni lungo l'elemento, piuttosto che con riferimento alla sola eccentricità e_1 alla base della colonna.

Nel prosieguo si illustra dapprima (par. 2) una metodologia generale per la valutazione della capacità portante di colonne snelle in presenza di carichi di lunga durata, che, considerando le effettive modalità di applicazione dei carichi nonchè la fessurazione e la non linearità dei materiali già nella fase viscosa, costituisce un riferimento per le metodologie più semplificate; nel paragrafo 3, poi, si riporta una formulazione modificata dell'eccentricità e_c, che può essere assunta in luogo della (4) per tener conto dell'armatura; infine nel paragrafo 4 si esegue un esteso confronto parametrico con la metodologia generale, in termini di carico ultimo, per valutare l'affidabilità del metodo dell'eccentricità viscosa nella valutazione degli effetti della viscosità in colonne snelle.

2. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE ULTIMA IN PRESENZA DI CARICHI DI LUNGA DURATA

Una metodologia generale per la valutazione della capacità portante ultima degli elementi snelli è costituita dal metodo delle differenze finite, nell'ambito del quale si discretizza la colonna in conci e si scrivono le equazioni di equilibrio globale con riferimento alla configurazione deformata, come è necessario in presenza di grandi spostamenti: in tal modo vengono automaticamente tenute

in conto le sollecitazioni del II ordine, associate agli spostamenti trasversali della colonna [10]. L'analisi è iterativa al passo: per determinare il carico ultimo N_u si procede per incrementi di carico ΔN e per ogni valore del carico normale N la configurazione di equilibrio della colonna è ricercata iterativamente.

Il comportamento meccanico dei materiali (calcestruzzo ed acciaio per armature) è caratterizzato nel seguente modo:

a) Calcestruzzo:

– legame $\sigma-\varepsilon$ non lineare espresso dalla curva continua di Saenz [4,5,6]:

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1+(k-2)\eta} \cdot f_c \qquad (5)$$

essendo:

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cl}} \quad , \quad \varepsilon_{cl} = 0.0022 \quad , \quad k = \frac{1.1 E_c \varepsilon_{cl}}{f_{cd}} ; \qquad (6)$$

– non resistenza a trazione del calcestruzzo ed assenza di tension stiffening, assunta la modesta influenza del fenomeno in prossimità dello stato limite ultimo.

b) Acciaio:

– legame costitutivo $\sigma-\varepsilon$ elastico-perfettamente plastico.

Nell'analisi del comportamento flessionale delle sezioni rette, inoltre, si fa l'usuale ipotesi della conservazione delle sezioni piane.

Tutto ciò riguarda il comportamento per carichi istantanei. In presenza di carichi di lunga durata occorrono alcune ulteriori considerazioni inerenti la procedura sopra descritta.

Per prima cosa è necessaria la caratterizzazione del legame costitutivo viscoso del calcestruzzo, che a rigore richiederebbe l'utilizzazione di relazioni non lineari e l'integrazione delle equazioni di equilibrio nel tempo. In [11] è stato mostrato che l'adozione di legami viscosi lineari non comporta apprezzabili variazioni rispetto alla soluzione esatta non lineare, in quanto, tra l'altro, nella realtà le azioni permanenti o quasi permanenti, responsabili dei fenomeni viscosi, sono inferiori alle massime azioni di servizio ed a maggior ragione alle azioni di collasso, e quindi lo scostamento dalla linearità del legame viscoso comporta effetti poco significativi. Inoltre l'integrazione delle equazioni di equilibrio nel tempo è eseguibile in pratica solo numericamente, discretizzando l'intervallo di tempo (t_o,t), ovvero facendo riferimento a particolari modelli viscosi, quali quelli ereditario e di invecchiamento [12]. Il problema dell'integrazione nel tempo può essere superato utilizzando espressioni algebriche secondo i ben noti metodi AAEM ed EM [13]. In particolare, se si adotta il Metodo del modulo elastico efficace (EM), il legame costitutivo viscoso del calcestruzzo può essere dedotto a partire da quello istantaneo non lineare, amplificando le deformazioni proporzionalmente al coefficiente di viscosità del materiale $\phi(t,t_o)$:

$$\varepsilon_c(t,t_o) = \varepsilon_c(t_o) \cdot [1+\phi(t,t_o)] \quad . \qquad (7)$$

Questa metodologia è del tutto analoga a quella proposta da Faessel [14] e recepita dai documenti normativi [4,5,15]. In tal modo la valutazione degli effetti della viscosità prescinde dalla modalità di variazione delle sollecitazioni nel tempo, in quanto le analisi sono eseguite direttamente con riferimento allo stato tensionale nell'istante finale t: in presenza di tensioni crescenti nel tempo, a causa delle sollecitazioni del secondo ordine, il procedimento è conservativo in quanto si valutano in eccesso gli effetti dovuti alla viscosità [12,16].

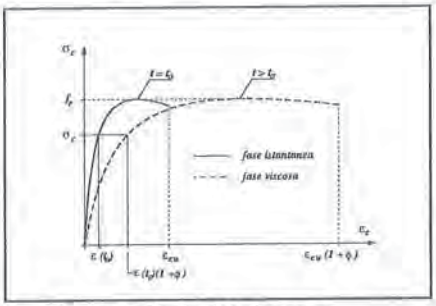


Fig. 1: *Legame costitutivo del calcestruzzo*

Inoltre poichè la viscosità del calcestruzzo riguarda soltanto i carichi di lunga durata, che costituiscono una parte dei carichi complessivi, è necessario suddividere l'analisi in due fasi: nella fase 1 (viscosa) si applicano i carichi di lunga durata N_g (con eccentricità e_1) e si individua la configurazione deformata della colonna a "tempo infinito" in equilibrio con tali carichi, utilizzando per il calcestruzzo il legame $\sigma-\varepsilon$ viscoso; nella fase 2 si determina il carico ultimo N_u applicando incrementi istantanei di carico fino a raggiungere le condizioni ultime della colonna, utilizzando per il calcestruzzo il legame $\sigma-\varepsilon$ istantaneo e tenendo conto della deformata assunta dalla colonna per effetto dei carichi di lunga durata, precedentemente determinata. In generale l'eccentricità del I ordine complessiva dei carichi nella fase 2 può essere diversa da quella e_1 della fase viscosa.

Si riporta in quanto segue una breve descrizione della procedura di calcolo qui utilizzata per la determinazione del carico ultimo tenendo conto delle effettive modalità di applicazione dei carichi; per maggiori dettagli si rimanda ai lavori [8,9].

Procedura di calcolo:

Nella *fase 1* si applica alla colonna il carico normale di lunga durata N_g, agente con eccentricità e_1, e si determina la configurazione deformata di equilibrio, tenendo conto anche degli incrementi di deformazione prodotti dalla viscosità del calcestruzzo, grazie all'adozione del legame costitutivo (5) modificato mediante la (7).

Nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane lo stato di deformazione della generica sezione retta è descritto da una coppia di parametri, che possono essere la deformazione media baricentrica ε_m e la curvatura χ, oppure la deformazione massima ε_{max} e la profondità dell'asse neutro x (fig. 2).

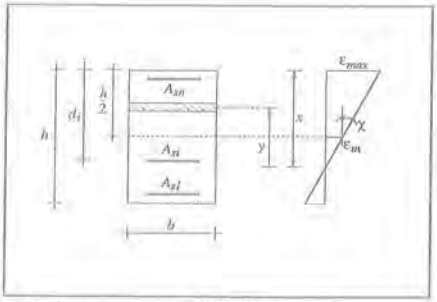


Fig. 2: *Caratterizzazione delle deformazioni*

I parametri di deformazione incogniti si determinano imponendo, sezione per sezione, l'equilibrio alla traslazione e l'equilibrio alla rotazione intorno al baricentro geometrico; le equazioni di equilibrio espresse in forma adimensionale per una sezione rettangolare a doppia armatura sono:

$$\nu = \frac{N_g}{bhf_{cd}} = \psi\xi + \sum_{i=1}^{n} \omega_{si}\frac{\sigma_{si}}{f_{cd}} \qquad (8)$$

$$\mu = \frac{N_g \cdot e_1}{bh^2 f_{cd}} = \lambda\xi^2 + \sum_{i=1}^{n} \omega_{si}\frac{\sigma_{si}}{f_{cd}}\left(\frac{1}{2} - \delta_i\right) \qquad (9)$$

Nelle (8) e (9) si è posto

$$\xi = \frac{x}{h} \quad , \quad \omega_{si} = \frac{A_{si}f_{sd}}{bhf_{cd}} \quad , \quad \delta_i = \frac{d_i}{h} \qquad (10)$$

e sono state introdotte le seguenti funzioni adimensionali, che esprimono il contributo del calcestruzzo allo sforzo normale ed al momento:

$$\psi = \frac{\int_{y_1}^{y_2} \sigma(y)dy}{xf_{cd}} = \psi(\xi, \varepsilon_{max}, k, \phi) \qquad (11)$$

$$\lambda = \frac{\int_{y_1}^{y_2} \sigma(y)(h/2 - x + y)dy}{x^2 f_{cd}} = \lambda(\xi, \varepsilon_{max}, k, \phi) \qquad (12)$$

Gli estremi di integrazione delle (11) e (12) sono $y_1=0$ per $x \le h$ (asse neutro interno alla sezione), $y_1=x-h$ per $x > h$ (asse neutro esterno) ed in ogni caso $y_2=x$.

Per il calcolo degli integrali (11) e (12) occorre valutare le tensioni $\sigma(y)$ con riferimento alle deformazioni "efficaci", che si ottengono dividendo quelle totali per il coefficiente $(1+\phi)$, in virtù della (7) (cfr. fig. 1). Definiti i parametri $\bar{\eta}=\varepsilon_{max}/[\varepsilon_{c1}\cdot(1+\phi)]$ ed $\bar{y}=y/x$, si ottengono le seguenti espressioni per i coefficienti ψ e λ:

$$\psi = f(\bar{y}_2) - f(\bar{y}_1) \qquad (13)a$$

$$\lambda = \psi\left(\frac{1-2\xi}{2\xi}\right) + g(\bar{y}_2) - g(\bar{y}_1) \qquad (13)b$$

in cui gli estremi di integrazione, con il cambiamento di variabili operato, risultano $\bar{y}_1 = y_1/x$ ed $\bar{y}_2 = y_2/x = 1$. Nelle (13)a,b le funzioni di integrazione $f(\bar{y})$ e $g(\bar{y})$ sono rispettivamente:

$$f(\bar{y}) = -\frac{\bar{\eta}}{2(k-2)}\cdot\bar{y}^2 + \frac{1+k(k-2)}{(k-2)^2}\cdot\bar{y} + - \frac{1+k(k-2)}{(k-2)^3\bar{\eta}}\cdot\ln[1+(k-2)\bar{\eta}\bar{y}] \qquad (14)$$

$$g(\bar{y}) = -\frac{\bar{\eta}}{3(k-2)}\cdot\bar{y}^3 + \frac{1+k(k-2)}{2(k-2)^2}\cdot\bar{y}^2 - \frac{1+k(k-2)}{(k-2)^3\bar{\eta}}\cdot\bar{y} + + \frac{1+k(k-2)}{(k-2)^4\bar{\eta}^2}\cdot\ln[1+(k-2)\bar{\eta}\bar{y}] \qquad (15)$$

Determinata la configurazione deformata di equilibrio prodotta dai carichi di lunga durata N_g, $M_g=N_g\cdot e_1$, si valuta poi (*fase 2*) il carico ultimo della colonna mediante una tecnica incrementale: si applicano cioè incrementi istantanei ΔN di carico fino al raggiungimento dello stato limite ultimo. Poichè la crisi viene attinta per applicazione "istantanea" dei carichi, per la determinazione di sforzo normale e momento interni delle sezioni si fa riferimento al legame costitutivo istantaneo del calcestruzzo, a partire dalla deformazione efficace già raggiunta, secondo la procedura di seguito descritta.

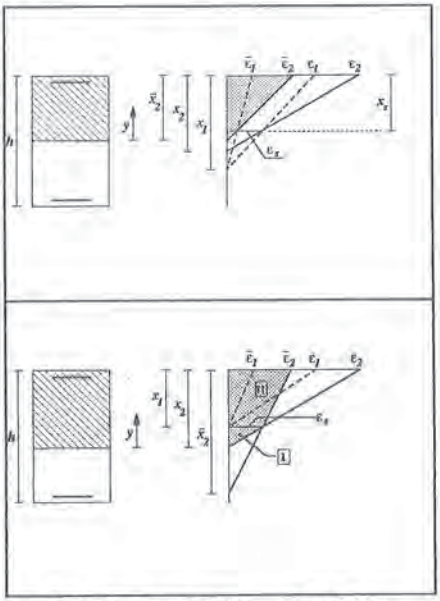
Per la generica sezione della colonna si indicano con ε_1 ed x_1 la deformazione massima e la profondità dell'asse neutro relativi al diagramma delle deformazioni nella fase 1 (figura 3a), con ε_2 ed x_2 gli analoghi parametri caratterizzanti il diagramma delle deformazioni indotte dai carichi complessivi nella fase 2. Similmente a quanto visto per la fase 1, per la valutazione delle tensioni nel calcestruzzo è conveniente considerare il diagramma di deformazioni "efficace", caratterizzato dai parametri $\bar{\varepsilon}_2$ ed

$\bar{x}_2$. In particolare la deformazione massima $\bar{\varepsilon}_2$ del diagramma efficace, come anche la deformazione di una fibra generica nella sezione, si può esprimere nel seguente modo:

$$\bar{\varepsilon}_2 = \bar{\varepsilon}_1 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) = \frac{\varepsilon_1}{(1+\phi)} + (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \qquad (16)$$

cioè come somma dell'aliquota $\bar{\varepsilon}_1 = \varepsilon_1/(1+\phi)$, che rappresenta la deformazione efficace prodotta dai carichi di lunga durata N_g, e dell'aliquota $(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)$, che rappresenta la differenza tra le deformazioni effettive prodotte dai carichi $N_g + \Delta N$ ed N_g. Si osservi inoltre che a seconda dei valori assunti dalle deformazioni massime ε_1, ε_2 e dalle profondità dell'asse neutro x_1, x_2 si ottengono quattro possibili situazioni:

1) $x_1 \geq x_2$, $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_1$
2) $x_1 \geq x_2$, $\varepsilon_2 < \varepsilon_1$
3) $x_1 \leq x_2$, $\varepsilon_2 \geq \varepsilon_1$
4) $x_1 \leq x_2$, $\varepsilon_2 < \varepsilon_1$



Figg. 3a,b: *Diagrammi di deformazione "efficaci"*

che determinano due diversi andamenti del diagramma di deformazione efficace. Nella figura 3a,b sono riportati due delle quattro situazioni possibili: infatti i casi 1 e 2 danno luogo ad un *diagramma di deformazione efficace rettilineo* (fig. 3a), e per la valutazione delle sollecitazioni interne del calcestruzzo è sufficiente esprimere i parametri $\bar{\varepsilon}_2$ ed $\bar{x}_2$ in funzione delle incognite fondamentali ε_2, x_2 ed utilizzare le relazioni (11),(12),(14),(15) valide per la fase viscosa, avendo definito opportunamente la variabile di integrazione $\bar{y}$ e quindi gli estremi di integrazione.

I casi 3 e 4 invece sono caratterizzati da un *diagramma di deformazione efficace mistilineo* (fig. 3b). La valutazione delle sollecitazioni interne del calcestruzzo può essere eseguita ancora utilizzando le stesse relazioni fondamentali, se si suddivide il diagramma efficace nella zona I, che comprende le fibre poste tra le quote x_1 ed x_2, e nella zona II, che comprende le fibre disposte tra la quota x_1 ed il bordo compresso della sezione: occorre in tal caso definire le espressioni dei contributi delle due zone alle caratteristiche delle sollecitazioni interne, i parametri che definiscono le due zone e gli estremi di integrazione relativi.

3. IL METODO DELL'ECCENTRICITA' ADDIZIONALE IN PRESENZA DI ARMATURE

Come detto nel paragrafo 1, per una valutazione semplificata della capacità portante ultima delle colonne snelle è utilizzabile il metodo dell'eccentricità totale, basato sull'adozione delle ipotesi della colonna modello per valutare gli effetti del II ordine, che costituisce in genere una buona approssimazione [7,10,17].

Nell'ambito di tale metodo gli effetti viscosi vengono presi in conto aggiungendo all'eccentricità del primo e del secondo ordine un'eccentricità viscosa, valutata mediante la (4), che però trascura nella formulazione originaria la presenza delle armature.

L'espressione dell'eccentricità addizionale in presenza di armatura può essere dedotta a partire dalla funzione spostamento trasversale della colonna, comprensiva degli effetti viscosi e del II ordine e valutando la freccia residua allo scarico [18,19,20,21]. La determinazione della funzione spostamento $v(z,t)$ dell'elemento rappresentato in fig. 4 è fondata sulle seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- linearità dei materiali: legame elastoviscoso lineare per il calcestruzzo, legame elastico per l'acciaio;
- assenza di fessurazione per il calcestruzzo;
- sezione retta con acciaio omogeneizzato al calcestruzzo ($n=E_s/E_c$).

Adottando la separazione delle variabili z e t e lo sviluppo in serie di Fourier per la funzione spostamento $v(z,t)$ e per la funzione momento del I ordine $M_I(z)$, lo spostamento trasversale in mezzeria dell'elemento è esprimibile mediante la relazione:

$$v\left(\frac{L}{2},t\right)=\sum_{k=1}^{\infty} v_k(\phi)\cdot \operatorname{sen}\frac{k\pi}{2} \qquad (17)$$

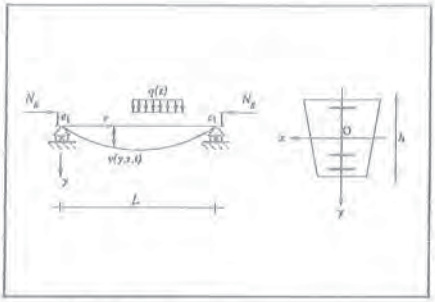


Fig. 4: *Schema di riferimento*

L'integrazione nel tempo delle equazioni di equilibrio consente di esprimere le k-me armoniche $v_k(\phi)$ dello sviluppo in serie (17); adottando i due modelli viscosi limite derivanti dalla teoria dell'invecchiamento e dell'ereditarietà, si ottengono due espressioni per $v_k(\phi)$:

$$v_k(\phi)=v_k(t_a)\cdot\left[\frac{I_c/I}{\alpha/k^2-(1-I_c/I)}\cdot\exp\left(\frac{\alpha/k^2-(1-I_c/I)}{1-\alpha/k^2}(\phi-\phi_a)\right)+\right.$$
$$\left.-\frac{1-\alpha/k^2}{\alpha/k^2-(1-I_c/I)}\right] \qquad (18)a$$

$$v_k(\phi)=v_k(t_a)\cdot\left[1+\frac{\phi\cdot I_c/I}{I_c/I-[\alpha/k^2-(1-I_c/I)]\cdot(1+\phi)}\right] \qquad (18)b$$

Come illustrato in [19,20] dalle (18)a,b è possibile dedurre relazioni analoghe alla (4), ma in presenza di armatura, ricavando la freccia residua allo scarico, cioè deducendo dalle (18) la freccia iniziale, comprensiva degli effetti del II ordine ad essa associati, e la freccia del II ordine prodotta dalle deformazioni viscose. Si ottiene pertanto:

$$v_{cc}\left(\frac{L}{2},\phi\right)=\sum_{k=1}^{\infty} v_{cc,k}(\phi)\cdot \operatorname{sen}\frac{k\pi}{2} \qquad (19)$$

essendo $v_{cc,k}(\phi)$ pari a:

- modello viscoso di invecchiamento:

$$v_{cc,k}(\phi)=\frac{M_{I,k}}{N_g}\cdot\frac{\alpha}{k^2}\cdot\frac{I_c/I}{\alpha/k^2-(1-I_c/I)}\cdot$$
$$\cdot\left[\exp\left(\frac{\alpha/k^2-(1-I_c/I)}{1-\alpha/k^2}(\phi-\phi_a)\right)-1\right] \qquad (20)a$$

- modello viscoso ereditario:

$$v_{cc,k}(\phi)=\frac{M_{I,k}}{N_g}\cdot\frac{\alpha}{k^2}\cdot\frac{\phi\cdot I_c/I}{I_c/I-[\alpha/k^2-(1-I_c/I)]\cdot(1+\phi)} \qquad (20)b$$

Nelle (20)a,b il termine $M_{I,k}$ rappresenta l'ampiezza della k-ma armonica della funzione momento del I ordine ($M_{I,k}/N_g$ ovviamente è l'eccentricità) e dipende dalla forma del diagramma dei momenti (fig. 5); nel caso generale di momento variabile linearmente dal valore M_1 in mezzeria al valore M_2 all'estremo, $M_{I,k}$ vale:

$$M_{I,k}=\frac{4M_2}{k\pi}+\frac{8\,(M_1-M_2)}{k^2\pi^2}\operatorname{sen}\frac{k\pi}{2} \qquad (21)a$$

in cui M_1 ed M_2 vanno presi con il proprio segno; nei casi di momento costante, di momento triangolare e di momento bitriangolare (M_2=-M_1) la (21)a si specializza nelle seguenti espressioni:

$$(1) \qquad M_{I,k}=\frac{4}{\pi}\cdot\frac{M_1}{k} \qquad (21)b$$

$$(2) \qquad M_{I,k}=\frac{8M_1}{k^2\pi^2}\operatorname{sen}\frac{k\pi}{2} \qquad (21)c$$

$$(3) \qquad M_{I,k}=\frac{16M_1}{k^2\pi^2}\operatorname{sen}\frac{k\pi}{2}-\frac{4M_1}{k\pi} \qquad (21)d$$

La diminuzione dell'ampiezza dell'armonica passando da momento costante a momento triangolare (relazioni (21)b,c,d) rende conto della progressiva riduzione degli effetti viscosi.

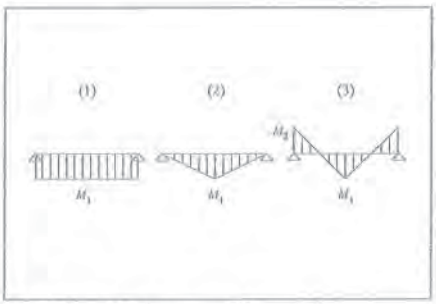


Fig. 5: *Forme del diagramma dei momenti*

Si osservi inoltre che la (19) fornisce il valore esatto della freccia per $k\to\infty$. In pratica, però, l'ampiezza della prima armonica risulta largamente preponderante rispetto alle altre quando il diagramma dei momenti è costante o triangolare, ovvero intermedio tra essi (cfr. espressioni (21)b,c), mentre quando il diagramma è bitriangolare anche la terza armonica può diventare significativa. In

[19,20] si è visto che nei casi (1) e (2) gli errori che si commettono valutando la freccia v_{∞} solo con la prima armonica sono contenuti entro il 2÷3%; invece nel caso (3) con $M_1=M$ ed $M_2=-M$ considerando solo la prima armonica si commettono errori fino al 15% dal lato della non sicurezza, che scompaiono tenendo conto anche della terza armonica.

Rimandando la valutazione degli effetti che tale approssimazione comporta nel caso bitriangolare alle elaborazioni numeriche (par. 4), si riportano le due espressioni dell'eccentricità addizionale e_c correttive della (4), che portano in conto l'influenza dell'armatura, dedotte dalle (20)a,b con riferimento alla sola prima armonica (k=1):

- modello viscoso di invecchiamento:

$$e_{c,i}(\alpha,\phi,I_c/I)=\frac{M_{I,1}}{N_g}\cdot\alpha\cdot\frac{I_c/I}{\alpha-(1-I_c/I)}\cdot\left[\exp\left(\frac{\alpha-(1-I_c/I)}{1-\alpha}(\phi-\phi_o)\right)-1\right] \quad (22)a$$

- modello viscoso ereditario:

$$e_{c,e}(\alpha,\phi,I_c/I)=\frac{M_{I,1}}{N_g}\cdot\alpha\cdot\frac{\phi\cdot I_c/I}{I_c/I-[\alpha-(1-I_c/I)]\cdot(1+\phi)} \quad (22)b$$

Il valore dell'eccentricità addizionale fornita dalle (22)a,b dipende dal parametro α

$$\alpha=\frac{N_g}{N_E}=\frac{N_g}{\pi^2E_gI/L_o^2} \quad (23)$$

che rappresenta il rapporto tra il carico normale di lunga durata N_g ed il carico critico euleriano N_E della sezione con armature, essendo appunto $I=I_c+n\cdot I_s$ il momento d'inerzia rispetto all'asse x della sezione completa omogeneizzata.

Si è visto in [22] come in presenza di armatura le due formulazioni coincidono per il valore $\alpha=\alpha^*=1-I_c/I$; per valori di $\alpha<\alpha^*$ la formulazione dedotta in base alla teoria dell'invecchiamento è lievemente conservativa rispetto all'altra, mentre quando $\alpha>\alpha^*$ (carichi di lunga durata N_g elevati) le due formulazioni si differenziano in modo sensibile; inoltre mentre nel caso dell'invecchiamento il punto di divergenza dell'equilibrio per carichi permanenti rimane il carico critico euleriano (α=1), nel caso ereditario assume valori inferiori ad N_E e precisamente $\alpha=1-(I_c/I)\cdot\phi/(1+\phi)$, che in assenza di armatura diventa $\alpha=1/(1+\phi)$ [21,22].

Sempre in [22], con riferimento a sezioni rettangolari a doppia armatura simmetrica, sono stati calcolati i massimi valori che può assumere il parametro $\alpha=N_g/N_E$, compatibilmente con la sicurezza allo stato limite ultimo, al variare della snellezza, della percentuale di armatura, dell'eccentricità del carico e del coefficiente di viscosità. Si desume che, a causa dei legami costitutivi non lineari e limitati dei materiali, i massimi valori prevedibili di α sono generalmente inferiori al valore α^* e soprattutto sono lontani dai valori che provocano la divergenza dell'equilibrio, che nel caso del modello ereditario risultano inferiori al carico critico euleriano. Ciò è evidenziato nella figura 5, dove, per i parametri indicati e per L/h variabile tra 5 e 30, sono riportati in funzione di α gli scarti percentuali tra i valori delle eccentricità $e_{c,i}$ ed $e_{c,e}$, dedotti rispettivamente in base alla (22)a ed alla (22)b, ed i valori massimi prevedibili del parametro $\alpha=N_g/N_E$, disposti in righi diversi al variare del coefficiente di viscosità.

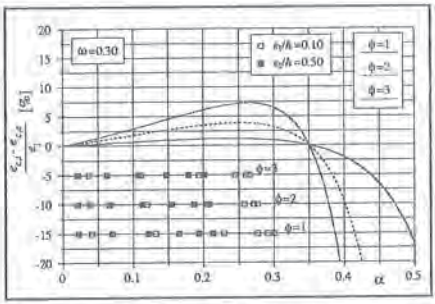


Fig. 6: *Campo di applicazione delle* (22)*a,b*

Ciò detto, risultano proponibili entrambe le formulazioni dedotte in sostituzione della (4) per tener conto anche dell'influenza dell'armatura, essendo tra le due preferibile la (22)a, lievemente a vantaggio di sicurezza rispetto all'altra nel reale campo di applicazione, fornendo valori superiori dell'eccentricità viscosa (cfr. fig. 6).

Utilizzando la formulazione (22)a si può tener conto sia dell'influenza dell'armatura che della forma del diagramma dei momenti nella valutazione della freccia residua e_c e le approssimazioni presenti in tale modello dipendono soltanto dall'assunzione di legami costitutivi lineari per i materiali e dall'ipotesi di assenza di fessurazione nel calcestruzzo. La prima è giustificata dal fatto che le sollecitazioni di lunga durata inducono stati di tensione per i quali il comportamento non lineare è ancora poco significativo. Trascurare la fessurazione comporta invece due effetti opposti: da un lato si considerano le deformazioni viscose estese a tutta la sezione, mentre in sezione fessurata esse sono limitate alla sola zona compressa, dall'altro si trascura l'incremento di deformabilità delle membrature prodotto dalla parzializzazione della sezione.

Risulta quindi interessante valutare il grado di approssimazione connesso all'utilizzazione dell'eccentricità viscosa nella valutazione della capacità portante, confrontando con la procedura di riferimento di cui al paragrafo 2 i risultati che si ottengono applicando la (4) ovvero la formulazione modificata (22)a.

4. CONFRONTI NUMERICI

Il confronto è esteso a tutto il campo parametrico di interesse, facendo variare la snellezza geometrica L/h, l'eccentricità del carico e_1/h, il coefficiente di viscosità ϕ, la percentuale di armatura ω e la forma del diagramma dei momenti. Soprattutto appare importante valutare l'influenza della quantità di armatura, che è totalmente nelle formulazioni normative, nonchè l'effetto della forma del diagramma dei momenti sulla valutazione dell'incremento di freccia indotto dalle deformazioni viscose: tale incremento (che costituisce in definitiva l'eccentricità addizionale) è ovviamente più modesto nel caso di diagrammi dei momenti triangolare e bitriangolare rispetto al caso di momento costante.

Poichè si intende valutare soltanto l'approssimazione connessa all'utilizzazione della (4) e della (22)a nel calcolo degli effetti della viscosità, si determina il carico ultimo della colonna nell'ambito del metodo dell'eccentricità totale, considerando un'eccentricità complessiva $e_T = e_1 + e_c$ e valutando "esattamente" gli effetti del II ordine mediante una procedura di calcolo non lineare alle differenze finite e con riferimento a legami momento-curvatura non lineari di tipo istantaneo. I risultati che si ottengono per tale via possono essere confrontati con quelli dedotti con l'ausilio della procedura di cui al paragrafo 2, che, simulando le reali modalità di applicazione del carico, considera una prima fase viscosa ed una seconda fase di applicazione istantanea degli incrementi di carico, tenendo conto già nella fase viscosa della fessurazione del calcestruzzo e dei legami costitutivi non lineari dei materiali.

Si considerano tre forme del diagramma dei momenti del I ordine e quindi dell'eccentricità (fig. 7):

a) eccentricità costante lungo l'elemento e pari al valore e_1 alla base della colonna;
b) eccentricità lineare, variabile da e_1 alla base della colonna al valore $e_2=0$ in sommità;
c) eccentricità lineare, variabile da e_1 alla base della colonna ad $e_2=-e_1$ in sommità.

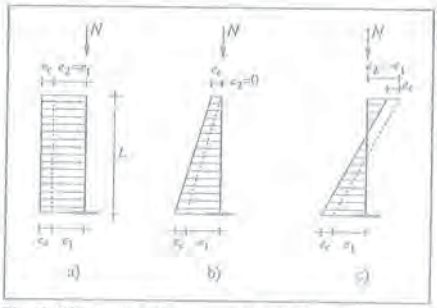


Fig. 7: *Diagrammi dei momenti di riferimento*

Si osservi che l'eccentricità addizionale e_c (incremento viscoso di freccia alla base della colonna) costituisce anche il massimo valore dello spostamento viscoso lungo l'elemento, che infatti si annulla all'estremità (cfr. fig. 3): aggiungendo e_c al valore dell'eccentricità in ogni sezione si procede quindi lievemente a vantaggio di sicurezza. Pertanto l'applicazione del metodo dell'eccentricità conduce a considerare, nei tre casi esaminati, gli andamenti dell'eccentricità totale rappresentati nella figura 7.

I risultati del confronto sono riportati nelle figure sotto forma di curve $v_u(L/h)$ (carico ultimo adimensionale in funzione della snellezza) e si riferiscono ai tre casi a,b,c di condizioni di carico.

Nel caso a), eccentricità costante lungo l'elemento, nelle figure 8,9,10 sono riportate le curve $v_u(L/h)$ per assegnati valori di e_1/h (=0.10,0.50,1.00), della percentuale meccanica di armatura ω (=0.10,0.30,0.50), avendo fissato un valore medio per il coefficiente di viscosità (ϕ=2). I valori di v_z adottati sono tali che il rapporto v_z/v_u sia costante e pari ad 1/1.5=0.66, essendo v_z lo sforzo normale ultimo adimensionalizzato relativo al caso in cui tutto il carico è di lunga durata.

Dalle figure riportate si può osservare che:

a) <u>Eccentricità costante</u>:

- l'applicazione della (4) fornita dalla normativa conduce a sottostimare il carico ultimo delle colonne anche in misura rilevante e quindi a verifiche ingiustificatamente conservative; tale risultato è essenzialmente dovuto al fatto di trascurare l'effetto dell'armatura, per cui l'eccesso di sicurezza è maggiore all'aumentare della percentuale di armatura, rimanendo comunque significativo anche per valori medi (per ω=0.30 si hanno scarti tra il metodo della normativa e quello di riferimento fino al 33%);
- l'applicazione della relazione modificata (22)a proposta, invece, fornisce valori del carico ultimo v_u molto più vicini a quelli di riferimento (per ω=0.30 gli scarti sono inferiori al 9%) e generalmente a vantaggio di sicurezza; soltanto in presenza di piccole eccentricità (e_1/h=0.10) e di basse snellezze ($L/h \leq 10$) si riscontrano casi di non conservatività relativamente modesti (errori inferiori ad 1.5%): infatti in tal caso le sezioni sono interamente compresse, per cui la fessurazione gioca un ruolo modesto, mentre l'effettivo comportamento non lineare dei materiali, non considerato nella (22)a, può condurre a valori leggermente inferiori del carico ultimo; tale effetto peraltro si presenta indipendente dalla quantità di armature;
- l'entità massima degli scarti tra i valori di v_u dedotti in base al metodo normativo ed i valori di riferimento cresce all'aumentare della quantità di armatura ω (figg. 8,9,10), passando dal 16% per ω=0.10 al 78% per ω=0.50; viceversa utilizzando la formulazione proposta gli scarti sono scarsamente influenzati dalla quantità di armatura;

– l'entità massima degli scarti tra il metodo normativo e quello di riferimento in genere diminuisce all'aumentare dell'eccentricità e_1/h, in quanto la riduzione di rigidezza dell'elemento per l'ulteriore parzializzazione delle sezioni in presenza di incremento di freccia per effetti viscosi è via via più modesta al crescere dell'eccentricità iniziale.

b) Eccentricità triangolare:

– sono riportate in fig. 11 le curve $v_u(L/h)$ per il caso medio ω=0.30: il comportamento è pressappoco simile al caso a), con valori eccessivamente conservativi del carico ultimo forniti dal metodo normativo; anzi gli scarti sono ancora più consistenti (scarto massimo pari al 44%), in quanto nella formulazione normativa la valutazione dell'eccentricità e_c è fatta comunque con riferimento ad una eccentricità costante pari a quella alla base;

– l'applicazione della formulazione modificata proposta conserva le stesse caratteristiche del caso a), con valori del carico ultimo molto prossimi a quelli di riferimento e scarti percentuali massimi inferiori al 9%.

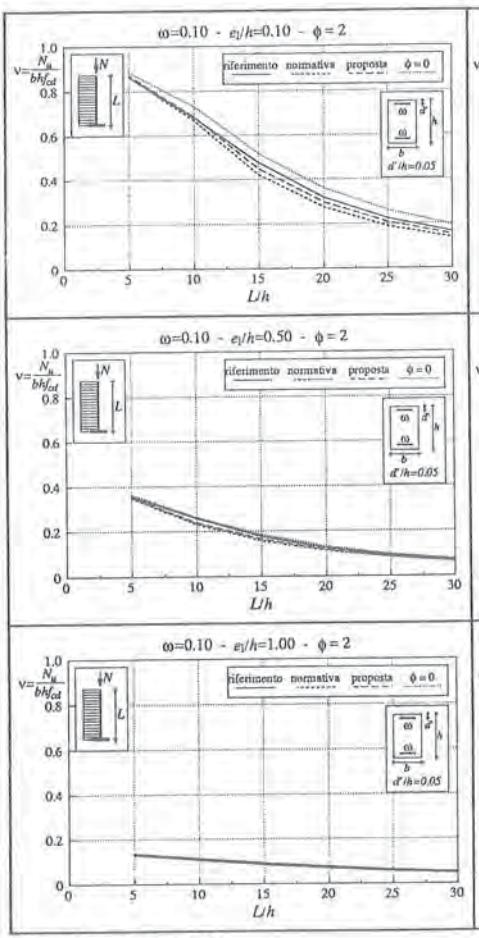


Fig. 8: *Caso a)* - $\omega = 0.10$

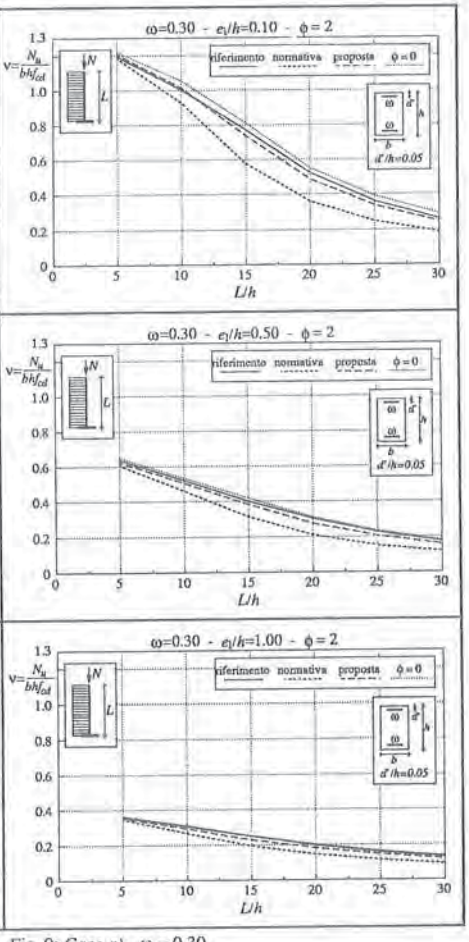


Fig. 9: *Caso a)* - $\omega = 0.30$

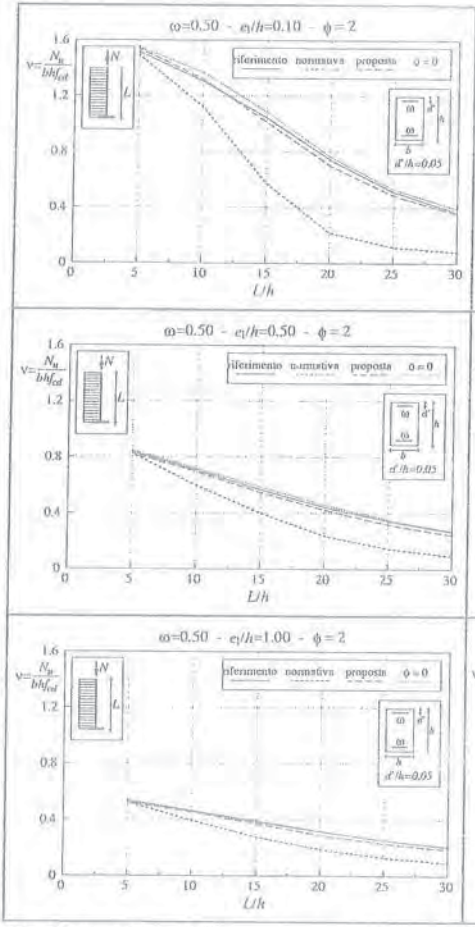


Fig. 10: *Caso a)* - $\omega = 0.50$

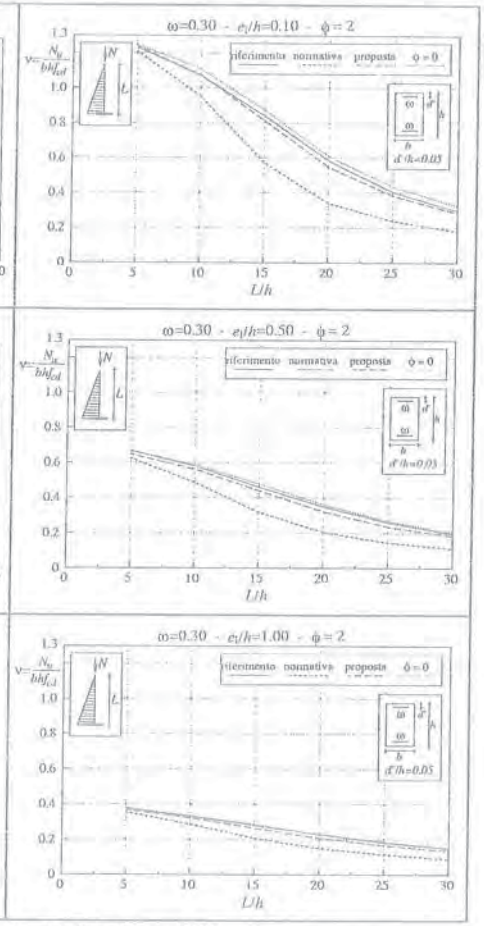


Fig. 11: *Caso b)* - $\omega = 0.30$

c) Eccentricità bitriangolare:

- sono riportate in fig. 12 le curve $v_u(L/h)$ per ω=0.30, da cui si evince che il metodo normativo conduce a valori del carico ultimo ancora più conservativi rispetto ai due casi precedenti (scarti massimi pari al 60% contro il 44% del caso b) ed il 33% del caso a)), per le stesse ragioni di cui sopra;
- viceversa la valutazione del carico ultimo utilizzando la formulazione modificata proposta si presenta ancora molto valida ed è caratterizzata da scarti percentuali lievemente inferiori a quelli dei casi precedenti (scarto massimo pari al 6%);
- inoltre l'approssimazione di utilizzare soltanto la prima armonica dello sviluppo in serie per la valutazione di e_c, che in questo caso è più forte, non comporta in realtà molte differenze, essendo peraltro il fenomeno viscoso meno importante rispetto agli altri casi.

Una significativa indicazione delle approssimazioni connesse all'utilizzazioni delle due metodologie

semplificate rispetto a quella di riferimento può ottenersi valutando il valore medio ed il coefficiente di variazione (C.V.) del parametro $\nu_{u,s}/\nu_{u,r}$, rapporto tra lo sforzo normale ultimo stimato utilizzando il metodo dell'eccentricità con le formule (4) e (22)a e il corrispondente valore di riferimento. Nella tabella 1 sono riportati il valore medio ed il C.V. di tale parametro per il caso di eccentricità costante lungo l'elemento e per tre valori della percentuale meccanica di armatura, facendo variare la snellezza e l'eccentricità del carico.

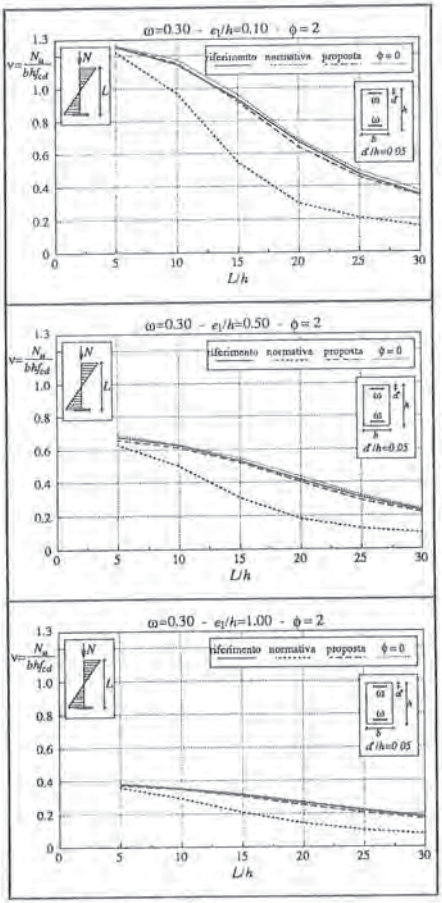


Fig. 12: *Caso c) - ω = 0.30*

E' immediato verificare come nel caso del metodo normativo al crescere dell'armatura il parametro $\nu_{u,s}/\nu_{u,r}$ presenti un valore medio sensibilmente inferiore ad 1 ed un coefficiente di variazione crescente, che testimonia una maggiore dispersione dei risultati al variare della snellezza e dell'eccentricità del carico. Viceversa utilizzando la formulazione proposta per l'eccentricità viscosa, la media assume valori prossimi all'unità ed il coefficiente di variazione si mantiene molto basso: ciò assicura una buona affidabilità di tale metodologia per la stima del carico ultimo in tutto il campo parametrico. Una rappresentazione di questi risultati utilizzando curve di probabilità gaussiane è riportata in fig. 13a,b , che visualizzano in forma sintetica quanto detto in precedenza.

	NORMATIVA		PROPOSTA	
ω	Media	C.d.V.	Media	C.d.V.
0.10	0.917	0.049	0.952	0.026
0.30	0.787	0.143	0.945	0.038
0.50	0.616	0.425	0.957	0.035

Tabella 1

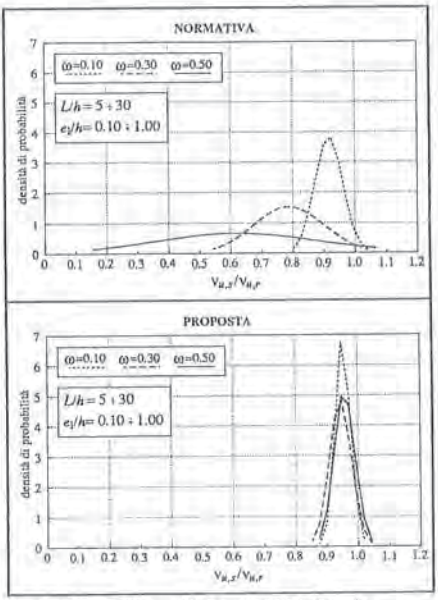


Fig. 13: *Curve di densità di probabilità di* $\nu_{u,s}/\nu_{u,r}$

5. CONCLUSIONI

L'analisi parametrica eseguita ha evidenziato che trascurare l'armatura nel calcolo dell'eccentricità addizionale viscosa comporta considerevoli errori di valutazione del carico ultimo, sebbene dal lato della sicurezza. Al contrario utilizzando la formulazione modificata proposta si abbatte fortemente la conservatività del metodo originario, senza peraltro accrescere l'onere delle calcolazioni.

La limitazione del campo di valori prevedibili per il parametro $\alpha=N_g/N_E$ rende legittima l'utilizzazione della relazione modificata proposta, dedotta in base alla teoria dell'invecchiamento, in quanto risulta lievemente conservativa rispetto all'altra ricavata dalla teoria ereditaria.

Il miglioramento ottenuto nei risultati è ovviamente più sensibile all'aumentare della quantità di armatura e si mantiene buono per tutto il campo parametrico, in particolare anche per eccentricità elevate e per diagrammi dei momenti triangolari o bitriangolari, situazioni nelle quali gli effetti della viscosità sono generalmente meno significativi.

BIBLIOGRAFIA

[1] BAZANT Z.P., CEDOLIN L., *Stability of Structures*, Oxford University Press, 1991

[2] MACGREGOR J.G., *Stability of Reinforced Concrete Building Frames*, Concrete Framed Structures: Stability and Strength, Elsevier Applied Science Publishers, 1986, Chapter I

[3] A.C.I. standard 318, *Building Code Requirements for reinforced concrete*, 1989

[4] C.E.B.-F.I.P., *Model Code 1990*, First Draft, Bulletin d'information n. 195-196, Marzo 1990

[5] C.N.R., *Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in cemento armato e cemento precompresso con il metodo semiprobabilistico agli stati limite*, Bollettino ufficiale n° 89, A. XVI, 1982

[6] Eurocodice n. 2, *Design of Concrete Structures*, part I, dicembre 1989

[7] FAELLA C., NIGRO E., *Progetto e verifica di elementi snelli in c.a. in presenza di carichi di lunga durata: proposta di un metodo semplificato*, VIII Congresso CTE, Bologna, 16-18 Novembre 1990

[8] FAELLA C., NIGRO E., *Comportamento di elementi snelli in c.a. in regime viscoso in presenza di carichi variabili*, Convegno su "Problemi di Meccanica dei Materiali e delle Strutture" promosso dal Gruppo di Meccanica dei Materiali e delle Strutture dell'AIMETA, Amalfi, 3-5 Giugno 1991

[9] FAELLA C., NIGRO E., *Effetto delle modalità di applicazione del carico sul comportamento di elementi snelli in c.a. in regime viscoso*, XX Congresso Nazionale AIAS, Palermo, 25-28 Settembre 1991

[10] MIGLIACCI A., MOLA F., *Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.*, Ed. Masson, Milano, 1985

[11] MOLA F., PISANI M.A., *L'influenza delle caratteristiche dei modelli reologici sulla capacità portante ultima di elementi snelli in c.a. sotto azioni di lunga durata*, Studi e Ricerche, vol. 10, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1988

[12] COGNINI S., DEZI L., SPERANZINI E., *Sul comportamento viscoelastico delle strutture snelle*, L'Industria Italiana del Cemento, n. 603, Settembre 1986; *Contributo del Prof. F. MOLA e replica degli autori*, L'Industria Italiana del Cemento, n. 611, Maggio 1987

[13] C.E.B.-F.I.P., *Manual on Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete*, Bulletin d'information n. 142-142bis, 1984

[14] FAESSEL P., *Influence du fluage sur les phénomènes d'instabilité*, Symposium AIPC, Madrid, 1970

[15] C.E.B.-F.I.P., *Manual on Buckling and Instability*, Bulletin d'information n. 123, 1977

[16] MOLA F., IORI I., *Influenza della viscosità sulla deformabilità di sezioni in cemento armato soggette a pressoflessione*, Studi e Ricerche, Vol. 1, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1979

[17] DALL'ASTA A., DEZI L., *Instabilità di colonne snelle per azioni di breve e lunga durata*, XVIII Convegno Nazionale A.I.C.A.P., Spoleto, 16-18 Maggio 1991

[18] CREAZZA G., *Verifica degli elementi in c.a. ed effetti del II ordine*, tratto da *Il calcolo non lineare delle strutture in cemento armato*, CISM, 1984

[19] FAELLA C., NIGRO E., *Influenza dell'armatura e del modello viscoso sull'eccentricità addizionale per la verifica degli elementi snelli in c.a.*, Istituto di Ingegneria Civile, Università di Salerno, Rapp. n. 34, 1992

[20] FAELLA C., NIGRO E., *Determinazione dell'eccentricità addizionale in regime elasto viscoso lineare di elementi snelli di materiale omogeneo in presenza di armatura*, Rendiconti Matematica Accademia Lincei, s.9 v.3, 1992

[21] MOLA F., *Stato limite di instabilità - effetti della viscosità*, Atti del Corso di aggiornamento su: progetto delle strutture in cemento armato con il metodo degli stati limite, Ed. CLUP, Milano, 1983

[22] FAELLA C., NIGRO E., *Colonne snelle in c.a.: il metodo dell'eccentricità addizionale in presenza di armature*, IX Congresso CTE, Arezzo, 5-7 Novembre 1992

LA RISPOSTA TERMICA PER EFFETTI AMBIENTALI DEI PONTI A TRAVATA IN C.A. C.A.P.

Maurizio FROLI - Najla HARIGA
Istituto di Scienza delle Costruzioni - Università degli Studi di Pisa

LA RISPOSTA TERMICA PER EFFETTI AMBIENTALI DEI PONTI A TRAVATA IN C.A. C.A.P.

Maurizio FROLI
Ricercatore Confermato
di Tecnica delle Costruzioni
nell'Universitá di Pisa

Najla HARIGA
Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis
Dottoranda in Ingegneria delle Strutture
nell'Università di Pisa

SOMMARIO

In questa memoria vengono illustrati i primi risultati di una indagine teorica condotta mediante analisi agli elementi finiti, sulla influenza esercitata dall'ambiente nei riguardi della formazione dei campi termici non stazionari ai quali sono soggetti i ponti a travata in c.a. e c.a.p. durante la loro vita di servizio.

La risposta termica del ponte è posta in evidenza attraverso la variazione di alcuni parametri ambientali di tipo climatico quali l'irraggiamento solare, la temperatura dell'aria all'ombra, la velocità del vento ed attraverso alcuni parametri geometrici quali l'altezza della sezione, l'orientazione dell'asse del ponte, lo spessore della pavimentazione.

SUMMARY

In this paper are illustrated the first results of a theoretical research performed through Finite Elements Method analysis on the influence of the environment in the rising up of the non-stationary thermal fields which affect concrete girder bridges during their service life.

The thermal response of the bridge is described by the variation of some climatic environmental parameters like the solar radiation, the air temperature, the wind speed, and some geometrical parameters like the cross section height, the bridge axis orientation, the surfacing thickness.

INTRODUZIONE

Il comportamento meccanico delle costruzioni nelle quali la struttura è posta a diretto contatto con l'esterno, come tipicamente nel caso dei ponti, è influenzato in maniera importante dalla variazione che alcuni fattori ambientali di tipo climatico subiscono nel corso della vita di esercizio dell'opera.

La radiazione diretta e diffusa, la velocità del vento, la temperatura dell'aria all'ombra, dipendenti dalla collocazione geografica del sito e dal periodo dell'anno, sono nel caso specifico i fattori climatici che hanno maggiore influenza sulle distribuzioni non stazionarie di temperatura che si rilevano in queste strutture [1].

A parità di fattori climatici e di materiali, la risposta termica di un ponte a travata dipende anche da una serie di fattori geometrici riguardanti la forma e le dimensioni della sezione trasversale, lo spessore della pavimentazione e l'orientamento dell'asse rispetto alle direzioni cardinali [2].

Gli spostamenti e gli stati di autotensione indotti dai campi termici possono compromettere lo stato di servizio di un ponte in cemento armato perché possono rispettivamente produrre danni nei giunti di dilatazione e negli apparecchi di appoggio ed eccessiva fessurazione [3, 4, 5].

E' dunque necessario, ai fini di una corretta progettazione strutturale, formulare delle stime il più possibile realistiche sulle distribuzioni spazio-temporali della temperatura attese in un ponte situato o da situarsi in una località della quale si conoscono le caratteristiche meteorologiche.

Questo problema presenta un grado non indifferente di complessità dovuto in parte alla difficoltà di modellare correttamente le condizioni al contorno, che dipendono da numerose variabili alcune delle quali di incerta definizione o inizialmente incognite, e per il resto alle difficoltà analitiche di integrazione dell'equazione di Fourier su dominii di forma complessa e con condizioni al contorno variabili in

genere da punto a punto e rispetto al tempo (v. ad es. [6]).

Alla soluzione di questo problema si sono dedicati, con livelli di approssimazione diversi, numerosi studiosi in Europa e altrove.

In ogni caso è stata assunta l'ipotesi di flusso di calore in direzione longitudinale nullo, confermata con buona approssimazione dai risultati delle analisi condotte da Mirambell e Aguado [7].

Alcuni autori hanno quindi ritenuto di trarre indicazioni valide considerando in via approssimativa, nelle solette, la sola componente del flusso di calore ortogonale al piano medio e viceversa, nelle anime, la sola componente parallela ad esso.

In tale modo si trascurano gli scambi di calore che avvengono nelle intersezioni tra le anime e le solette e si riduce il problema da bidimensionale a monodimensionale. L'integrazione è stata eseguita in questi casi per via numerica mediante la tecnica delle differenze finite [1] oppure anche in forma esplicita, mediante sviluppi in serie sotto l'ipotesi di regime termico periodico stabilizzato [8, 9, 10].

I risultati ottenuti per questa via concordano in modo soddisfacente con i risultati delle misure soltanto nei punti lontani dai nodi [1].

Per ottenere informazioni più vicine alla realtà e più complete, è perciò necessario considerare entrambe le componenti del flusso di calore ed integrare l'equazione di Fourier sull'intero dominio della sezione trasversale.

L'integrazione deve allora necessariamente essere eseguita per via numerica a causa della forma complicata del dominio e della complessità delle condizioni al contorno. Le tecniche impiegate a tale scopo sono quella delle differenze finite estese al piano [11, 12, 13] o, più efficacemente, quella degli elementi finiti [2, 14, 15]

Una volta verificata la rispondenza del modello teorico a fornire risultati in accordo con le misure sperimentali, se si desidera ottenere in conclusione le informazioni necessarie per la formulazione sintetica e semplificata di prescrizioni normative, il passo successivo consiste nell'esecuzione di numerose analisi in ciascuna delle quali viene fatto variare un solo parametro, ambientale o geometrico.

Questa strada è già stata da tempo percorsa in altri Paesi Europei quali la Francia [15], la Germania [14], la Gran Bretagna [16], la Spagna ed il Portogallo [17], ed anche in Nuova Zelanda [18].

Sulla base di questi e di altri studi è in corso di redazione la parte 2A: "Thermal Actions" dell'Eurocodice 1: "Actions on Structures and Basis of Design" [19]

Nel tentativo di ridurre il divario che ci separa su questo particolare tema dagli altri Stati Membri e di fornire in sede di Eurocodice delle indicazioni valide per il nostro Paese, è stata intrapresa dagli scriventi una ricerca teorica di tipo parametrico basata sull'analisi mediante elementi finiti per studiare le distribuzioni di temperatura indotte dal clima in un tipo di ponte in calcestruzzo ritenuto particolarmente significativo (v.Fig.1).

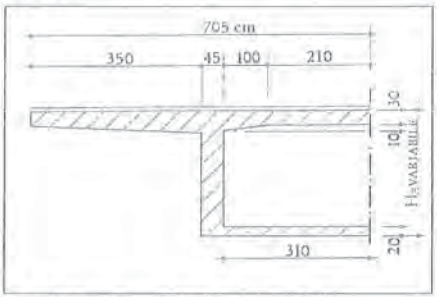


Fig.1 Sezione trasversale del ponte modello

La ricerca costituisce anche una parte della tesi di dottorato dell'Ing. Najla HARIGA ed è condotta utilizzando il capitolo dedicato alle analisi termiche in regime transitorio del programma ANSYS, versione 4.4A.

La località prescelta per la simulazione è Pisa S.Giusto; i parametri variabili sono:

a) il mese (Giugno, Agosto, Dicembre, Febbraio),

b) la velocità del vento (V = 0.0, 2.1, 10.8m/s),

c) l'altezza della sezione (H = 2.0, 2.6, 3.2, 3.8, 4.4, 5.0m),

d) lo spessore della pavimentazione (s = 0.0, 5.0, 10.0, 15.0cm),

e) l'orientazione dell'asse del ponte (E-O,NE-SO,N-S).

Per ciascuna combinazione è previsto il calcolo delle distribuzioni orarie della temperatura su tutta la sezione trasversale e da queste, mediante integrazione numerica, gli andamenti orari giornalieri della temperatura media e dei gradienti efficaci verticale ed orizzontale, immediatamente utilizzabili nella progettazione.

Nella presente memoria vengono illustrati i primi risultati ottenuti nel corso della ricerca ed alcune prime conclusioni.

1. METODO DI ANALISI

1.1 Formulazione generale

Nella ipotesi che il ponte sia un corpo omogeneo e isotropo, con una distribuzione di temperatura costante lungo l'asse ed in assenza di sorgenti interne di calore, l'equazione della trasmissione del calore secondo Fourier si scrive:

(1) $$\rho \; C_p \dot{T} = \lambda \; L^T L T$$

dove ρ è la densità di massa [kg/m^3], C_p è il calore specifico [Wh/kg°C], λ è il coefficiente di conducibilità termica[W/m°C] e $\mathbf{L}$ l'operatore

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix}$$

A questa equazione vengono associate delle condizioni al contorno che verranno discusse nel paragrafo successivo.

La risoluzione numerica dell'equazione di Fourier con il metodo degli elementi finiti si esegue suddividendo il dominio in elementi di opportuna forma e dimensione ed esprimendo per ogni elemento la temperatura in un punto qualsiasi in funzione delle temperature nei nodi $\mathbf{T}^e$ tramite delle funzioni di forma N

$$T = N^T \mathbf{T}^e$$

Per ogni elemento l'equazione (1) si scrive allora in funzione di $\mathbf{T}^e$:

(2) $$\left[C_t^e\right]\dot{\mathbf{T}}^e + \left[\lambda_{tb}^e + \lambda_{tc}^e\right]\mathbf{T}^e = \mathbf{Q}^e + \mathbf{Q}_c^e$$

dove:

(2a) $$\left[C_t^e\right] = \rho \int_{V_e} C_p \mathbf{N}.\mathbf{N}^T dV,$$

(2b) $$\left[\lambda_{tb}^e\right] = \lambda \int_{V_e} [B][B]^T dV, \text{ con } [B] = \mathbf{L}.\mathbf{N}^T,$$

(2c) $$\left[\lambda_{tc}^e\right] = \alpha \int_S \mathbf{N}.\mathbf{N}^T dS,$$

(2d) $$\mathbf{Q}^e = \int_S \mathbf{N}.q dS,$$

(2e) $$\mathbf{Q}_c^e = T_a \alpha \int_S \mathbf{N} dS.$$

nelle quali α, coefficiente di adduzione, e q, potenza termica scambiata sulla superficie, vengono descritte nel paragrafo seguente.

1.2 Modellazione dell'interazione ambiente aeriforme-struttura

La potenza termica q scambiata per unità di superficie del ponte è data da:

(3) $$q = q_c + q_{rs} + q_{ra} + q_{rt} + q_{re}.$$

Nella (3) la q_c, potenza termica scambiata per convezione, può essere espressa mediante la legge di Newton

(4) $$q_c = \alpha(T_s - T_a),$$

dove:

α= coefficiente di adduzione della superficie (W/m^2),

T_s= temperatura della superficie (°C),

T_a = temperatura dell'aria all'ombra (°C).

Il coefficiente di adduzione può essere espresso in via semplificativa mediante relazioni empiriche esclusivamente in funzione della velocità del vento:

$$\alpha = 5.6 + 4.0V \qquad (V \leq 5\text{m/s}),$$

$$\alpha = 7.15V^{0.78} \qquad (V > 5\text{m/s}).$$

La potenza termica q_{rs} scambiata per irraggiamento solare diretto e diffuso è esprimibile mediante la formula

(5) $$q_{rs} = a(i + d)$$

nella quale sono:

a = coefficiente di assorbimento della superficie,

i = potenza raggiante solare diretta (W/m^2),

d = potenza raggiante solare diffusa (W/m^2).

La "i" è esprimibile analiticamente in funzione di variabili ambientali quali la latitudine del sito, la costante solare, il fattore di opacità dell'aria, l'azimut solare e di variabili geometriche riguardanti la orientazione della superficie quali la sua inclinazione rispetto all'orizzontale ed il suo azimut.

La "d" invece è indipendente dall'orientazione della superficie e può essere espressa anch'essa in funzione delle variabili ambientali (v.[6]).

Si è preferito tuttavia attingere direttamente a misure effettuate in sito disponibili per la località in esame sotto forma di tabelle in corrispondenza di ciascun mese dell'anno per cinque diverse orientazioni [20].

I termini q_{ra}, q_{rt} rappresentano rispettivamente la potenza termica emessa dall'atmosfera e dal terreno assorbite dalla superficie della struttura mentre la q_{re} è la potenza termica emessa dalla superficie stessa.

Queste quantità sono esprimibili mediante la legge di Stefan-Boltzmann sulla radiazione termica nella quale la temperatura è espressa in gradi Kelvin.

Le radiazioni termiche atmosferiche e terrestri vengono usualmente scritte, data la incerta definizione della temperatura dell'atmosfera e del terreno, in funzione della temperatura dell'aria all'ombra, con l'ausilio di opportuni coefficienti correttivi

(6) $$q_{ra} + q_{rt} = -(\varepsilon_a + \varepsilon_t) C_s T_a^4$$

dove:

$\varepsilon_a = 0.86 \div 0.94$, emissività dell'atmosfera ,

$\varepsilon_t \approx 0.99$, emissività del terreno,

$C_s = 5.77\ 10^{-8}$ W/m^2°K^4, costante di Stefan-Boltzmann.

La radiazione termica emessa dalla superficie è data dalla:

(7) $$q_{re} = \varepsilon_s C_s T_s^4$$

ed è dotata di segno positivo in quanto uscente.

La parte $q_{ra} + q_{rt} + q_{re}$ può essere trascurata in confronto a $q_c + q_{ra}$ perché si può pensare che la radiazione emessa dalla superficie compensi con buona approssimazione la somma della radiazione atmosferica con la radiazione del terreno.

1.2.1 Temperatura fittizia sole-aria

Conviene esprimere l'intero scambio di calore superficiale (3) mediante uno scambio puramente convettivo tra la superficie del corpo e l'aria immaginata ad una temperatura fittizia T_a^* scelta imponendo che le quantità di calore scambiate nei due casi siano identiche.

Con le semplificazioni introdotte si ottiene

$$\alpha(T_s - T_a^*) = \alpha(T_s - T_a) - a(i + d)$$

da cui

(8) $$T_a^* = T_a + \frac{a}{\alpha}(i + d).$$

1.2.2 Superfici in ombra

Le superfici in ombra vengono investite solo dalla quota diffusa della radiazione solare.

Per esse la (8) si riduce alla

(9) $$T_a^* = T_a + \frac{a}{\alpha} d.$$

Molto spesso l'impalcato dei ponti moderni è munito di pronunciati sbalzi laterali che proiettano vaste zone d'ombra sulle anime.

La risposta termica del ponte, ed in particolare i gradienti orizzontali, risentono molto di questa circostanza [2, 11]. Per una corretta definizione delle condizioni al contorno è perciò necessario valutare l'andamento giornaliero della lunghezza delle ombre, che è funzione dell'altezza solare e del giorno dell'anno.

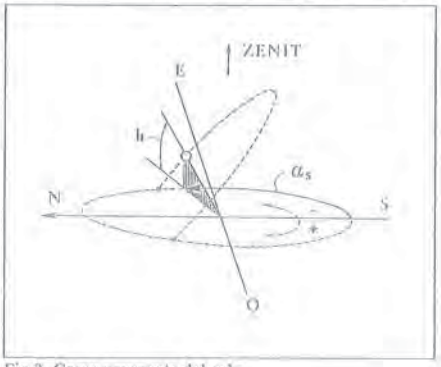


Fig.2 Corso apparente del sole.

Con riferimento alla figura 2 siano:

n = numero del giorno dell'anno ($0 \le n \le 365$),

$t = -180° + 360\left(\frac{ore}{24}\right)$, angolo orario,

$\delta = 23.45 + \frac{\pi}{180} \operatorname{sen}\left(2\pi \frac{284 + n}{365}\right)$, declinazione solare;

φ = latitudine del luogo,

h = altezza solare ($\operatorname{sen} h = \cos\varphi \cos\delta \cos t$),

α_s = azimut del sole. ($\operatorname{sen}\alpha_s = \frac{\cos\delta}{\cos h} t$)

Dalla figura 3, dette β, α_m e L_m rispettivamente l'inclinazione dell'anima rispetto all'orizzontale, il suo azimut, e la lunghezza della mensola, si deduce che

l'espressione della lunghezza del tratto di anima in ombra L_o è dato da:

$$(10) \qquad L_o = L_m \frac{\operatorname{sen}\beta}{\left[\frac{\cos(\alpha_s - \alpha_m)}{\operatorname{tg}h} - \frac{1}{\operatorname{tg}\beta}\right]}$$

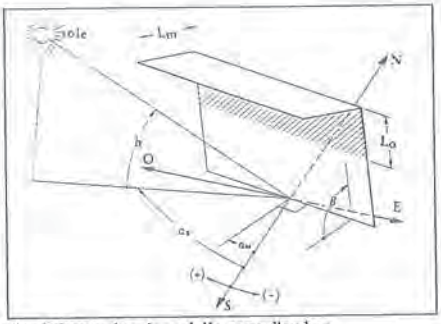


Fig. 3 Determinazione delle zone d'ombra

1.3 Modellazione agli elementi finiti

La sezione trasversale del ponte è stata suddivisa in elementi finiti piani isoparametrici a 8 nodi del tipo STIF77 della biblioteca ANSYS.

Sulla superficie superiore dell'impalcato è stato modellato uno strato di pavimentazione in conglomerato bituminoso di spessore costante mentre la massa d'aria contenuta nella cella interna è stata trattata come priva di movimenti convettivi analogamente a quanto fatto in precedenza da altri autori [1, 2, 7, 11].

I risultati ottenuti per questa via si sono rilevati di pochissimo discosti da quelli calcolati, con notevoli aggravi nei tempi di elaborazione, considerando anche i moti convettivi interni.

Le proprietà termo-fisiche dei materiali adottate nei calcoli sono raccolte nella tabella seguente:

Proprietà termo-fisiche	ρ $[Kg/m^3]$	C_p $[Wh/Kg\,^\circ C]$	λ $[W/m\,^\circ C]$
Congl. bitum.	2300	0.250	0.7
Calcestruzzo	2480	0.250	1.5
Aria	1.3	0.256	0.0225

Nella figura 4 è illustrata la maglia degli elementi finiti scelta per l'analisi

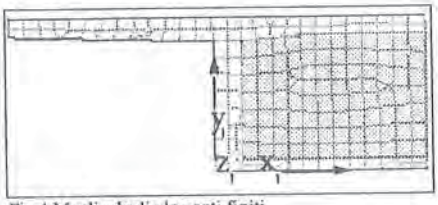


Fig 4 Maglia degli elementi finiti

Si è pensato che il clima agente sul ponte seguisse per alcuni giorni consecutivi un regime di tipo periodico stabilizzato.

Le condizioni al contorno che ne discendono, espresse in termini di T_a^*, risultano in genere diverse a seconda della superficie considerata e comunque variabili di ora in ora sia pure con periodo giornaliero.

L'integrazione numerica rispetto al tempo deve dunque avvenire per via iterativa a partire da un istante iniziale in corrispondenza del quale è assegnata ad arbitrio una distribuzione di temperatura sulla sezione.

La velocità di convergenza del processo di iterazione è ovviamente tanto maggiore quanto più la distribuzione di tentativo è prossima a quella che si verifica realmente in quell'istante.

Con una scelta oculata dell'istante iniziale e della distribuzione di tentativo associata, la soluzione diviene stabile dopo circa tre giorni di simulazione climatica.

2. RISULTATI DELL'ANALISI NUMERICA

La parte già svolta del programma di ricerca delineato in precedenza ha riguardato lo studio dell'influenza della velocità del vento, dell'altezza della sezione e dello spessore della pavimentazione sulle distribuzioni orarie della temperatura del ponte modello ubicato nella località di Pisa S.Giusto durante il mese di Giugno.

Nella figura 5 sono illustrati a titolo di esempio gli andamenti delle curve isoterme ottenute in due istanti del terzo giorno di simulazione per una assegnata combinazione di parametri geometrici e climatici.

Per rendere immediata l'utilizzazione di questi dati da parte dei progettisti, sono stati calcolati ora per ora i valori assunti dalla temperatura media T_m, dal gradiente efficace verticale DT_y e, se presente, dal gradiente efficace orizzontale DT_x.

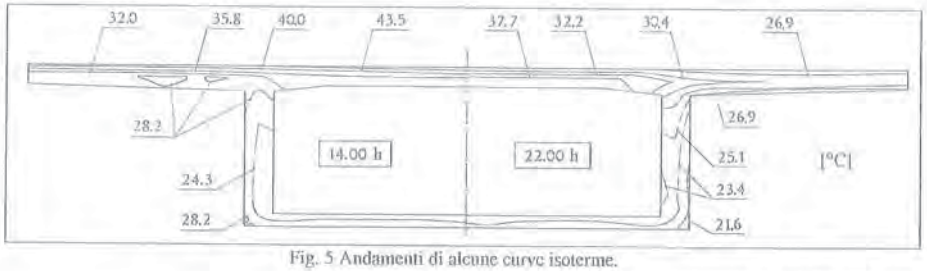


Fig. 5 Andamenti di alcune curve isoterme.

(11) $$T_m = \frac{1}{A}\int_A T(x,y)dA.$$

$$DT_y = \frac{1}{J_x}\int_A T(x,y).ydA, \quad DT_x = \frac{1}{J_y}\int_A T(x,y).xdA.$$

Nella (11) x ed y sono gli assi centrali principali della sezione, A, J_x e J_y sono rispettivamente l'area, il momento d'inerzia rispetto all'asse y e quello rispetto all'asse x.

Come noto, la temperatura media è responsabile delle variazioni di lunghezza del ponte ed i gradienti efficaci verticale ed orizzontale lo sono nei confronti delle rotazioni delle sezioni attorno rispettivamente all'asse x e all'asse y. Da loro discendono pertanto, con i metodi consueti, le eventuali reazioni vincolari iperstatiche e quindi le autotensioni termiche secondarie.

La parte non lineare, autocompensata, del campo termico

(12) $$DT_n = T(x,y) - T_m - x.DT_x - y.DT_y$$

induce al contrario spostamenti assiali e rotazioni mediamente nulle e dunque reazioni vincolari nulle anche in travi iperstatiche.

Nascono però, per motivi di congruenza interna, le autotensioni termiche primarie autoequilibrate su ciascuna sezione.

2.1 Influenza della velocità del vento

La velocità del vento interviene nella risposta termica di un ponte attraverso il coefficiente di scambio convettivo α. All'aumentare della velocità del vento aumenta la quantità di calore asportata per convezione dalla superficie della struttura.

Nella figura 6 è rappresentata la distribuzione della temperatura lungo la linea media dell'anima calcolata nell'istante in cui si verifica il massimo gradiente verticale (ore 14.00). L'altezza della sezione, pari a 2.6m, lo spessore della pavimentazione (nullo) e l'orientazione dell'asse del ponte (E-W), sono stati mantenuti costanti.

Si osserva che a velocità del vento maggiori corrisponde non solo un generale raffreddamento della sezione ma anche una progressiva diminuzione della differenza di temperatura tra estradosso e intradosso.

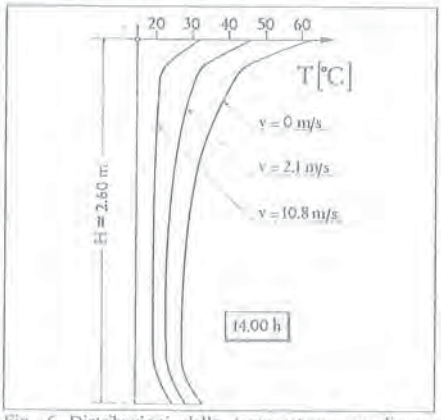


Fig. 6 Distribuzioni della temperatura per diverse velocità del vento.

Questo fatto è evidenziato dai diagrammi delle figure 7 ed 8 che rappresentano rispettivamente gli andamenti orari della temperatura media e del gradiente verticale in corrispondenza di diverse velocità del vento.

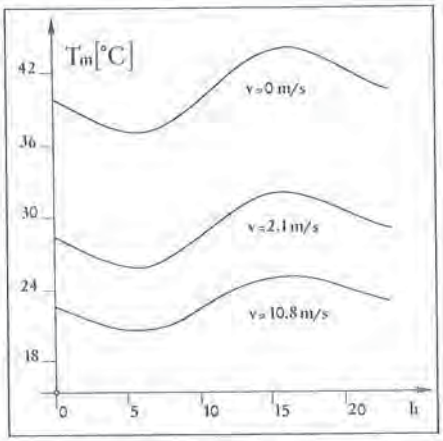


Fig.7 Andamenti orari della temperatura media per diverse velocità del vento.

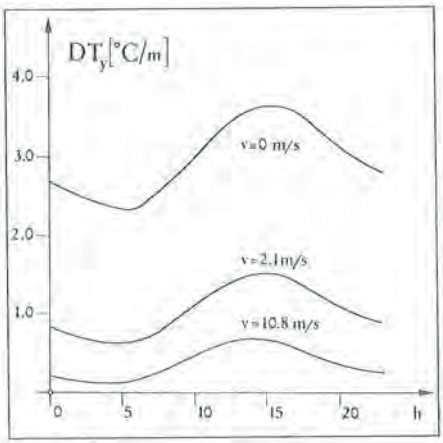


Fig.8 Andamenti orari del gradiente verticale per diverse velocità del vento.

2.2 Influenza della altezza della sezione trasversale

Se si fa variare l'altezza della sezione trasversale mantenendo fissi gli altri fattori geometrici e climatici, si trovano delle distribuzioni di temperatura analoghe a quelle illustrate in figura 9, relative alle ore 14.00.

Si individuano cioè due zone contigue ai bordi la cui estensione non dipende dall'altezza e sulle quali, istante per istante, la distribuzione della temperatura rimane praticamente la stessa.

La stessa proprietà si riscontra nella rimanente zona intermedia sulla quale però l'andamento della temperatura è, istante per istante, molto prossimo a quello uniforme.

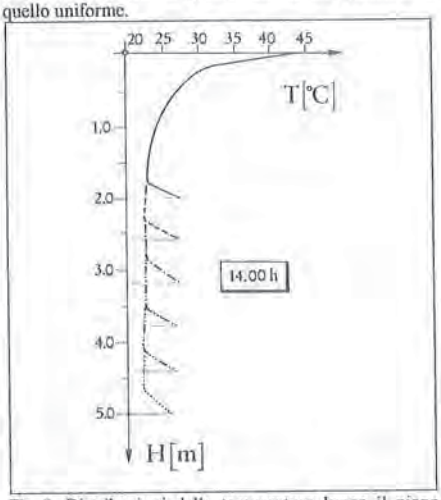


Fig 9. Distribuzioni della temperatura lungo il piano medio dell'anima per diversi valori dell'altezza della sezione, in corrispondenza dell'istante in cui è massimo il gradiente verticale (ore 14.00).

2.3 Influenza dello spessore della pavimentazione bituminosa

La pavimentazione bituminosa produce due effetti contrastanti sulla risposta termica di un ponte: da una parte il colore del conglomerato bituminoso, più scuro di quello del calcestruzzo, determina un assorbimento di calore maggiore di quello che si verifica durante l'esecuzione dell'opera, in assenza di pavimentazione e quindi un maggiore riscaldamento della parte superiore del ponte. Dall'altra, dato che il conglomerato bituminoso è dotato di un coefficiente di trasmissione termica minore di quello del calcestruzzo, a partire da un certo spessore prevale l'effetto di coibentazione rispetto a quello di assorbimento e, a parità degli altri fattori, si osserva un relativo raffreddamento della sezione.

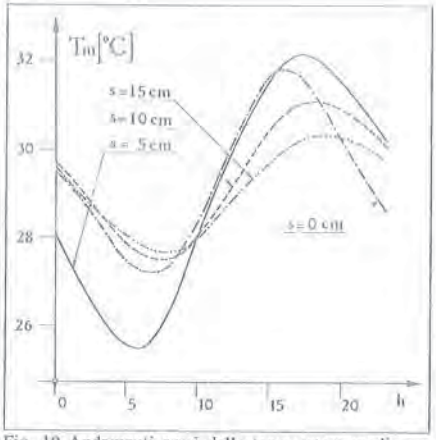


Fig. 10 Andamenti orari della temperatura media per diversi spessori della pavimentazione.

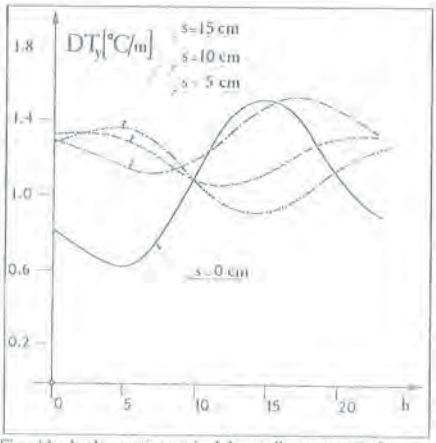


Fig. 11 Andamenti orari del gradiente verticale per diversi spessori della pavimentazione.

I diagrammi delle figure 10 e 11 nelle quali sono riportati gli andamenti della temperatura media e del gradiente verticale, mettono in evidenza questo fenomeno.

Da questi diagrammi si vede anche che, quando lo spessore della pavimentazione supera i 5cm, diminuiscono le ampiezze di oscillazione giornaliera di tali quantità con generale beneficio dello stato di servizio del ponte.

3. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Lo stato di servizio dei ponti in c.a., c.a.p. è influenzato in modo importante dalle distribuzioni di temperatura alle quali queste strutture sono sottoposte per effetto della loro interazione con fattori ambientali di tipo climatico.

La presente ricerca, della quale si illustrano qui i primi risultati, appartiene al filone di studi sulla risposta termica delle strutture per cause climatiche che ha raggiunto ormai sia in Europa che altrove un sufficiente grado di consolidamento tanto da rendere possibile la sua assunzione ad oggetto di un capitolo del redigendo Eurocodice 1 "Actions on Structures and Basis of Design".

La forma delle curve di temperatura ed il loro andamento nel tempo nonché il tipo di dipendenza da parametri quali la velocità del vento, lo spessore della pavimentazione, l'altezza della sezione, risultano perfettamente analoghi a quelli trovati, con tecniche ed in situazioni climatiche diverse, da altri autori [2, 11 16].

I livelli di temperatura calcolati risultano inoltre in buon accordo con le misure effettuate sul Viadotto Catilina situato vicino a Roma [21] e confermano la validità dello strumento di analisi anche se non è possibile stabilire un confronto diretto data la diversa geometria della sezione trasversale e la diversa, seppure di poco, situazione climatica.

Dalle distribuzioni della temperatura sulla sezione trasversale del ponte modello, difficilmente utilizzabili nella progettazione corrente, a causa della loro spiccata non linearità, sono state dedotte per ciascuna ora del giorno, mediante integrazione numerica, i corrispondenti valori delle temperature medie e dei gradienti efficaci, di immediata utilizzazione per la progettazione o per la redazione di prescrizioni normative.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

[1] M.EMERSON: The Calculation of the Distribution of Temperature in Bridges, TRRL Report LR 561, Transport and Road Research Laboratory, 1973, pp.1-19.

[2] M.N.ELBADRY, A.GHALI: Non linear Temperature Distribution and its Effects on Bridges, IABSE Proceedings P-66/83, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1983, pp.169-191.

[3] F.LEONHARDT, G.KOLBE, J.PETER: Temperaturunterschiede gefährden Spannbetonbrücke, Beton und Stahlbetonbau H 7, W. Ernst & Sohn Verlag, 1965, pp.157-163.

[4] M.J.N.PRIESTLEY: Model Study of a Prestressed Concrete Box Girder Bridge under Thermal Loading, Proceedings IABSE 9th Congress (Amsterdam), International Association for Bridge and Structural Engineering, 1972, pp.737-746.

[5] M.EMERSON: Bridge Temperatures for Setting Bearings and Expansion Joints, TRRL Report LT 479, Transport and Road Research Laboratory, 1979, pp.1-16.

[6] M.FROLI, L.SANPAOLESI: Le azioni termiche climatiche sulle strutture in calcestruzzo: stato dell'arte e problemi aperti, L'Industria Italiana del Cemento n°641/90, Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento, 1990, pp.122-137.

[7] E.MIRAMBELL, A. AGUADO: Acciones térmicas de diseño en puentes cajón de hormigón, Hormigon y Acero n°165, pp.113-151.

[8] F.KEHLBECK: *Einfluß der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken*, Werner Verlag (Düsseldorf), 1975, pp.1-218.

[9] D.S.PRAKASH RAO: Temperature distribution and Stresses in Concrete Bridges, ACI Journal title n°83-52, American Concrete Institute, 1986, pp.588-596.

[10] M.FROLI: Distribuzioni non lineari della temperatura per effetti climatici nelle strutture in c.a., L'Industria Italiana del Cemento n°6, Associazione Tecnico Economica del Cemento, 1986, pp.536-544.

[11] T.ZICHNER: *Temperaturunterschiede infolge Witterungseinfluß und Beheizung von massiven Brücken*, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik H.212, Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Bonn-Bad Godesberg, 1976, pp.1-73.

[12] P.MENDES: Acção Térmica Diferencial em Ponte de Betão, Ma.Sc. Thesis, Technical University of Lisbon, I.S.T, 1989.

[13] P.MENDES, A.J.REIS, F.BRANCO: Acções Térmicas Diferenciais em Tabuleiros de Pontes em Laje: Caracterização da Situação Portuguesa, RPEE Ano X n°28, Revista Portuguesa de Engenharia de Estructuras, 1987, pp.23-30.

[14] G.KÖNIG, T.ZICHNER: Temperaturunterschied infolge Witterungseinfluß bei Deckbrücken in Massivbauweise, Bautechnik n°5/84, W.Ernst & Sohn Verlag, 1984, pp.145-152.

[15] M.BEHR, P.TROUILLET: Ouvrages d'art. Actions et sollicitations thermiques, Bull. Liaison Labo.P et Ch.-155 Réf.3208, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1988, pp.57-72.

[16] M.EMERSON: Temperature Differences in Bridges: Basis of Design Requirements, TRRL Report SR 765, Transport and Road Research Laboratory, 1979, pp.1-39.

[17] E.MIRAMBELL, A.AGUADO, P.MENDES, F.BRANCO: Design Temperature Differences for Concrete Bridges, Structural Engineering International

n°3/91, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1991, pp.36-40.

[18] M.J.N.PRIESTLEY: Design of Concrete Bridges for Thermal Gradients, ACI Journal title n°75-23, American Concrete Institute, 1978, pp.209-217.

[19] G.ALBRECHT, I.MANGERIG, T.ZICHNER: Wärmewirkungen für Straßen- und Eisenbahnbrücken. Eurocode 1: Lastannahmen für Bauten, Teil 2A Wärmewirkungen - Hintergrundbericht, Ingenieurgemeinschaft HRA-König/Heunisch-Mangerig, 1992, pp.1-120.

[20] AUTORI VARI: *Dati climatici per la progettazione edile ed impiantistica*, Consiglio Nazionale delle Ricerche - Progetto Finalizzato Energetica, 1982, pp.1-463.

[21] F.BRAGA, G.CAMOMILLA, D.LIBERATORE, M.LUMINARI, G.NATI, M.ORLANDINI: Progetto E.V.E.R., Atti del XXI Congresso Nazionale Stradale, Associazione Permanente dei Congressi della Strada, 1990, pp.II-553 - II-562.

Riconoscimenti: la presente ricerca usufruisce del contributo finanziario del C.N.R..

COMPORTAMENTO ALL'URTO DI CALCESTRUZZI FIBRORONFORZATI: RISULTATI SPERIMENTALI E LORO INTERPRETAZIONE

Pietro G. GAMBAROVA - Cristiano SCHUMM
Dipartimento di Ingegneria Strutturale - Politecnico di Milano

COMPORTAMENTO ALL'URTO DI CALCESTRUZZI FIBRORINFORZATI: RISULTATI SPERIMENTALI E LORO INTERPRETAZIONE

Pietro G. GAMBAROVA e Cristiano SCHUMM
Dipartimento di Ingegneria Strutturale
Politecnico di Milano

SOMMARIO

Il comportamento di lastre in calcestruzzo rinforzato con fibre polimeriche (poliacrilonitriliche-PAN), in presenza di carico impulsivo di punzonamento, viene studiato per evidenziare gli effetti delle fibre sulla tenacità del materiale e sulle modalità di collasso, aspetti ambedue importanti nelle strutture soggette a carichi altamente variabili, come sono spesso quelle destinate alla mobilità di persone e beni. I risultati riguardano 49 campioni e, sebbene non ancora definitivi, mostrano come il quantitativo di fibra possa alterare profondamente le modalità del collasso, pur senza apprezzabili variazioni dell'energia dissipata durante il processo fessurativo, che è caratterizzato dalla formazione di un tronco di cono accompagnato da alcune fessure radiali.

SUMMARY

The behavior of FRC plates reinforced with polymeric fibers (polyacrylonitrile fibers-PAN) and subjected to impulsive punching is analyzed here in order to clarify to what extent the fibers affect the toughness of the composite and the collapse of the plates. Both of these topics are pertinent to structures subjected to highly variable loads, as is often the case in those designed for people and goods transportation. The results presented here (49 tests) show that the fiber content can modify markedly the strength and the collapse mechanism, with no major variations in the energy dissipated during the cracking process, which is characterized by the formation of a truncated cone accompanied by several radial cracks.

1. INTRODUZIONE

Resistenza, duttilità e durabilità sono tre concetti fondamentali che debbono presiedere al progetto e all'esecuzione delle strutture e dei loro elementi, e ciò con particolare riferimento alle strutture in calcestruzzo armato, per le quali la limitata resistenza a trazione del calcestruzzo e la sua limitata duttilità in trazione-compressione, nonché la predisposizione alla corrosione dei due materiali costituenti rappresentano problemi di continua ma non per questo minore attualità.

Resistenza, duttilità e durabilità giocano un ruolo ancor più importante e complesso se si fa riferimento ai carichi ciclici, di fatica, d'urto, di scoppio (pavimentazioni cementizie, piastre in c.a. di sedi ferroviarie, pali prefabbricati battuti per fondazioni), a condizioni ambientali severe (pavimentazioni, rivestimenti di galle-

rie, tunnel flottanti o immersi nel fondo marino), a carichi concentrati o a deformazioni imposte (rivestimenti di gallerie), a strutture particolarmente sottili (gusci, elementi prismatici per coperture di grande luce).

Gli esempi citati sono - non a caso - tutti presenti nelle opere tipiche delle infrastrutture per il movimento di beni e persone, per le quali quindi resistenza, duttilità e durabilità richiedono materiali cementizi con caratteristiche particolarmente buone, a volte addirittura "spinte", e comunque studiate "ad hoc".

Le conoscenze e le tecnologie odierne permettono di raggiungere gli obiettivi appena menzionati attraverso l'impiego di calcestruzzi ad alta resistenza (f'_c = 80-120 MPa) e ad alta duttilità (fibrorinforzati); addirittura la combinazione dell'"alta resistenza" e delle "fibre" rappresenta potenzialmente la soluzione ottimale, essendo i calcestruzzi ad alta resistenza meno tenaci di quelli normali. Nel caso specifico dei calcestruzzi fibrati, la presenza delle fibre - finemente disperse in modo casuale - permette un efficace controllo della fessurazione in esercizio, assicurando nel contempo più elevata capacità deformativa al materiale e maggiore resistenza in fase fessurata (grazie all'effetto "ponte" delle fibre), con evidente beneficio per la durabilità (fessure più sottili e regolari) [1-5].

I vantaggi dell'uso delle fibre sono particolarmente evidenti in presenza di carichi impulsivi, ove grazie all'elevata sensibilità del calcestruzzo fibrato alla velocità di deformazione impressa (strain-rate sensitivity), sia la resistenza che la tenacità risultano dal 50 al 100% superiori a quelle corrispondenti ai carichi statici [6,7]. Anche il comportamento a fatica in trazione risulta nettamente migliorato [8].

Quanto detto, pur avendo una validità generale, è frutto di approfondite esperienze sui calcestruzzi rinforzati con fibre di acciaio, che hanno goduto finora del massimo favore insieme con le fibre di vetro, le prime per elementi strutturali, le seconde per elementi di finitura; le fibre metalliche tuttavia sono un veicolo per l'attacco chimico superficiale e rappresentano un pericolo se ingerite dai turbomotori, mentre le fibre di vetro sono chimicamente instabili in ambiente alcalino.

Oggi si sta sempre più diffondendo l'impiego delle fibre sintetiche (polimeriche), sia a basso modulo elastico (fibre polipropileniche e polietileniche, E = 1-18, 5-31 GPa), che a medio ed alto modulo elastico (fibre acriliche, polivinilichi, di carbonio da bitume, aramidiche, E = 14-25, 20-36, 30-32, 69-125 GPa). In particolare le fibre acriliche [9] hanno modulo elastico prossimo a quello della matrice cementizia, buone caratteristiche di aderenza e di stabilità chimica, buona attitudine alla dispersione nella matrice cementizia. Proprio a tale tipo di fibre (poliacrilonitriliche-PAN) si riferisce il programma di ricerca [10,11] (Fig.1), di cui parte preminente rappresentano le prove di punzonamento impulsivo illustrate nel presente lavoro (Fig.1c).

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE E MODALITÀ DI PROVA

L'efficacia delle fibre nel migliorare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in presenza di carichi dinamici rende di grande interesse l'effettuazione di prove dinamiche, in particolare con medie velocità d'impatto (1-10 m/s), che sono peraltro tipiche di molti fenomeni d'urto sulle strutture reali. Inoltre le attrezzature necessarie per medie velocità (pendolo di Charpy modificato [12] o massa in caduta libera [13,14]) sono relativamente semplici, pur permettendo valutazioni quantitative delle energie e quindi della tenacità del materiale.

Con riferimento al programma di ricerca in oggetto, l'obiettivo è stato la caratterizzazione dell'influenza delle fibre PAN, al variare del loro contenuto (espresso come percentuale volumetrica v_f) e delle loro caratteristiche geometriche (diametro d_f e lunghezza l_f).

Delle due serie di prove effettuate su lastre quadrate, qui si riferisce della seconda (Serie II), che ha riguardato 49 lastre (Fig. 1c) di medie dimensioni (33x33x6 cm), in calcestruzzo confezionato con 3 percentuali volumetriche di fibra, con 2 valori del diametro e 3 valori della lunghezza della fibra, per un totale di 16 impasti (Tabella 1: rapporti in peso acqua/cemento/sabbia/ghiaia = 1.0/2.0/3.4/5.1; superfluidificante 1%).

A titolo di esempio, in Fig. 2 sono riportati alcuni risultati ottenuti in compressione cilindrica e in flessione a tre punti durante la prima fase del programma di ricerca in oggetto (prove statiche): proprio il relativamente limitato aumento della tenacità (dovuto anche alla modesta percentuale di fibra, $v_f \leq 0.67\%$) ha indotto ad effettuare le prove di impatto ($v_f \leq 1.5\%$, si veda anche Fig. 7). Le fibre usate sono state fornite dalla Montefibre ed hanno sezione a forma di "rene" o di "osso di cane" (Fig. 1b) [10,11], con zigrinature longitudinali. Fino al diametro di 16 μm sono fornite in mazzetti incollati con appretto idrosolubile.

Per l'esecuzione delle prove di punzonamento è stata impiegata la macchina a caduta verticale alta 6.5 m (Fig. 4a) del Laboratorio Prove Strutturali del Dipartimento di Ingegneria Aerospaziale del Politecnico

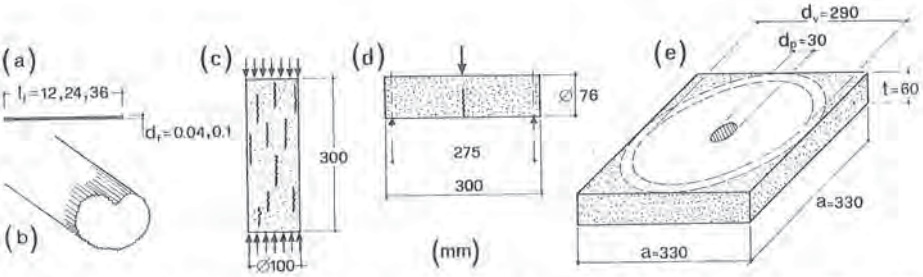


Fig. 1 - (a) Fibra PAN e (b) tipica sezione a "rene" o ad "osso di cane"; (c,d) provini per prove a compressione semplice e a flessione a tre punti; (d) lastre per prove di punzonamento.

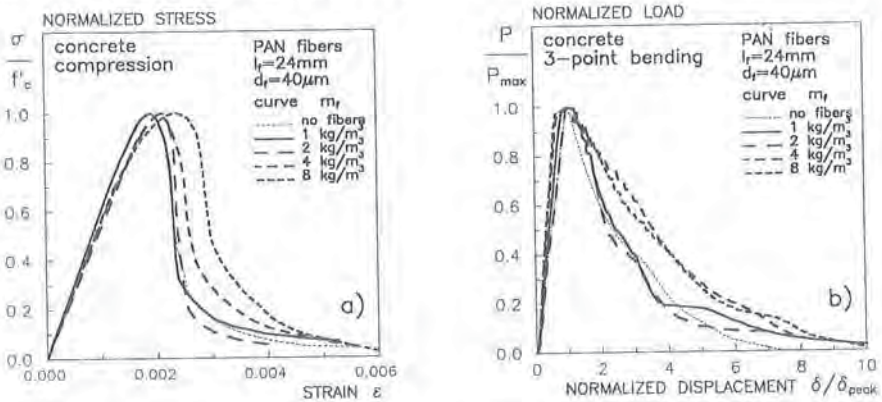


Fig. 2 - Curve adimensionali tensione-deformazione (a) e carico-spostamento (b) per diversi contenuti in fibra. f'_c = 40-50 MPa in (a,b); P_{max} = 4.5-5.5 kN in (b).

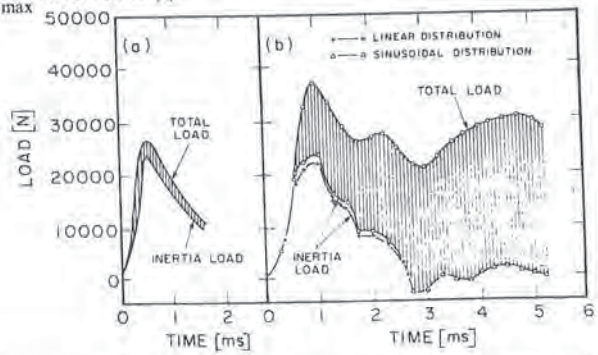


Fig. 3 - Curve della forza totale applicata e della forza spesa in accelerazione (forza inerziale) in funzione del tempo, in prove di impatto su travi appoggiate, in calcestruzzo semplice (a) ed armato (b) [5,14].

di Milano, particolarmente adatta a campioni di piccole dimensioni. La massa battente, solidale ad un carrello vincolato a due guide cilindriche verticali e realizzata per moduli (max 210 kg), viene sollevata da un argano elettrico e sganciata con comando elettromeccanico, consentendo il raggiungimento della velocità massima di impatto di 10.5 m/s.

Il sistema di trasduzione ed acquisizione-dati consiste in un decodificatore incrementale per la misura della posizione della massa, in un accelerometro per la misura dell'accelerazione della massa e del punzone, in un filtro passabasso Kemo e in una scheda di acquisizione ad alta velocità montata su un PC Compaq 386/20e. La velocità d'impatto viene misurata sia per derivazione del segnale del decodificatore, sia attraverso i segnali di due rilevatori fotoelettrici posti appena a monte del provino, a 100 mm l'uno dall'altro.

I campioni di forma quadrata sono vincolati ad un apposito basamento dotato di corona circolare (Fig. 4c), che permette il fissaggio con 8 bulloni. Il punzone (si vedano in Fig. 4b due diverse versioni) ha punta a forma emisferica, con diametro pari a 2 volte la massima dimensione degli inerti (d_a = 15 mm, d_p = 30 mm). Il diametro utile del campo di lastra (d_v = 290 mm) e lo spessore della lastra (t = 60 mm) sono stati scelti in modo da contenere gli effetti della flessione e di favorire il collasso per taglio, minimizzando nel contempo gli effetti dei vincoli e rispettando il franco fra le guide verticali della macchina di prova.

3. RISULTATI SPERIMENTALI

Le prove sono state condotte a velocità d'impatto costante (2.65 m/s) e a massa battente costante (198.7 kg). Questi valori sono stati scelti con l'obiettivo di minimizzare gli effetti inerziali, il che è possibile fare adottando una massa elevata (compatibilmente con la potenzialità della macchina) ed una velocità contenuta, ancorché sufficiente per caratterizzare in senso dinamico le prove.

La strumentazione della macchina di prova ha permesso la misura dell'accelerazione e dello spostamento della massa battente con frequenza di acquisizione dei dati eguale a 10 kHz. L'opportuna combinazione di questi due segnali, funzioni del tempo, ed il valore della massa battente hanno permesso di esprimere la risposta di ogni campione in termini di diagrammi "forza d'impatto-penetrazione del punzone" (Fig. 8a) con riferimento alla situazione indeformata del campione.

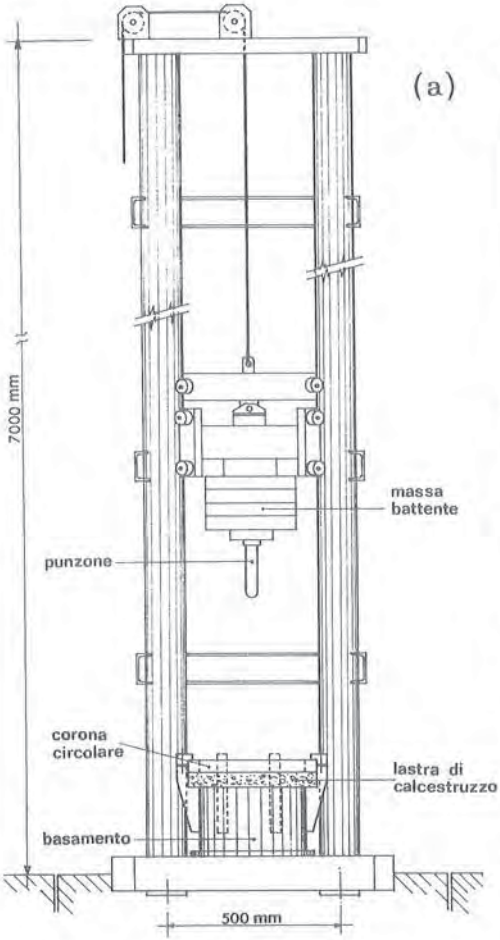
I diagrammi di risposta (forniti dall'unità di acquisizione ed elaborazione-dati) sono stati classificati in funzione dei parametri geometrici delle fibre (diametro d_f, lunghezza l_f, rapporto d'aspetto $\lambda_f = l_f/d_f$) ed in funzione del loro contenuto (percentuale volumetrica v_f, numero di fibre per unità di volume di composito n_f : tale parametro è in realtà una combinazione dei precedenti).

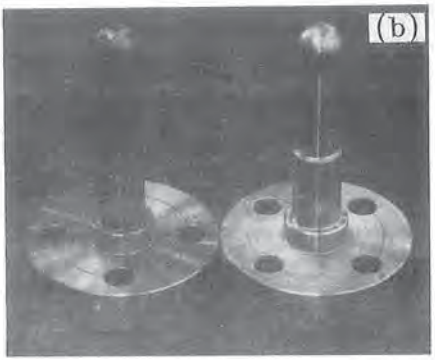
Oltre ai diagrammi forza d'impatto-penetrazione del punzone, i risultati consistono anche nelle viste della fessurazione e nelle modalità di collasso, su cui si dirà in seguito, e che mostrano come all'aumentare del contenuto in fibra si alteri visibilmente (Figure 5 e 8b) il rapporto fra il collasso localizzato per taglio (punzonamento con cono di stacco) e per flessione (con fessure radiali). Risultati qualitativamente simili (ma in condizioni statiche) sono stati recentemente ottenuti a Delft [15], su lastre circolari (d_v = 1750 mm, t = 140 mm, d_p = 250 mm) in calcestruzzo armato con rete metallica all'intradosso (ρ = 0.089,0.998,1.837%) e rinforzato con fibre metalliche THIBO (v_f=0.0,0.5,1.0%; l_f = 50 mm; d_f = 0.8 mm).

4. INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI

L'esame del meccanismo di collasso (Figure 4c,5 e 8b) permette di osservare (a) una zona di schiacciamento del conglomerato a partire dall'estradosso, cui segue la formazione di un foro cilindrico a pareti verticali (spessore circa t/6, Fig.6); (b) lo stacco di un tronco di cono di materiale; (c) la formazione di fessure radiali, che si propagano a partire dalla zona adiacente al foro suddetto e che interessano prevalentemente l'intradosso. La cornice circolare d'acciaio, che - con gli 8 bulloni e con il basamento d'appoggio - realizza il vincolo di incastro al contorno, ha garantito l'assialsimmetria del comportamento, senza però indurre fessurazione circonferenziale all'estradosso (segno inequivocabile di modesto effetto-incastro, almeno in condizioni dinamiche).

All'aumentare del contenuto in fibra (a) aumenta il valore di picco dei diagrammi di risposta (Figure 8a e 10a), mentre diminuisce la resistenza post-picco (Fig. 8a); (b) aumenta la resistenza cubica a compressione (Fig.10b); (c) diminuisce sia il numero delle fessure radiali (Fig. 8b) che il loro spessore (eguale all'intero spessore della lastra solo nel caso di assenza di fibre); (d) rimane pressochè costante l'energia totale dissipata





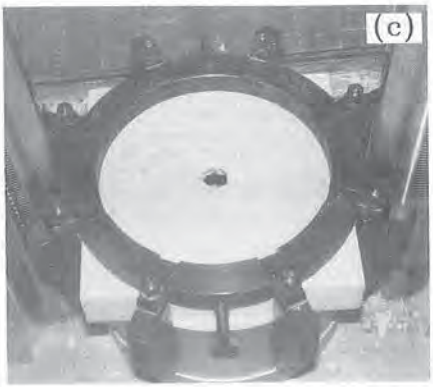


Fig. 4 - (a) Vista della macchina per prove di impatto a massa battente in caduta libera; (b) tipi di punzone a punta emisferica, con e senza rastremazione, diametro 30 mm; (c) lastra perforata.

Fig. 5 - Modalità di frattura per diversi contenuti in fibra (provini della Serie II): v_f = 0.0, 0.5, 1.0, 1.5% (da sinistra a destra).

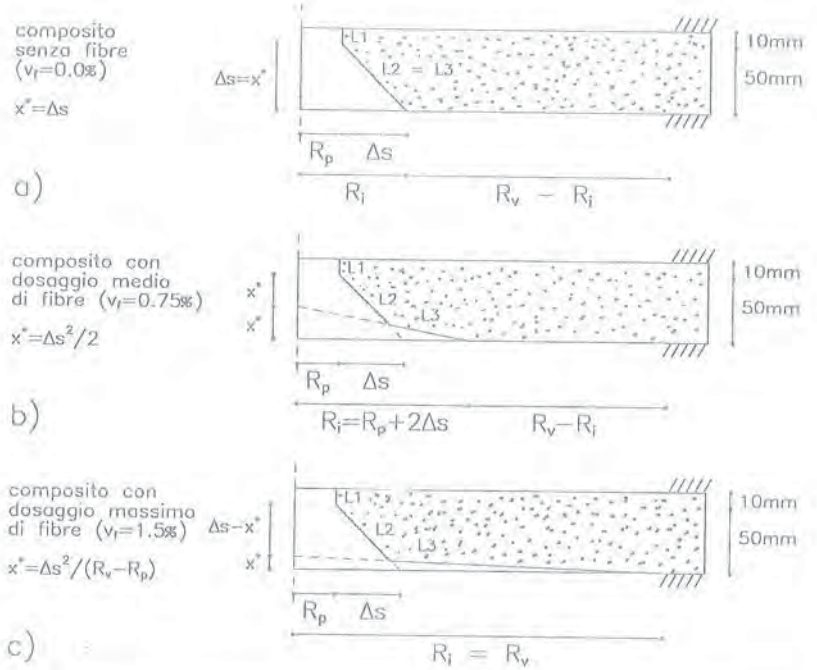


Fig. 6 - Modellazione della superficie di frattura per punzonamento: (a) direttrice bilineare, v_f = 0.0%; (b) direttrice trilineare, v_f = 0.0-1.5%; (c) direttrice trilineare, v_f = 1.5%.

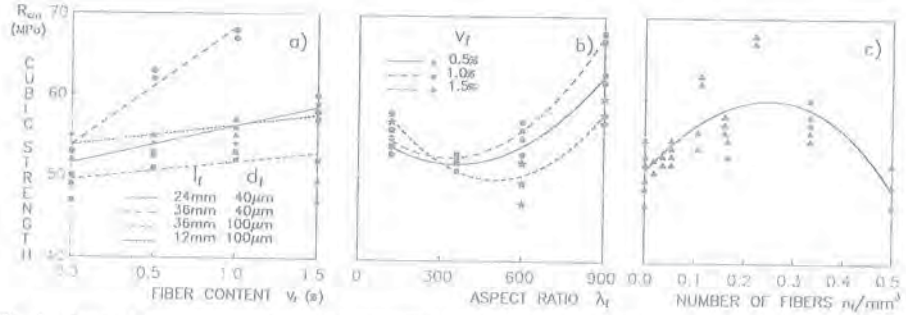


Fig. 7 - Curve della resistenza cubica del calcestruzzo fibrato in funzione (a) della percentuale volumetrica di fibra, per differenti tipi di fibra; (b) del rapporto d'aspetto delle fibre, per differenti percentuali volumetriche di fibra; (c) del numero di fibre per unità di volume.

durante l'impatto e la penetrazione (Fig. 8a, area sottesa dai diagrammi forza-penetrazione; Figure 9a e 11).

Ammettendo che lungo qualunque areola delle superfici fessurate (appartengano esse al cono di stacco o alle fessure radiali) sia stata dissipata l'intera energia di frattura, quale risulta dal diagramma tensione-apertura di fessura in una prova a trazione diretta, essendo poi l'energia di frattura per unità di superficie (energia specifica di frattura) una proprietà del materiale, l'energia totale dissipata risulta essere proporzionale all'intera superficie fessurata. È quindi possibile valutare e controllare l'energia specifica di frattura, computando la superficie di frattura per i differenti contenuti in fibra e - più in generale - dando alla superficie di frattura una adeguata formulazione in funzione del contenuto in fibra [11].

Ipotizzando che (1) il raggio minimo del tronco di cono sia eguale a quello del punzone; (2) il raggio massimo R_i sia linearmente proporzionale alla percentuale volumetrica di fibra v_f; (3) il numero delle fessure radiali n diminuisca linearmente con v_f; (4) la direttrice del tronco di cono sia trilatera (con parametro x^*, Fig. 6); (5) lo spessore delle fessure radiali sia costante ($\Delta s = 5/6\ t$), si ottiene [11]:

$$R_i[cm] = 16/3\ v_f\,[\%] + 6.5$$

$$n = -6\ v_f\,[\%] + 9$$

$$\bar{x} = \frac{\Delta s\,(R_i - R_p)}{(R_i - R_p + \Delta s)}$$

$$x^* = \frac{\Delta s^2}{(R_i - R_p)}$$

$$S_p = \pi\left[2\,R_p + (2\,R_p + \bar{x})\,\bar{x} + (R_p + R_i + \bar{x})\,(\Delta s - \bar{x})\right]$$

$$S_f = n(L\ \Delta s\ /\ \cos(2\pi/9))$$

dove S_p e S_f sono rispettivamente le aree delle superfici fessurate corrispondenti allo stacco del tronco di cono e alla fessurazione radiale (Fig.9b).

La precedente formulazione per l'intera area S_t (= $S_p + S_f$) della superficie fessurata è stata applicata - a titolo d'esempio - al caso della lastra senza fibre: l'energia totale dissipata E_t vale 450 joule (valore misurato, Fig. 8a), mentre l'energia assorbita dalla lastra può essere stimata nel 10% di E_t, quindi eguale a 45 joule (si veda la Fig. 3a, che si riferisce però a prove su travi inflesse: pertanto la valutazione dell'energia assorbita dalla lastra in esame è puramente indicativa). La superficie di frattura calcolata S_t vale 0.12 m^2; pertanto l'energia specifica di frattura risulta:

$$G_F = E_c\ /\ S_t = 375\ joule/m^2$$

Il valore ottenuto è del tutto plausibile e conferma sia l'affidabilità della catena strumentale, sia la ragionevolezza delle ipotesi fatte nel calcolo dell'area della superficie fessurata. Occorre infatti osservare che l'energia specifica di frattura dei calcestruzzi soggetti al modo I di frattura e con dimensione massima degli inerti di 15 mm è prossima a 150 joule/m^2. Tale valore va poi ragionevolmente aumentato sia per la presenza di modo misto di fessurazione (~ +30%), sia per gli effetti dinamici (~ +100% [16], a causa della sensibilità dell'interfaccia fibra-matrice alla velocità di deformazione imposta = strain rate sensitivity). Risulta quindi per G_F il valore 150x1.30x2 = 390 joule/m^2, a conferma del valore calcolato sulla base delle prove sperimentali.

CONCLUSIONI

1. Le fibre poliacrilonitriliche, come già noto per altre fibre metalliche o sintetiche, aumentano la resistenza al taglio per punzonamento di lastre non armate, caricate in condizioni dinamiche. L'aumento della resistenza al punzonamento dinamico è ben maggiore dell'aumento della resistenza statica a compressione.

2. L'energia assorbita dalla lastra durante l'impatto e la perforazione tende a rimanere costante al crescere del contenuto in fibra; tuttavia aumenta considerevolmente l'energia assorbita per stacco del cono di punzonamento (associata alla resistenza di picco, che aumenta con il contenuto in fibra), mentre diminuisce l'energia assorbita per fessurazione radiale (associata alla resistenza post-picco, che diminuisce col contenuto in fibra).

3. Le modalità del collasso della lastra variano profondamente all'aumentare del contenuto in fibra, in quanto si passa da un collasso "misto" per taglio-flessione (con fessure radiali e limitato cono di stacco, e con completa frantumazione del calcestruzzo) ad un collasso esclusivamente per taglio (con stacco di un tronco di cono molto aperto e con danno locale, la

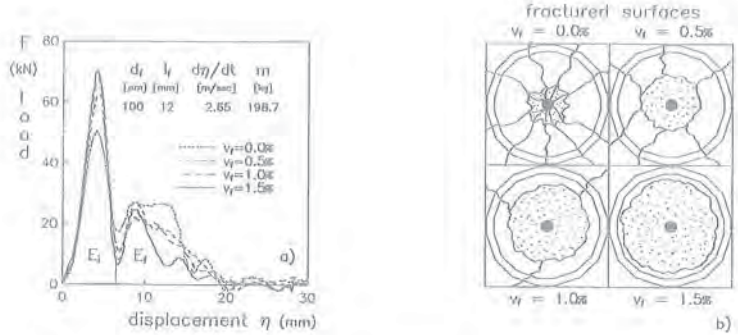


Fig. 8 - (a) Curve tipiche carico applicato-spostamento, per differenti percentuali volumetriche di fibra (Serie II); (b) modalità di fessurazione.

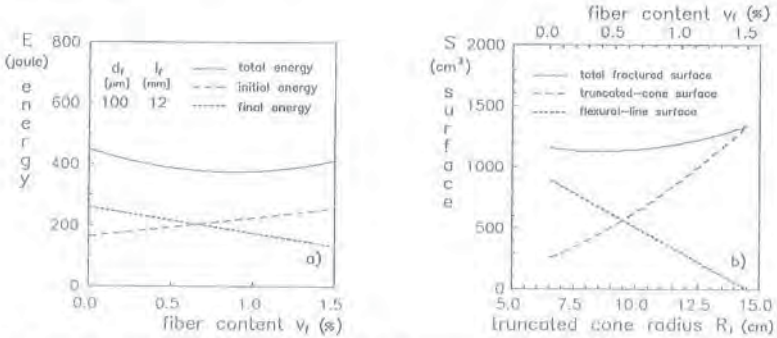


Fig. 9 - (a) Curve dell'energia totale dissipata nel processo fessurativo, dell'energia associata allo stacco del tronco di cono (energia iniziale) e dell'energia associata alla fessurazione radiale (energia finale); (b) curve della superficie fessurata in funzione del raggio massimo del tronco di cono staccatosi per punzonamento.

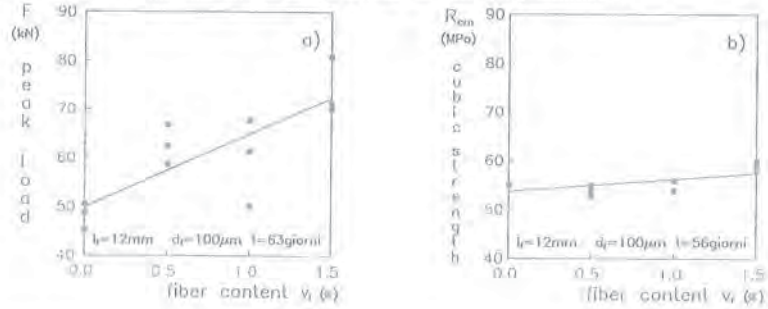


Fig. 10 - Curve del valore di picco del carico istantaneo (a) e della resistenza cubica (b) in funzione della percentuale volumetrica di fibra.

lastra nel suo complesso rimanendo apparentemente integra).

L'ulteriore elaborazione dei dati finora acquisiti, con una migliore valutazione del comportamento inerziale delle lastre, ed il completamento della ricerca con prove di punzonamento statico (peraltro già in atto) permetteranno di confermare e completare le conclusioni finora raggiunte.

RINGRAZIAMENTI

I risultati sono stati ottenuti nell'ambito di un Contratto di Ricerca con la Società MONTEFIBRE-Divisione Acrilico RICEM. Il buon esito delle prove deve molto alla preziosa collaborazione dell'Ing. Marco Anghileri del Dipartimento di Ingegneria Aerospaziale del Politecnico di Milano.

Serie N.	Impasto N.	Fibre PAN l_f (mm)	d_f (μm)	l_f/d_f	m_f (kg/m³)	v_f (%)	S.P. (%)	Slump (cm)
I	1	24	40	600	0	0.0	1.0	fluido
	2	*dispersione*	*omogenea*		6	0.5		2.5
	3				12	1.0		0.0
	4				18	1.5		0.0
II	5	36	40	900	0	0.0	1.0	fluido
	6	*trecce*			6	0.5		1.0
	7				12	1.0		0.0
	8				18	1.5		0.0
III	9	36	100	360	0	0.0	1.0	fluido
	10	*gomitoli*			6	0.5		11.0
	11				12	1.0		3.5
	12				18	1.5		0.0
IV	13	12	100	120	0	0.0	1.0	fluido
	14	*dispersione*	*omogenea*		6	0.5		4.5
	15				12	1.0		2.0
	16				18	1.5		0.0

Tabella 1 - Caratteristiche delle piastre impiegate nelle prove di impatto. S.P. = superfluidificante.

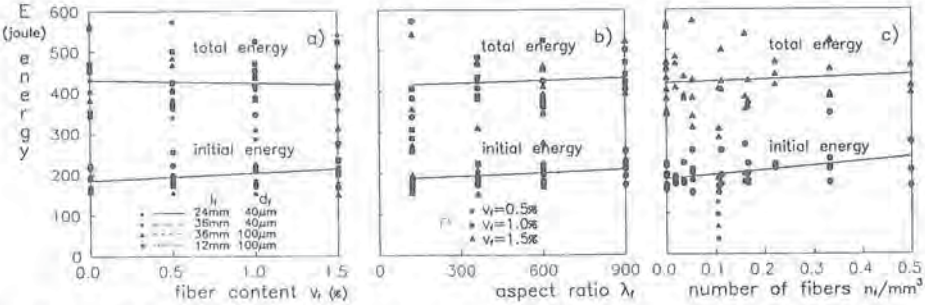


Fig. 11 - Serie II: curve dell'energia dissipata in funzione (a) della percentuale volumetrica di fibra; (b) del rapporto d'aspetto delle fibre; (c) del numero di fibre per unità di volume.

BIBLIOGRAFIA

[1] RILEM Committee 49TFR - Testing and test methods for fiber reinforced cement based composites. Materials and Structures. Vol. 17, 1984, 441-456.

[2] ACI Committee 544 - Measurement of properties of fiber reinforced concrete. ACI Materials Journal, Vol. 85, No. 6, November-December 1988, 583-593.

[3] GOFFI L. - Sperimentazione e progettazione dei calcestruzzi fibrosi. AICAP, Seminario "Calcestruzzi Speciali", 5-6 Ottobre 1989, L'Aquila, 237-252.

[4] BEAUDOIN J.J. - Handbook of fiber-reinforced concrete. Noyes Publications, Park Ridge, New Jersey, U.S.A., 1990, 332 pp.

[5] BENTUR A. & MINDESS S. - Fibre reinforced cementitious composites. Elsevier Applied Science Pub., London-New York, 1990, 450 pp.

[6] SCHRADER E.K. - Impact resistance and test procedure for concrete. ACI, Vol. 78, 1981, 141-146

[7] SUARIS W. & SHAH S.P. - Strain rate effects in fibre reinforced concrete subjected to impact and impulsive loading. Composites. V. 13, 1981, 153-159

[8] ROMUALDI J.P., RAMEY M.R. & SANDAY S.C. - Prevention and control of cracking by use of short random fibers. ACI SP-20, 1966, 179-203

[9] DIOTALLEVI P.P. & ZARRI F. - Calcestruzzi leggeri fibrorinforzati: indagini sperimentali per la determinazione delle caratteristiche meccaniche e confronti con calcestruzzi ordinari. Quaderni di Studi e Ricerche n. 1, Calcestruzzi S.p.A., Dicembre 1989, 21 pp.

[10] SCHUMM C. & GAMBAROVA P.G. - Alcuni risultati di esperienze su calcestruzzi e malte rinforzati con fibre poliacrilonitriliche. Studi e Ricerche, Politecnico di Milano, Vol. 11, 1990, 381-436 e Vol. 12, 1991, 175-186.

[11] SCHUMM C. - Comportamento meccanico di compositi cementizi rinforzati con fibre polimeriche. Tesi di Dottorato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano, Ottobre 1992, 386 pp.

[12] GOPALARATNAM V.S. , SHAH S.P. & JOHN R. - A modified instrumented Charpy test for cement based composites. Experimental Mechanics, Vol. 24, 1984, 102-111.

[13] HIBBERT A.P. & HANNANT D.J. - The design of an instrumented impact test machine for fibre concrete, in "Testing and Test Methods of Fibre Cement Composites". Ed. Swamy, The Construction Press, London, 1978, 107-119.

[14] BENTUR A., MINDESS S. & BANTHIA N. - The behaviour of concrete under impact loading: experimental procedures and methods of analysis. Materials and Structures. Vol. 19, 1986, 371-378.

[15] WALRAVEN J.C., PAT M.G.M. & MARKOV I. - The punching shear resistance of fibre-reinforced concrete slabs. Report 25.5.-92-6, Delft University of Technology, Stevin Laboratory, July 1992, 84 pp.

[16] HIBBERT A.P. & HANNANT D.J. - Impact resistance of fiber concrete. Transportation and Road Research Laboratory (U.K.), DEDT Report 654, 1981, 25 pp.

ANALISI SISMICA DI UN VIADOTTO IN C.A.P. A TRAVATA CONTINUA CON TRACCIATO PLANIMETRICO A DOPPIA CURVATURA

Giuseppe GHINASSI
CONSULIT s.r.l. - Roma

Francesco GRILLO
Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno -
Università degli Studi di L'Aquila

ANALISI SISMICA DI UN VIADOTTO IN C.A.P. A TRAVATA CONTINUA CON TRACCIATO PLANIMETRICO A DOPPIA CURVATURA

Giuseppe GHINASSI (*) - Francesco GRILLO (**)

SOMMARIO

Il completamento dell'autostada Roma-L'Aquila-Teramo (A24) ha previsto la costruzione di un viadotto di una certa importanza sia per lunghezza (1266,30 m) che per il suo tracciato planimetrico a doppia curvatura.

Dopo una breve descrizione della struttura e dei criteri che hanno determinato le scelte progettuali, si riferisce sul confronto delle analisi dinamiche svolte: quella usuale completa ed altre fatte su modelli semplificati.

SUMMARY

The completion of the Roma-L'Aquila-Teramo (A24) highway included the construction of a new viaduct of certain importance concerning its lenght (1266,30 m) and its planimetric double curved layout.

After a short description of the structure and of the choices in the design stage, a report is given on the comparison of the dynamic analyses performed including the usual overall analysis and some simplified models.

1 - PREMESSA

Le nuove esigenze di una manutenzione programmata e sopratutto meno costosa impongono scelte progettuali, per i viadotti autostradali, orientate tra l'altro a ridurre il numero di giunti e quello degli appoggi.

Uno schema statico che consente di soddisfare tale requisito è quello di trave continua; schema che viene adottato per realizzare impalcati sempre più lunghi con l'inevitabile necessità di dover risolvere complesse problematiche legate, per quanto riguarda i viadotti c.a.p., alla viscosità, al ritiro, alla caduta di tensione nell'acciaio e, per quelli ricadenti in zona sismica, alle rilevanti azioni che l'evento sismico può far insorgere sull'impalcato e di conseguenza sui suoi vincoli.

Nella presente nota si pone l'attenzione proprio sulle problematiche connesse con quest'ultimo aspetto; il comportamento sismico di un viadotto a trave continua di notevole lunghezza e dal tracciato planimetrico curvilineo.

(*) Consulit s.r.l. Roma.

(**) Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno - Università di L'Aquila.

Si tratta del viadotto "Cerchiara" facente parte dei lavori di completamento dell'itinerario autostradale Roma - L'Aquila - Teramo (A24) inserito nel 1° lotto,carreggiata destra, del tronco Caldarola - Villa Vomano tra le progressive 3150,05 e 4416,35.

Il viadotto, che ricade in zona classificata come sismica di 2ª categoria (S = 9), assume una rilevanza particolare sia per la lunghezza (1266,30 m), che per il tracciato planimetrico a doppia curvatura dell'impalcato.

Le scelte progettuali sono state condizionate:
- dalla necessità di avere un impalcato continuo privo di giunti intermedi;
- dalla presenza di un viadotto esistente ed in esercizio disposto parallelamente a quello in esame; presenza che ha comportato anche la realizzazione di campate di riva di lunghezza diversa tra loro per non interferire con le spalle esistenti;
- dalla presenza di marna sotto una coltre morenica di spessore estremamente variabile lungo il tracciato del viadotto.

Ne è derivata la scelta di uno schema a trave continua per quanto riguarda l'impalcato, di pile scatolari e di spalle massicce a sezione piena e di modesta altezza; pile e spalle con zattere di fondazione su pozzi che si intestano sulla marna.

Le dimensioni delle spalle sono state scelte in modo che questi elementi risultassero tozzi e quindi ragionevolmente indeformabili sotto l'azione delle forze che li interessono.

2 - DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'impalcato è realizzato mediante conci prefabbricati, assemblati e precompressi in opera in modo da costituire una unica trave scatolare continua.

E' costituito da 28 campate lunghe 42,50 m e da 2 campate di riva lunghe 40,30 m (lato AQ) e 36,00 m (lato TE). Planimetricamente presenta una prima curva di 1000 m di raggio ed una controcurva di raggio pari a 550 m; altimetricamente ha una pendenza massima del 5,65% .

Le pile sono a sezione rettangolare cava con spessore delle pareti che varia a tratti in funzione dell'altezza; altezza compresa tra 7,50 e 40,00 m (fig 1).

Le spalle invece sono a sezione piena, senza cioè costolature e solette pareterra.

Tutte le fondazioni sono su pozzi:
- di forma circolare, diametro 10,00 m, quelli delle pile;
- di forma costituita da due semicirconferenze, di diametro 10,00 m con interposto un rettangolo di lati 2,00 x 10,00 m, quelli delle spalle.

L'impalcato è vincolato alle pile mediante apparecchi di appoggio in acciaio-teflon incapsulato di tipo multidirezionale, in numero di due per ogni pila, ed organi di ritegno sismico trasversale (ortogonale all'asse dell'impalcato) di tipo elastico costituito da cuscinetti in neoprene armato ed acciaio.

E' vincolato alle spalle mediante due apparecchi di appoggio multidirezionale; organi di ritegno sismico trasversali di tipo elastico ed organi di ritegno sismico longitudinale di tipo elastico, a semplice effetto per non influenzare la precompressione dell'impalcato, costituiti da un cuscinetto anulare in neoprene in serie al quale è montato un dispositivo idraulico per l'assorbimento delle deformazioni lente. L'organo è fissato rigidamente alla spalla mentre il collegamento con l'impalcato avviene tramite uno snodo sferico.

Pertanto lo schema statico dell'impalcato risulta essere quello di trave continua su appoggi scorrevoli, per quanto riguarda i carichi verticali; di trave continua su appoggi scorrevoli sul piano orizzontale vincolata trasversalmente con appoggi elastici, per quanto riguarda le forze orizzontali trasversali; di trave continua su appoggi scorrevoli sul piano orizzontale, vincolata trasversalmente con appoggi elastici e longitudinalmente all'estremità con un appoggio elastico unidirezionale, per quanto riguarda le forze orizzontali longitudinali.

La difficoltà connessa con la realizzazione delle spalle, legata anche alla presenza di altre opere d'arte esistenti nelle immediate vicinanze, ha richiesto uno studio approfondito per la scelta delle caratteristiche elastiche dei ritegni sismici longitudinali al fine di aumentare il periodo di vibrazione dell'impalcato riducendo in tal modo la risposta della struttura all'eccitazione sismica senza però avere spostamenti eccessivi all'estremità del viadotto.

3 - ANALISI SISMICA

Oggetto dell'analisi è stata la determinazione delle sollecitazioni dinamiche per tutti i modi scelti come possibilità di vibrazione e per i diversi orientamenti del sisma in direzione orizzontale sull'impalcato nonché le sue deformazioni dinamiche in funzione delle caratteristiche elastiche degli organi di ritegno longitudinali (costante elastica pari a 12.000 t/m) e trasversali (costante elastica pari a 28.000 t/m); organi fissati a pile e spalle. Non è stata invece esaminata l'azione del sisma in direzione verticale.

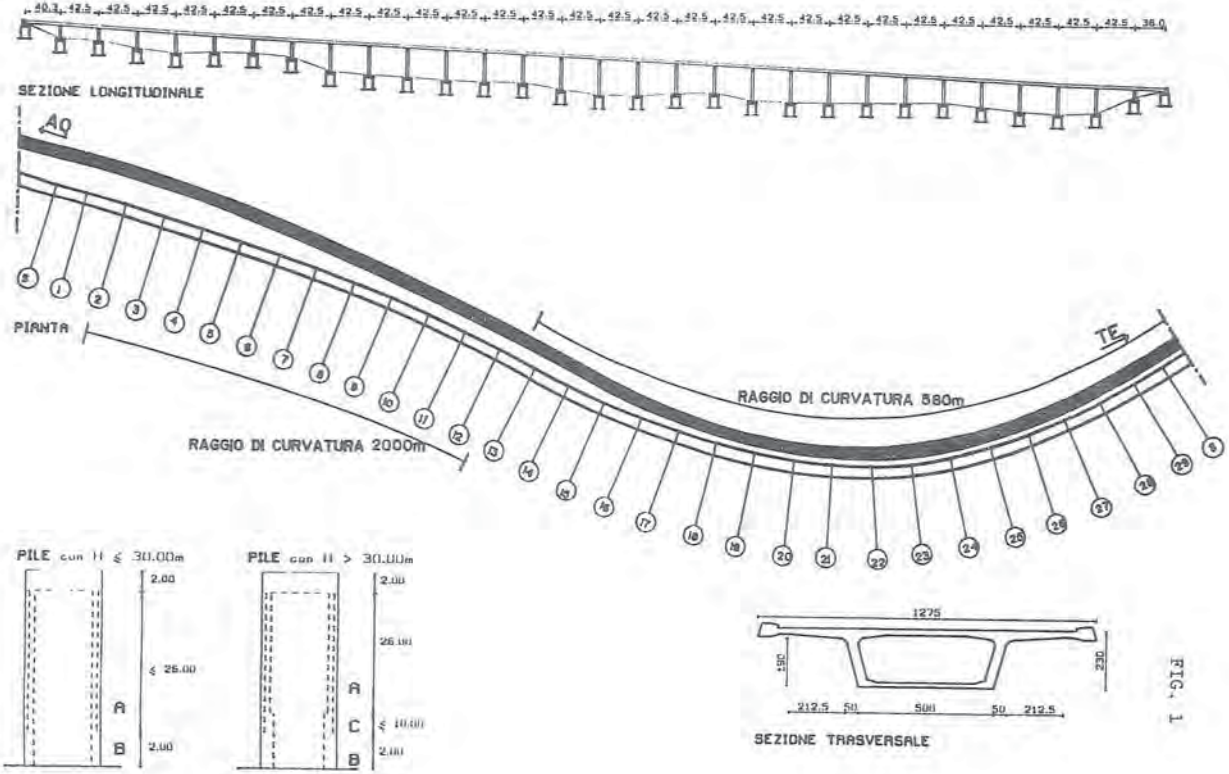

SEZIONE LONGITUDINALE
AQ
PIANTA
TE
RAGGIO DI CURVATURA 580m
RAGGIO DI CURVATURA 2000m
PILE con H ≤ 30.00m
PILE con H > 30.00m
2.00
≤ 26.00
≤ 10.00
A
B
C
1275
190
230
212.5
50
500
SEZIONE TRASVERSALE

FIG. 1

E' stata fatta un'analisi modale assumendo lo spettro di risposta fornito dal D.M. 24.01.1986 per zona S = 9.

L'impalcato è stato modellato come una poligonale nello spazio i cui lati sono costituiti dalle campate ed i vertici collegati con aste fittizie che simulano il ritegno sismico trasversale; gli appoggi sul piano orizzontale sono multidirezionali. All'estremità l'impalcato è vincolato con un'asta fittizia simulante il ritegno sismico longitudinale; asta che funziona per il sisma agente in una sola direzione: quella verso la spalla. Una prima semplificazione è stata introdotta anche in quest'analisi completa. Al fine di ridurre il numero dei gradi di libertà in ogni nodo, corrispondente ad una pila, è stata discretizzata una massa che comprende quanto compete all'impalcato e la metà superiore della massa della pila associata (fig. 2).

Il problema presenta comunque aspetti piuttosto complessi di risoluzione numerica per cui di seguito vengono esaminate delle possibili semplificazioni che, se adottate, consentono di studiare il comportamento della struttura in modo più rapido.

Il confronto con l'analisi del modello completo mostra il grado di approssimazione di queste semplificazioni e quindi la loro liceità oltre che il campo entro cui possono essere considerate valide.

3.1 Influenza della curvatura, in pianta, dell'impalcato.

Il viadotto presenta una doppia curvatura (curva e controcurva) di 2000 e 550 m di raggio; le pile sono disposte con il lato maggiore ortogonalmente all'asse del viadotto.

Un primo problema è stato quello di vedere se è sufficientemente approssimato considerare la struttura nel suo complesso in retto, trascurando cioè la curvatura in pianta.

Le analisi condotte su modelli ridotti di strutture a 4 campate di 42,50 m di luce, simulanti una doppia curvatura di 150, 300 e 600 m di raggio (fig. 3) ed una curvatura di raggio infinito (impalcato in retto) con pile della stessa altezza (H = 30,00 m) per sisma agente secondo le direzioni z - z ed x - x hanno fornito i seguenti risultati:

Direzione z - z (trasversale)
Periodo proprio To (secondi)

Modo	R = 150	R = 300	R = 600	R = ∞
1	0,305	0,303	0,302	0,302
2	0,257	0,261	0,261	0,261
3	0,198	0,197	0,197	0,196

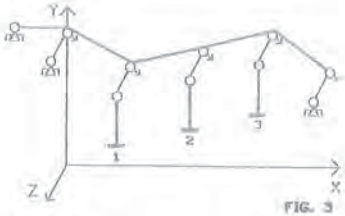


FIG. 3

Fz(t) forza trasversale alla sommità delle pile (quadratura dei primi 3 modi)

Pila	R = 150	R = 300	R = 600	R = ∞
1	50	53	54	55
2	78	78	78	77
3	57	56	55	55

L'analisi tendeva a stabilire l'influenza della curvatura sulle grandezze principali di carattere generale (periodi propri, forze dinamiche) per cui le pile sono state scelte con il criterio di avere una unica altezza e caratteristiche inerziali uguali in tutte le direzioni.

I valori trovati per i periodi ed i tagli in sommità delle pile non mostrano grosse differenze per le diverse curvature.

Direzione x - x (longitudinale)
Periodo proprio To (secondi)

Periodo	R = 150	R = 300	R = 600	R = ∞
1	0,218	0,203	0,200	0,197
2	0,078	0,076	0,075	0,075
3	0,057	0,053	0,052	0,052

Fx(t) forza longitudinale nel ritegno longitudinale a semplice effetto (quadratura dei primi 3 modi)

R = 150	R = 300	R = 600	R = ∞
150	155	156	156

Anche nel caso di sisma longitudinale la curvatura non sembra avere grossa influenza

3.2 Influenza della direzione del sisma.

E' stata fatta un' analisi per stabilire l'influenza della direzione del sisma su un viadotto in curva (R = 500 m). Si è esaminata una struttura a 8 campate di cui 6 da 42.50 m e 2 di riva da 34.00 m (fig.4) facendo agire il sisma prima secondo l'asse z - z (fig. 5) e poi secondo l'asse z^1 - z^1 ; si è esaminato infine lo stesso viadotto in retto. L'altezza delle pile in questo caso è stata fatta variare in maniera casuale. Le analisi hanno fornito i seguenti risultati:

Periodo proprio To (sec)

Modo	dir. z-z	dir. z^1 - z^1	viadotto in retto
1	0,85	0,81	0,81
2	0,60	0,55	0,54
3	0,49	0,45	0,44
4	0,38	0,40	0,38
5	0,29	0,29	0,30
6	0,24	0,24	0,24
7	0,21	0,22	0,22

Fz (t) forza trasversale alla sommità delle pile

Pila	z-z	z^1 - z^1	retto
19	60	63	63
20	99	91	90
21	55	49	49
22	112	93	93
23	69	51	53
24	49	74	78
25	28	45	41

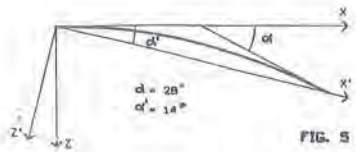


FIG. 5

Sollecitazione sull'impalcato:

Mymax (t m)

z - z	z^1 - z^1	retto
2589	2147	2143

Sisma secondo x - x

Ritegno a sinistra:

Tx = 326 t

ritegno a destra:

Tx = 289 t

In questo caso i risultati ottenuti sembrano indicare che la direzione del sisma secondo la bisettrice dell'angolo tra le due tangenti estreme (direzione z^1-z^1) non dia dei risultati apprezzabilmente diversi da quelli che si ottengono in retto e secondo la direzione z-z.

3.3 Analisi comparativa tra il modello completo ed uno ridotto.

E' stata fatta infine l'analisi di un modello ridotto (fig. 6) confrontandola con quella condotta sul modello completo. Alla luce dei risultati ottenuti con le analisi esposte ai punti 3.1 e 3.2 si sono considerati i modelli in retto ed il sisma agente ortogonalmente oltre che longitudinalmente.

Il modello ridotto è stato scelto con il criterio di avere un numero significativo di campate e pile; queste ultime scelte con altezza opportuna. Sono state individuate nel modello completo gruppi, quasi uguali come numero, di pile consecutive aventi altezza paragonabile tra loro; al posto di tali pile, nel modello ridotto, è stata assunta una pila avente altezza H*. Dal momento che il parametro dominante il comportamento del modello completo è la flessibilità dei "vincoli" trasversali e quella dei ritegni sismici è di gran lunga superiore a quella delle pile, si è assunto in modo semplificativo per H* un valore pari a:

$$\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} H_i^3 \right)^{1/3}$$

Le pile del modello completo aventi invece un'altezza significativamente diversa dalle altre, in particolare la prima e l'ultima, sono state introdotte nel modello ridotto con la loro altezza effettiva.

La scelta della lunghezza del modello ridotto è scaturita essenzialmente dalla necessità di avere nel modello stesso pile di altezza rappresentativa di tutte quelle

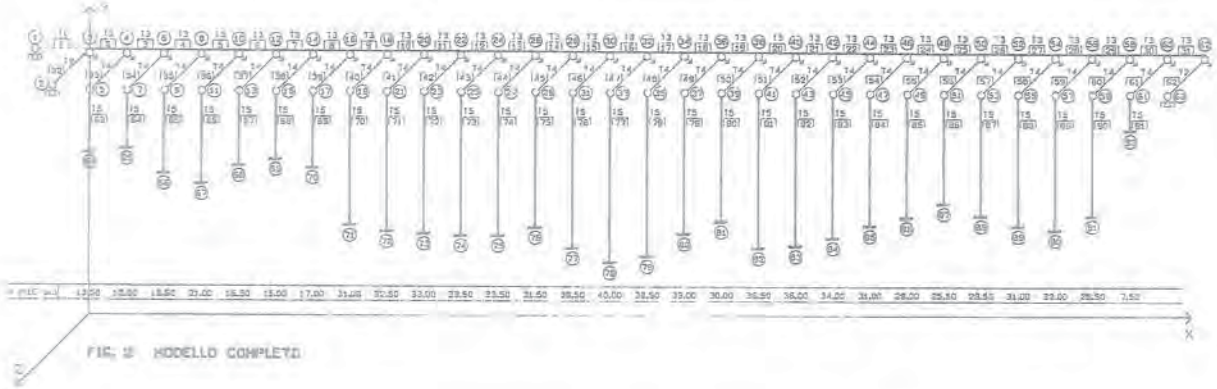


FIG. 2 MODELLO COMPLETO

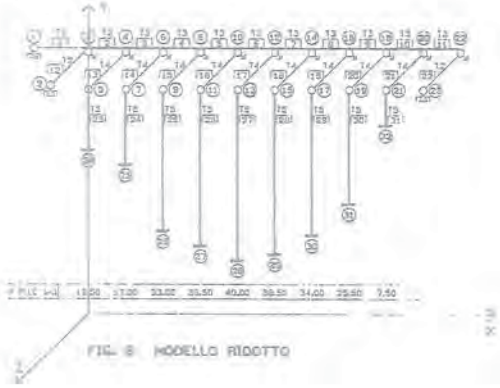


FIG. 3 MODELLO RIDOTTO

LEGENDA

- = CERNIERA SFERICA
- = INCASTRO PERFETTO
- = SCORREVOLE X,Z
- = NODO i
- = ASTA i
- = TIPO i

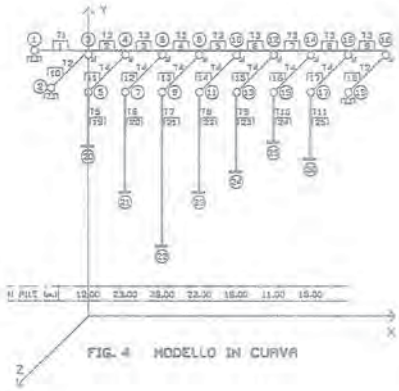


FIG. 4 MODELLO IN CURVA

presenti nel modello completo.

Il confronto è stato fatto tra un modello ridotto (8 campate da 42,50 m + 2 di riva da 34,00 m per una lunghezza totale di 408 m) e quello completo (28 campate da 42,50 m + 2 di riva da 34,00 m per un totale di 1258 m).

Per il primo si sono considerati i primi 9 modi mentre per il secondo sono stati presi in considerazione i primi 29 modi di vibrazione.

Di seguito è riportato il confronto, per i due modelli, delle grandezze più significative ottenute mediante l'analisi modale trasversale.

Modello ridotto	Modello completo	
Periodi propri To (sec)		
T1 = 1,449	T 1 = 1,459	T16 = 0,436
T2 = 1,028	T 2 = 1,325	T17 = 0,402
T3 = 0,720	T 3 = 1,261	T18 = 0,372
T4 = 0,532	T 4 = 1,138	T19 = 0,347
T5 = 0,425	T 5 = 1,076	T20 = 0,323
T6 = 0,341	T 6 = 1,038	T21 = 0,303
T7 = 0,279	T 7 = 0,927	T22 = 0,284
T8 = 0,279	T 8 = 0,834	T23 = 0,269
T9 = 0,236	T 9 = 0,742	T24 = 0,254
	T10 = 0,729	T25 = 0,244
	T11 = 0,657	T26 = 0,237
	T12 = 0,580	T27 = 0,231
	T13 = 0,530	T28 = 0,228
	T14 = 0,502	T29 = 0,216
	T15 = 0,468	

Sollecitazioni sulla testa pila (t)

(quadratura effettuata per tutti i modi considerati)

Pila 23 Tz = 37	Pila 63 Tz = 28	Pila 78 Tz = 64
Pila 24 Tz = 67	Pila 64 Tz = 56	Pila 79 Tz = 67
Pila 25 Tz = 44	Pila 65 Tz = 72	Pila 80 Tz = 69
Pila 26 Tz = 62	Pila 66 Tz = 46	Pila 81 Tz = 53
Pila 27 Tz = 63	Pila 67 Tz = 76	Pila 82 Tz = 60
Pila 28 Tz = 62	Pila 68 Tz = 41	Pila 83 Tz = 58
Pila 29 Tz = 54	Pila 69 Tz = 40	Pila 84 Tz = 48
Pila 30 Tz = 51	Pila 70 Tz = 30	Pila 85 Tz = 36
Pila 31 Tz = 58	Pila 71 Tz = 50	Pila 86 Tz = 59
	Pila 72 Tz = 68	Pila 87 Tz = 78
	Pila 73 Tz = 74	Pila 88 Tz = 84
	Pila 74 Tz = 70	Pila 89 Tz = 70
	Pila 75 Tz = 78	Pila 90 Tz = 52
	Pila 76 Tz = 66	Pila 91 Tz = 39
	Pila 77 Tz = 62	

Sollecitazioni sull'impalcato (tm)

Mymax = 1361	Mymax = 1133

Spostamento massimo della testa pila (cm)

Pila 27 = 2,8	Pila 75 = 2,6

Nella fig. 7 sono rappresentate alcune forme modali dei due modelli.

Dal confronto dei risultati delle due analisi si possono fare alcune considerazioni:

- Per quanto riguarda i periodi di vibrazione risulta che il primo modo ha un valore abbastanza prossimo nei due modelli.
- Per quanto riguarda le sollecitazioni sui testa-pila esse risultano, nel modello ridotto rispetto a quello completo, superiori per le pile basse di estremità; pressoché coincidente per le pile di altezza intermedia (H = 30,00 e 32,00 m), leggermente inferiori per le pile alte centrali.
  Il modello ridotto pertanto avrebbe fornito per la progettazione del viadotto dei validi risultati tenendo presente che le pile sono state geometricamente suddivise, per ragioni costruttive, in soli due gruppi.

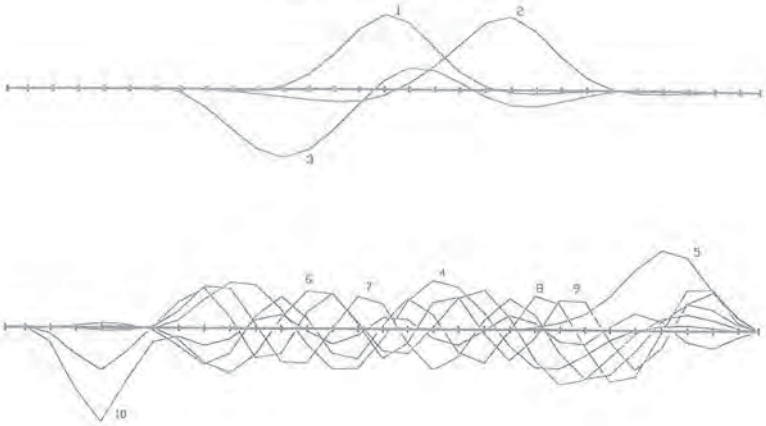
E' stata fatta anche l'analisi modale longitudinale per i due modelli. I risultati in questo caso non sono direttamente confrontabili tra loro in quanto il comportamento è condizionato dalla lunghezza dei due modelli.

Essendo 1080 t sec^2/m e 3544 t sec^2/m le masse dei due modelli e 12000 t/m la costante elastica del ritegno sismico longitudinale si è ottenuto:

Modello ridotto	Modello completo
Periodo proprio (sec)	
T1 = 1,97	T1 = 3,89
Forza sul vincolo spalla (t)	
F = 406	F = 840

Anche in questo caso una modesta ipotesi semplificativa porta a dei risultati accettabili.

Modello completo



Modello ridotto

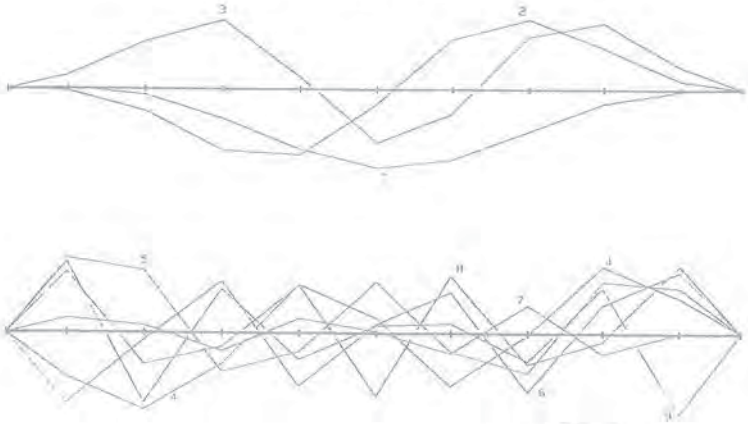


FIG. 7

Trascurando la deformabilità assiale dell'impalcato e considerando solo quella del ritegno longitudinale si ha:

$$T = 2\pi \left(\frac{3544}{12000}\right)^{1/2} = 3{,}41 \text{ sec}$$

periodo molto prossimo a quello calcolato con l'analisi modale; essendo inoltre

$$\omega = \left(\frac{12000}{3544}\right)^{1/2} = 1{,}84\ ^{1}/\text{sec} \quad e \quad \delta = 0{,}07 \text{ m}$$

$$Fx = 3544 \times 1{,}84^2 \times 0{,}07 = 839{,}5 \text{ t}$$

valore che è praticamente coincidente con quello trovato nell'analisi dinamica longitudinale.

3.4 Influenza del numero di modi considerati

Nell'ambito dell'analisi modale è stato fatto un confronto tra le quadrature di sollecitazione e deformazione relative al totale dei modi di vibrazione e quelle ottenute considerando soltanto i primi 3 modi.

Modello completo

Forza sulla testa-pila (t)

	29 modi	3 modi
Pila 63	Tz = 28	Tz = 0,08
Pila 64	Tz = 56	Tz = 0,13
Pila 65	Tz = 72	Tz = 0,21
Pila 66	Tz = 46	Tz = 0,44
Pila 67	Tz = 76	Tz = 4,14
Pila 68	Tz = 41	Tz = 5,42
Pila 69	Tz = 40	Tz = 16,08
Pila 70	Tz = 30	Tz = 24,55
Pila 71	Tz = 50	Tz = 47,17
Pila 72	Tz = 68	Tz = 67,21
Pila 73	Tz = 74	Tz = 74,06
Pila 74	Tz = 70	Tz = 69,34
Pila 75	Tz = 78	Tz = 76,31
Pila 76	Tz = 66	Tz = 65,81
Pila 77	Tz = 62	Tz = 62,24
Pila 78	Tz = 64	Tz = 63,34
Pila 79	Tz = 67	Tz = 65,99
Pila 80	Tz = 69	Tz = 66,50
Pila 81	Tz = 53	Tz = 52.08
Pila 82	Tz = 60	Tz = 59,76
Pila 83	Tz = 58	Tz = 56,46
Pila 84	Tz = 48	Tz = 42,02
Pila 85	Tz = 36	Tz = 19,28
Pila 86	Tz = 59	Tz = 3,21
Pila 87	Tz = 78	Tz = 4,43
Pila 88	Tz = 84	Tz = 4,05
Pila 89	Tz = 70	Tz = 2,50
Pila 90	Tz = 52	Tz = 1,36
Pila 91	Tz = 39	Tz = 1,04

Momenti sull'impalcato (t. m)

Mymax = 1333 Mymax = 959

Modello ridotto

Forza sulla testa pila

	9 modi	3 modi
Pila 23	Tz = 37	Tz = 22,42
Pila 24	Tz = 67	Tz = 64,24
Pila 25	Tz = 44	Tz = 44,19
Pila 26	Tz = 62	Tz = 61,88
Pila 27	Tz = 63	Tz = 63,25
Pila 28	Tz = 62	Tz = 62,28
Pila 29	Tz = 54	Tz = 53,54
Pila 30	Tz = 51	Tz = 49,98
Pila 31	Tz = 58	Tz = 51,68

Momenti sull'impalcato (t m)

Mymax = 1561 Mymax = 1460

Per il modello completo si può notare come l'analisi dei primi tre modi fornisca valori pressoché coincidenti con quella dei primi 29 per quanto concerne le pile alte mentre si discosta in maniera sensibile al punto di fornire valori poco attendibili per le pile basse.

Per il modello ridotto invece la coincidenza è pressoché completa salvo per le pile basse in cui però la differenza non è così sensibile come per il modello completo.

4. CONFRONTO DEI RISULTATI

Alla luce di quanto emerso dalle analisi ed esposto al precedente punto 3 si possono fare due tipi di considerazione: una riguardante la possibilità di introdurre un modello semplificato e ridotto per l'analisi della struttura in esame l'altra riguardante la necessità di un'attenta valutazione del numero di modi da prendere in considerazione per il calcolo delle deformazioni e delle sollecitazioni.

La prima semplificazione riguarda la possibilità di considerare il viadotto in retto piuttosto che mettere in conto anche la doppia curvatura.

I risultati delle analisi mostrano che anche con raggi di curvatura pari a 150 m non si hanno, rispetto alla situazione in retto, sensibili differenze.

Tenendo presente che normalmente nelle autostrade i raggi di curvatura non sono inferiori a 500 m, la semplificazione introdotta appare lecita ed in grado di fornire valori attendibili.

Anche la seconda semplificazione introdotta nell'analisi (sisma secondo l'asse z^1 - z^1 nella struttura in curva) risulta soddisfacente.

Se poi si considera il modello, per quanto visto con la precedente semplificazione, in retto, ovviamente l'analisi con il sisma agente ortogonalmente fornisce tutte le informazioni desiderate in modo corretto.

Il confronto dei risultati in termini di sollecitazioni ottenuti con l'analisi modale trasversale sui due modelli non è completamente soddisfacente.

Il modello ridotto cioè, scelto con i criteri esposti, non simula bene gli effetti del sisma sulle pile basse. Si deve però osservare che da un punto di vista ingegneristico e cioè dell'utilizzo che se ne fa, il modello ridotto fornisce risultati accettabili sia dal punto di vista delle caratteristiche di sollecitazione che di spostamento nonché di primo periodo proprio di vibrazione. Va osservato ancora che, stante lo schema strutturale adottato per il viadotto in esame, un'analisi semplificata quale quella esposta per il sisma agente longitudinalmente fornisce dei valori molto prossimi se non coincidenti con quelli di un'analisi modale.

Circa il numero di modi da prendere in considerazione per il calcolo delle sollecitazioni e della deformazione va osservato che, stante il tipo di discretizzazione delle masse adottato, non è possibile per il modello completo considerare i primi 3 modi mentre lo è, con discreta approssimazione, per il modello ridotto.

5. CONCLUSIONI

L'indagine svolta ha mostrato, pur nei limiti delle ipotesi fatte, come sia possibile adottare un modello semplificato e ridotto per l'analisi sismica di una struttura di grandi dimensioni: viadotto a trave continua con doppia curvatura in pianta e di lunghezza pari a 1266,30 m vincolato alle pile con ritegni elastici trasversali ed alle spalle anche con ritegni elastici longitudinali.

L'ipotesi di considerare il sisma agente secondo due direzioni: la congiungente le due spalle e quella ad essa ortogonale è senz'altro accettabile. Altrettanto accettabile, con gli ordinari raggi di curvatura autostradali, è l'ipotesi di considerare il viadotto in retto ignorando la curvatura in pianta.

Anche i risultati dell'analisi modale su un modello ridotto sono accettabili se l'obiettivo è quello di avere dei risultati per progettare la struttura con sufficiente grado di approssimazione sia in termini di caratteristiche di sollecitazione che di deformazione in campo elastico.

Il modello deve essere scelto con il criterio di avere un numero significativo di campate e pile; quest'ultime aventi una opportuna altezza: altezza ad esempio pari alla radice cubica della media delle altezze al cubo del gruppo di n pile che si sostituiscono nel modello completo, se la flessibilità dei ritegni sismici trasversali è decisamente elevata rispetto a quella delle pile.

Se la discretizzazione delle masse viene fatta in modo tale da concentrare in ogni nodo, posto in corrispondenza delle pile, la massa relativa all'intera campata del viadotto, compresa tra due pile consecutive, un'attenzione particolare va posta nello scegliere il numero di modi da considerare per il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e deformazione. Nel caso esaminato (9 pile), anche il considerare i soli primi tre modi fornisce risultati accettabili.

LA PRECOMPRESSIONE A CAVI ESTERNI APPLICATA ALLE STRUTTURE DA PONTE: CONSIDERAZIONI TECNICHE ED ESEMPI APPLICATIVI

Armando GOBETTI
Dipartimento di Meccanica Strutturale - Università degli Studi di Pavia

Giorgio PEDRAZZI
CP Engineering s.r.l. - Milano

La precompressione a cavi esterni applicata alle strutture da ponte: considerazioni tecniche ed esempi applicativi

Prof. Ing. Armando Gobetti[1] Dott. Ing. Giorgio Pedrazzi[2]

Sommario

Vengono presentate alcune strutture realizzate con la tecnologia dei cavi esterni. Accanto alla necessità, evidenziata nella illustrazione delle loro caratteristiche, di una particolare cura costruttiva, si mettono in evidenza i vantaggi dell'applicazione di questa relativamente recente tecnologia. Si richiama inoltre l'esigenza di uno sviluppo di opportuni strumenti di calcolo eventualmente affiancati da prove di laboratorio. Si illustrano infine alcuni risultati, ancora parziali e in corso di completamento, prodotti dal confronto tra prove sperimentali e verifiche numeriche, per travi precompresse su quattro appoggi a cavi esterni scorrevoli e cavi interni aderenti.

Abstract

Several exteriorly prestressed structures are here collected and presented. Particular emphasis is devoted to the care, which is needed in their construction, nevertheless some significant advantages of this relatively new technology are outlined. Furthermore the need of a paralel development of the experimental experiences and the numerical tools of analysis is pointed out. Finally a preliminary comparison between the results of the experimental and analytical tests, made up for two T beams on four supports with the exterior and interior cables, is discussed.

1. Vantaggi e svantaggi della tecnologia dei cavi di precompressione non aderenti

La precompressione a cavi esterni applicata a nuove strutture non ha ad oggi trovato in Italia molti sostenitori, contrariamente a quanto invece accade in alcuni paesi stranieri, come la Francia e gli Stati Uniti, ove, specie nei ponti multicampata costruiti con attrezzature mobili, sta soppiantando la più tradizionale precompressione a cavi interni aderenti.

Una possibile ragione per lo scarso interesse manifestato dai progettisti italiani nei riguardi di questa nuova tecnologia è dovuta forse al fatto che essa è considerata come una tecnica più adatta al rinforzo di strutture esistenti che vantaggiosa per nuove costruzioni.

Esistono in aggiunta alcune prevenzioni concettuali soprattutto per quanto attiene il diverso meccanismo di comportamento, cui sono affette le strutture precompresse a cavi esterni rispetto alle analoghe precompresse a cavi interni.

Il fatto che la rottura interessi principalmente il calcestruzzo può indurre a credere che il meccanismo di collasso sia di tipo fragile e a far nascere sospetti circa la duttilità della struttura in fase ultima. Inoltre le procedure di calcolo e verifica, che non possono prescindere dall'analisi della struttura nel suo complesso con la presa in conto degli scorrimenti relativi tra le parti al suo interno, sembrano svolgere una funzione dissuasiva all'impiego e alla diffusione della tecnologia in questione.

Peraltro ad un esame il più possibile obiettivo delle caratteristiche della nuova tecnologia, i vantaggi sembrano prevalere sugli svantaggi.

Il primo e più importante vantaggio risiede nel fatto che viene estesa alle strutture civili la stessa logica costruttiva delle strutture meccaniche, in cui le parti più soggette ad usura e più delicate sono progettate fin dall'inizio in modo da essere facilmente sostituite o riparate. È noto che nel caso di una struttura da ponte le parti più delicate o più soggette ad usura sono costituite da appoggi, giunti e cavi di precompressione.

Fino ad oggi è stato possibile solo la sostituzione dei primi due componenti sopraelencati, essendo la sostituzione dei cavi iniettati è ovviamente impossibile.

L'adozione di cavi esterni permette questa opera-

[1]Dipartimento di Meccanica Strutturale – Università di Pavia

[2]CP Engineering S.r.l. – Milano

zione in quanto essi, semprechè siano stati adottati per tempo gli accorgimenti opportuni, possono essere sfilati e riinfilati senza difficoltà nelle sedi predisposte, addirittura senza la messa fuori esercizio del ponte, il che rappresenta in certe condisioni particolari un vantaggio non piccolo.

In tal modo può essere aggirato il problema della durabilità dei componenti della struttura, la quale, nell'ambito di un programma di manutenzione, può essere di volta in volta ringiovanita nelle sue parti più delicate ed usurabili, con un sostanziale allungamento della vita media ed un ovvio globale beneficio economico.

Un vantaggio ulteriore risiede nel posizionamento esterno al guscio in calcestruzzo dei cavi di precompressione, che semplifica enormemente l'esecuzione di questo ultimo, in quanto il getto del conglomerato viene effettuato come in una normale struttura in cemento armato ordinario, la quale presenti per di più un livello di armatura in acciaio ordinario molto modesto, essendo presenti le staffe e i ferri correnti di distribuzione ma mancando l'armatura principale portante, sostituita dai cavi esterni in acciaio armonico.

In questa situazione ottimale è possibile rispettare al meglio tutto quell'insieme di prescrizioni costruttive e tecnologiche, riguardanti ricoprimenti, copriferri, sovrapposizioni, (stato limite d'esercizio) che concorrono a rendere il guscio di calcestruzzo, che rappresenta il nucleo portante del ponte, più durabile e affidabile nel tempo.

È ovvio, inoltre, che la mancanza delle guaine interne consente di operare delle riduzioni sugli spessori della struttura in calcestruzzo, specie in quelle parti, come le anime dei cassoni, che nel caso dei ponti di grande luce, sono in genere esuberanti ai fini statici, grazie al notevole contributo al taglio assicurato dalla componente verticale dei cavi di precompressione e il cui dimensionamento normalmente è condizionato più da ragioni tecnologiche, legate alla presenza di numerose guaine, che da precise ragioni statiche.

Peralto è soprattutto con riferimento alla tecnologia propria della precompressione che si evidenziano le maggiori novità e probabilmente i pregi della nuova tecnica.

In primo luogo risulta possibile utilizzare cavi di grossa portata, costituiti da un gran numero di trefoli. Infatti la mancanza di attrito in rettilineo, la possibiltà, con opportuni accorgimenti, di ridurre gli attriti in curva, il controllo, attuabile visivamente, della conformazione e dell'andamento dei fasci dei trefoli, consentono di aumentarne il numero senza le controindicazioni presentate dai cavi interni, incroci non voluti, pettinatura insufficiente, attriti abnormi ascrivibili a deviazioni impreviste, cause che nel loro insieme concorrono a ridurre l'efficienza finale della precompressione.

È possibile inoltre, con un opportuno studio del tracciato dei cavi, ottenere andamenti con deviazioni plano-altimetriche limitate a pochi punti con uno sfruttamento totale delle caratteristiche dell'acciaio armonico. Questo può portare a valori più elevati della tensione in fase finale nei cavi esterni rispetto a quanto si verifica per quelli interni, ma senza presumibilmente un aggravamento decisivo delle condizioni di sicurezza.

Infatti un'elevata tensione in fase finale presenta delle controindicazioni particolarmente con riferimento ai due fenomeni del rilassamento e della fatica. I moderni trattamenti d'officina, con l'introduzione di acciai a basso rilassamento, hanno di molto limitato l'entità delle cadute dovute al primo dei fattori menzionati, che quindi ha cessato di avere la rilevanza di un tempo.

Per quanto riguarda la fatica, i cavi esterni risultano meno interessati dal fenomeno, data la non aderenza che provoca una variazione di tensione molto più ridotta durante la vita dell'opera ed un affaticamento meno pronunciato.

A questo proposito sarebbe forse opportuno, a livello normativo, assegnare all'acciaio armonico , in fase finale, tassi di lavoro più elevati per i cavi esterni che per quelli interni, al fine di tener conto di questa diversità di comportamento nei confronti della fatica.

Ma è soprattutto con riferimento alla iniezione che la nuova tecnologia presenta le maggiori novità. Il problema dell'iniezione è condizionato dalla sostituibilità dei cavi.

Ad esempio negli USA prevale la tesi della non sostituibilità, per cui i trefoli del cavo esterno sono inseriti in guaine di politene pesante e iniettati con malta di cemento analoga a quella impiegata per i cavi interni; ove invece sia prevista la sostituibilità, il problema della protezione del trefolo può essere risolto o tramite l'iniezione di cere o resine a caldo in guaine di politene pesante o acciaio ovvero facendo ricorso a tecniche di protezione del singolo trefolo (trefoli 'unbonded') tramite grasso passivante e guainette di plastica.

Il fascio di trefoli 'unbonded' viene inserito in un involucro di plastica pesante che assicura un'ulteriore protezione. Il terzo livello di protezione è rappresentato dalla ventilazione e climatizzazione del cassone, all'interno del quale sono collocati i cavi. A tale scopo sono in genere da prevedere a cura del

progettista un numero adeguato di vani d'areazione lungo l'intera struttura.

La prima di queste tecniche, impiegata in Francia in tempi passati, si è rivelata poco economica per l'elevato costo del materiale speciale di iniezione; inoltre, il fatto di dover iniettare il prodotto a caldo può procurare un risultato finale poco soddisfacente, specie in presenza di cavi molto lunghi.

Attualmente alcune società produttrici di cavi esterni hanno messo a punto particolari sistemi che consentono la sostituzione dei trefoli, pur con l'uso delle tradizionali miscele di cemento, grazie all'impiego di opportuni dispositivi distanziatori. Il vantaggio offerto dai trefoli 'unbonded' consiste, inoltre, nella riduzione a valori molto bassi del coefficiente d'attrito in curva, in corrispondenza dei punti di deviazione, specialmente nel caso che la deviazione sia ottenuta con l'ausilio di tubi preformati in acciaio, che assicurano il rispetto delle geometrie dei raccordi in modo pressochè perfetto.

Di contro gli svantaggi o meglio i limiti, cui si va incontro nell'impiego della tecnologia a cavi esterni nel caso di strutture da ponte di grande luce, sono sostanzialmente i seguenti:

- perdita del braccio utile dei cavi, a causa del fatto che essendo interni al cassone essi vanno disposti al di sopra della contro-soletta del cassone stesso, contro-soletta che tuttavia, specie nella zona centrale della campata, può presentare spessori ridotti al minimo. Naturalmente questa limitazione è presente solo per strutture a cassone, perchè per altre strutture il cavo può essere disposto addirittura all'intradosso con uno sfruttamento integrale dell'altezza utile disponibile della sezione;
- concentrazione di sforzi, anche di notevole entità, a causa della potenza dei cavi impiegati nelle zone di deviazione e di ancoraggio. A tale riguardo è vantaggioso che i blocchi di deviazione siano in grado di impegnare la resistenza di più lati del cassone contemporaneamente (contro-soletta, anima, soletta superiore) e conformati in modo da minimizzare gli effetti localizzati di momento e taglio;
- maggior quantitativo di acciaio armonico in conseguenza del modesto incremento di tensione nei cavi a collasso;
- meccanismo di rottura di tipo fragile in condizione di modesta duttilità strutturale.

2. Considerazioni sul comportamento a collasso delle strutture precompresse a cavi non aderenti

Il meccanismo di collasso risulta radicalmente diverso da quello delle strutture a cavi aderenti, per le quali viene garantita fino a rottura la congruenza tra acciaio armonico e calcestruzzo. La mancanza di aderenza, impedendo un significativo incremento di tensione nell'acciaio all'attingersi delle condizioni di rottura, fa si che si verifichi comunque lo schiacciamento nel calcestruzzo.

Ciò può indurre a ritenere che si tratti di un collasso fragile, senza margini di preavviso. Per analizzare questo problema è pertanto necessario ricorrere a codici di calcolo appositamente sviluppati, attraverso i quali la struttura possa essere considerata nel suo complesso, in modo da cogliere la ridistribuzione delle tensioni sull'intera lunghezza del cavo, e contemporaneamente sia consentita la rappresentazione di fenomeni specificamente locali come lo scorrimento del cavo stesso nei punti di cambiamento di direzione. Tenuto conto che nella valutazione di questi fattori non è possibile prescindere dal comportamento non lineare del materiale, con la messa in conto delle leggi costitutive del calcestruzzo e dell'acciaio armonico, il problema si presenta assai complesso e per questa ragione ha consigliato per la sua risoluzione un approccio basato contemporaneamente su prove sperimentali e modelli numerici.

Da questa prima fase della ricerca si ritiene di poter giungere ad una validazione ed eventualmente affinamento dei modelli numerici per una loro diretta applicazione nella pratica progettuale.

3. Descrizione dei programmi di calcolo con riferimento alla loro filosofia di composizione

La descrizione in termini numerici di travi a cavi scorrevoli è stata demandata, in questo lavoro, a due differenti schemi di rappresentazione, in fase tuttora di sviluppo e di indagine [1]. Il primo di questi si basa su una filosofia ben nota in letteratura e testata [3], [4], [5]. Viene fatto ricorso al metodo degli elementi finiti congruenti nella variante 'a strisce di sezione' per esprimere la matrice di rigidezza di un elemento 'beam', le cui variabili nodali risultano, in aggiunta a quelle cinematiche dell'intera sezione, anche gli scorrimenti relativi tra queste e gli enentuali cavi che attraversano la sezione.

La matrice di rigidezza è ottenuta per somma dei contributi delle strisce, per ciascuna delle quali sono facilmente esprimibili in forna analitica le componenti di deformazione e di sforzo in funzione delle variabili nodali. Le relazioni che consentono tale collegamento traducono essenzialmente le ipotesi di Bernoulli-Navier qualora si voglia seguire la formulazione di de Saint-Venant, quelle di linearizzazione degli effetti d'ingobbamento delle sezioni, dovuto al

taglio, per il modello di Timoshenko.

Tale modo di procedere è estremamente semplice, in quanto le operazioni aggiuntive sono solo quelle richieste dall'aumentato numero di punti di integrazione, per la presenza di strisce attraverso la sezione, mentre la filosofia generale di calcolo e quindi la struttura del programma di calcolo corrispondente rimane immutata rispetto a quella di codici tradizionali per strutture a trave.

Non risulta invece promettente nella prospettiva di una generalizzazione dell'approccio a casi geometricamente complessi, come quelli di strutture intelaiate tridimensionali.

Si è dato luogo pertanto ad una definizione alternativa del problema numerico, apparentemente meno semplice soprattutto se riferito al caso di travi piane e rettilinee, ma più versatile e adatta ad incorporare facilmente tipologie strutturali complesse.

Mentre nel primo caso l'elemento finito tipo risulta effettivamente di trave e la suddivisione in strisce in pratica riveste solo la funzione di consentire un controllo degli stati deformativi e di tensione in un maggior numero di punti durante i processi di carico, nella seconda proposta di discretizzazione gli elementi impiegati sono quelli dell'elasticità piana o tridimensionale, a seconda che la struttura da analizzare sia piana o tridimensionale.

Questa strategia non può ovviamente essere perseguita con rigore assoluto in quanto così facendo anche la più semplice delle travi richiederebbe un numero del tutto sproporzionato di gradi di libertà per essere soddisfacentemente analizzata.

In effetti si può osservare che la matrice di rigidezza che si otterrebbe in questo caso sarebbe di dimensioni pari al numero di gradi di libertà, che di norma risulta molto elevato, di un continuo bi o tridimensionale. Un così grande numero di variabili sarebbe peraltro ingiustificato per le strutture intelaiate, in virtù del fatto che ad esse sono inerenti le condizioni cinematiche contenute nelle ipotesi di Bernoulli-Navier sulla conservazione delle sezione piane. Individuati cioè i punti di una sezione trasversale, tali ipotesi vengono di fatto ad imporre relazioni di dipendenza tra le variabili del problema come l'uguaglianza tra tutti gli spostamenti trasversali alla sezione medesima e la dipendenza degli spostamenti longitudinali da due soli parametri.

Si può vedere facilmente che a loro volta queste relazioni, sussistenti anche tra le variabili nodali del problema discreto, si traducono in regole d'assemblaggio più complesse di quelle usualmente applicate nei procedimenti a somma diretta dei termini delle matrici di rigidezza. La loro presa in conto, per quanto laboriosa, permette di ridurre le dimensioni del problema numerico in modo significativo, riconducendole a quelle di una struttura intelaiata.

In sostanza questo secondo modo opera inversamente al precedente, creando matrici di rigidezza da continuo elastico e riducendo le dimensioni delle matrici risolventi con opportune regole di assemblaggio. Tale operazione rende praticamente equivalenti le matrici risultanti a quelle ottenibili direttamente da una discretizzazione eseguita su una struttura intelaiata con un elemento finito di trave tradizionale.

4. Descrizione delle prove sperimentali e obiettivi dell'indagine

Le prove sperimentali, in fase di realizzazione presso il Laboratorio dell'Università di Pavia, riguardano due travi da ponte a doppio T, realizzate la prima con la tecnologia dei cavi aderenti, la seconda, di uguali caratteristiche geometriche e meccaniche, con cavi scorrevoli esterni.

Lo schema statico impiegato per le prove è stato quello di trave su quattro appoggi. È stata prevista una strumentazione per il rilevamento di spostamenti verticali tramite flessimetri lungo l'asse della trave e di spostamenti relativi orizzontali sui piani esterni delle ali mediante catene di potenziometri, ai fini di una determinazione continua della curvatura. Data la simmetria globale della struttura, si è ritenuto opportuno infittire la basi di rilevazioni nelle zone indicate dal calcolo preliminare, particolarmente con riferimento alle misure di curvatura.

La valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo da introdurre tra i dati dell'elaborazione è stata operata direttamente da provini omologhi alle strutture.

Il carico di prova consisterà in una dupplice forza posta a cavallo della sezione di mezzeria con interasse di un metro e monotamente crescente fino alle condizioni di collasso.

L'indagine condotta parallelamente sul piano numerico e sperimentale ha scopo di verificare la qualità della risposta di formulazioni diverse, nell'intento di individuare quella che meglio sia in grado di definire il comportamento strutturale in condizioni di non linearità, esperienza questa che ovviamente non può essere compiuto per strutture effettivamente realizzate.

5. Esempi di strutture da ponte realizzate con la tecnica dei cavi esterni

Qui di seguito si riporta una rassegna delle strutture da ponte progettate negli ultimi anni dagli scriventi, utilizzando la tecnica dei cavi esterni, con l'intento principale di verificare la validità di questa nuova tecnologia soprattutto sotto il profilo operativo ed economico.

Il ponte sull'Adda a Caiolo (Impresa Morani S.p.a.) supera il fiume Adda con una campata centrale di 91.50 metri, controbilanciata da due campate laterali di 15 metri di luce, ancorata alle estremità con tiranti attivi alla struttura delle spalle, che svolgono la funzione di contrappeso gravitativo [11].

La sezione trasversale è a cassone monocellulare di altezza variabile da un massimo di 4.50 metri a un minimo di 2 metri in mezzeria.

La disposizione dei cavi di precompressione, tutti esterni non aderenti, è stata condizionata dalle modalità esecutive. Infatti l'impresa costruttrice non ha ritenuto prudente disporre sull'asse principale della corrente del fiume alcun elemento di supporto ai ponteggi di sostegno dei casseri, per cui la struttura è pervenuta al suo schema definitivo per il tramite di uno schema provvisorio a trave su due appoggi di 15 metri di luce e sbalzo, lato campata centrale, di 35.75 metri.

Solo ad autoportanza avvenuta delle due metà simmetriche si è provveduto a completare il getto su tralicci autoportanti, agganciati agli sbalzi già eseguiti del tratto di campata centrale mancante. A solidarizzazione avvenuta si è provveduto all'imfilaggio e alla tesatura dei cavi esterni di continuità, ancorati alle due estremità del manufatto.

La modalità esecutiva ha condizionato in modo significativo la distribuzione dei cavi; infatti è stato necessario predisporre una serie molto fitta di blocchi di ancoraggio, per l'allogamento dei cavi al negativo dei due mensoloni a sbalzo, e ciò ha ridotto di molto il vantaggio conseguente all'impiego della precompressione esterna. Di contro il tracciato dei cavi è risultato di grande semplicità con pochi punti di deviazione e ridottissime perdite per attrito. Interessante il confronto tra frecce teoriche e sperimentali, effettuato in sede di collaudo e soprattutto i risultati dell'analisi incrementale passo-passo compiuto con il codice di calcolo alle strisce, di cui si allega nelle figure i diagrammi di momento-carico per le due sezioni critiche in mezzeria della campata centrale e in asse pila.

L'esame dei due diagrammi mostra con evidenza la reciproca interazione tra la sezione più duttile di mezzeria e quella di asse pila e il grado di ridistribuzione verificatosi nell'impalcato. Altro diagramma particolarmente significativo è quello freccia-carico per la sezione di mezzeria. La rottura, pur avvenendo per schiacciamento del calcestruzzo, non può comunque essere definita di tipo fragile, dato che l'ordine di grandezza della deformazione in prossimità del collasso risulta di parecchi decimetri in termini assoluti e la sola parte ascrivibile comportamento non lineare rilevante rispetto allo spostamento totale.

6. Ponte sul fiume Adda in località 'le Prese', Alta Valtellina (Impresa Mondelli S.p.a., in costruzione)

Si tratta di un ponte scandito su due campate centrali da 130 metri e due laterali da 70 metri, a realizzare una travata continua di 400 metri di lunghezza. La struttura, a cassone monocellulare con sbalzi d'estremità di 13.40 metri di larghezza totale e altezza variabile da un massimo di 7 metri sulle pile e un minimo di 3.50 metri in campata, è realizzata a conci in opera con l'impiego di carrelloni in avanzamento.

Nell'impalcato sono predisposti due tipi diversi di precompressione, la prima, tradizionale, garantisce la stabilità dei conci nella fase di costruzione a sbalzo, la seconda, esterna, garantisce la precompressione di campata e la continuità dell'intera travata. Tale precompressione è costituita da due fasci di 60 trefoli, disposti lateralmente alle anime del cassone e al suo interno. I trefoli sono del tipo Dyform da 0.7 pollici, protetti ciascuno con guaina di plastica pesante da 2 millimetri e grasso passivante all'interno; essi inoltre sono deviati in due punti nelle campate centrali e in un punto solo nelle campate laterali.

Nel punto di deviazione i trefoli sono tenuti tra loro separati da una opportuna serie di distanziatori sigillati con betoncino reoplastico ad altissima resistenza. Due opportune camere all'estremità dell'impalcato danno accesso alle due testate che sono costituite da una piastra forata in acciaio di grosso spessore, in cui sono posizionate le boccole di ancoraggio dei singoli trefoli.

Nelle zone di deviazione, gli sforzi concentrati sono ripresi da un opportuno irrigidimento costolato previsto all'interno del cassone del ponte, che è precompresso in senso verticale con barre Digwidag. È previsto, ai fini di garantire una coibenza termica al fascio di trefoli, un carter in lamierino coibentato con polistirolo; una serie di aperture praticate nel cassone garantisce infine la ventilazione e la climatizzazione del suo interno.

7. Ponte sul fiume Adda in località 'Trivio di Fuentes', Colico (Impresa Morani S.p.a.)

Si tratta di un impalcato a cinque campate continue di circa 20 metri di luce, costituito da travi, prefabbricate in cemento armato normale, a T rovescio, tra loro accostate e che realizzano tramite un getto in opera una schema finale di piastra continua alleggerita.

In questo caso la precompressione esterna, ottenuta per mezzo di una serie di cavi a trefoli in guaina di lamierino metallico rinforzato, iniettati con boiacca di cemento additivata, disposti nei vani tra una trave prefabbricata e l'altra, ad andamento perfettamente rettilineo e baricentrici rispetto alla sezione trasversale d'impalcato, ha solo la funzione di garantire un livello di azione assiale tale da compensare le trazioni ai lembi della sezione, dovute al peso proprio e ai carichi permanenti.

Il regime a vuoto quindi della struttura è di decompressione ai lembi più sollecitati, per cui la durabilità della struttura viene garantita dall'assenza di microfessurazioni permanenti. Inoltre viene così ridotto in modo significativo il gradi di deformabiltà della struttura sotto carico. Opportuni vani sulle spalle garantiscono l'accessibiltà alle testate dei cavi di precompressione.

8. Ponte sul torrente Gesso (Impresa Del Favero S.p.a.)

Un ultimo esempio particolarmente interessante di utilizzo della precompressione a cavi esterni è stato ideato per lo studio del nuovo ponte sul torrente Gesso, oggetto di un recente appalto concorso.

Si tratta di una struttura a cassone bicellulare di 13 metri di larghezza, realizzata con il procedimento dell'estensione e della spinta, al fine di realizzare una travata continua a 16 campate di 46 metri di luce, per una lunghezza totale di 736 metri. Nel caso specifico l'adozione di cavi esterni deviati in tre punti in campata ha consentito innegabili vantaggi.

In primo luogo la riduzione degli spessori del guscio in calcestruzzo e quindi il peso complessivo del manufatto, con ovvi vantaggi sotto il profilo esecutivo e nei riguardi della riduzione della spinta totale da applicare ai martinetti di spinta.

Un particolare vantaggio è conseguibile con i cavi esterni per i manufatti a spinta. È noto infatti che in fase di estrusione della travata, la situazione ottimale di precompressione è quella centrata. Nel caso di cavi interni è necessario far ricorso a cavi provvisori, che difficilmente possono essere riutilizzati.

Con i cavi esterni è invece possibile utilizzare gli stessi cavi definitivi come cavi provvisori, realizzando senza alcuna difficoltà uno schema di precompressione centrata. A spinta completeta, i cavi provvisori vengono detensionati, sfilati e posizionati nella loro configurazione definitiva.

Ciò si traduce in un notevole risparmio di materiale e di tempo, che, unito alla già citata riduzione di peso conseguibile per la struttura, rende l'impiego dei cavi esterni particolarmente adatta a questa tipologia di impalcati.

9. Ringraziamenti

Si ringrazia l'Impresa Mondelli S.p.a. di Milano per il cospicuo finanziamento, che ha reso possibile la ricerca teorica e sperimentale in corso presso il Dipartimento dell'Università di Pavia.

Bibliografia

[1] Calvi G.M., Gobetti A.: 'Numerical Models for Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Frames', Proc. of IABSE Colloquium on Computational Mechanics of Concrete Structures, Delft, Settembre 1987.

[2] Chen W.F., Atsuta T.: 'Theory of Beam-Columns' - McGraw Hill, New York, 1977.

[3] Gobetti A.: ' A Finite Element Model for Geometrically Nonlinear Elasto-plastic Plane Frame Structures', Rep. N. 25, Dipart. Mecc. Strutt., Università di Pavia, 1986.

[4] Hughes T.J.R., Cohen M.: 'The Heterosis Finite Element Methods for Plate Bending', Computers and Structures, 1978, pag. 445-450.

[5] Hughes T.J.R., Cohen M., Haroun M.: 'Reduced and Selective Integration Techniques in the Finite Element Analysis', Nuclear Engineering Design, 1978, pag. 203-222.

[6] Zienckiewics O.C.: 'The Finite Element Method in Engineering Science' - McGraw Hill, Londra, 1971.

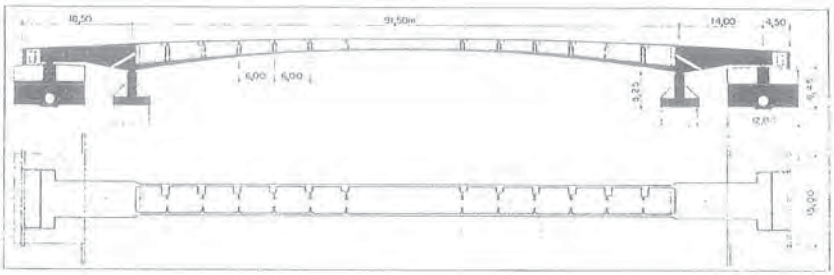
[7] Brebbia C.A., Connor J.J.: 'Fundamentals of Finite Element Techniques', - Butterworths, Londra, 1973.

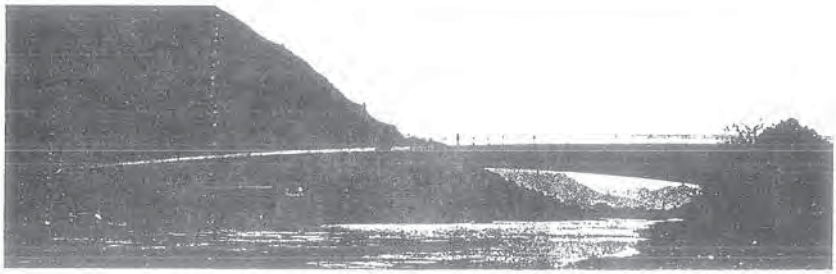
[8] Dei Poli S.: 'Microfessurazione, Leggi Costitutive e Condizioni di Rottura in Stato di Tensione Mono e Pluriassiale', Italcementi, 1978.

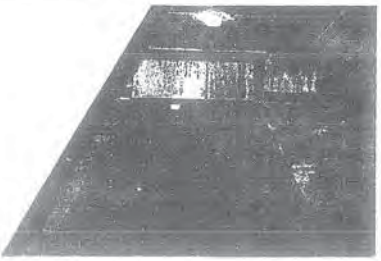
[9] Kent D.C., Park R.: ' Flexural Members with Confined Concrete', Jour. Struct. Div. Am. Soc. Civ. Eng., 1969-1990.

[10] Kupfer H.B., Gerstle K.H.: ' Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses', Jou. of the Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 99, 1973.

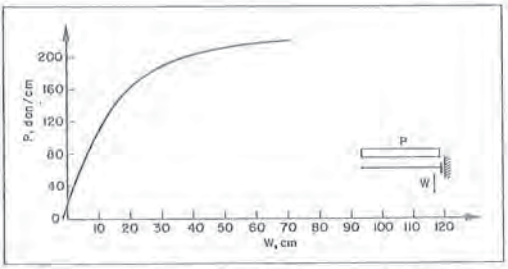
[11] Pedrazzi G.: 'Il Nuovo Ponte sull'Adda a Caiolo in Valtellina: Considerazioni sull'Applicazione della Tecnologia della Precompressione a Cavi Esterni su una Nuova Struttura', L'Industria Italiana del Cemento, N. 651, 1991, pag. 22-35.



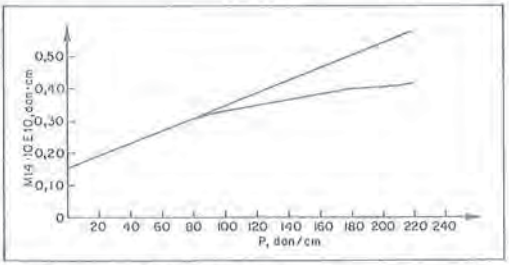




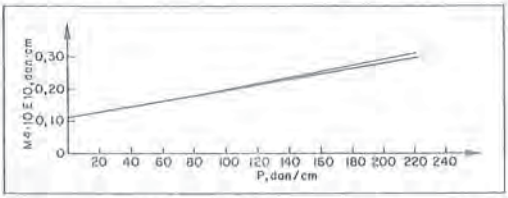
Ponte a Caiolo sull'Adda, disegno, fotografia dell'intero ponte e particolare dei cavi di pretensione.



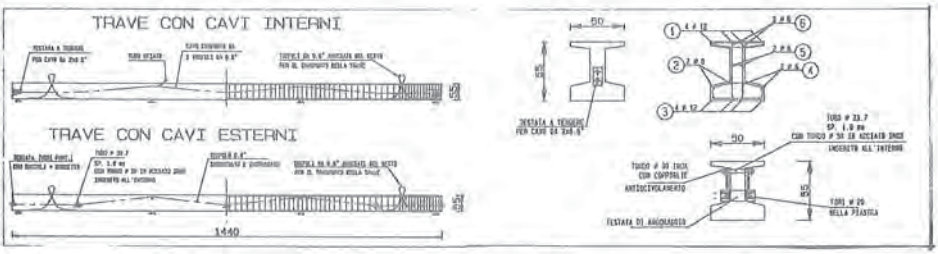
- Programma CAP, ponte di Caiolo: diagramma freccia-carico.



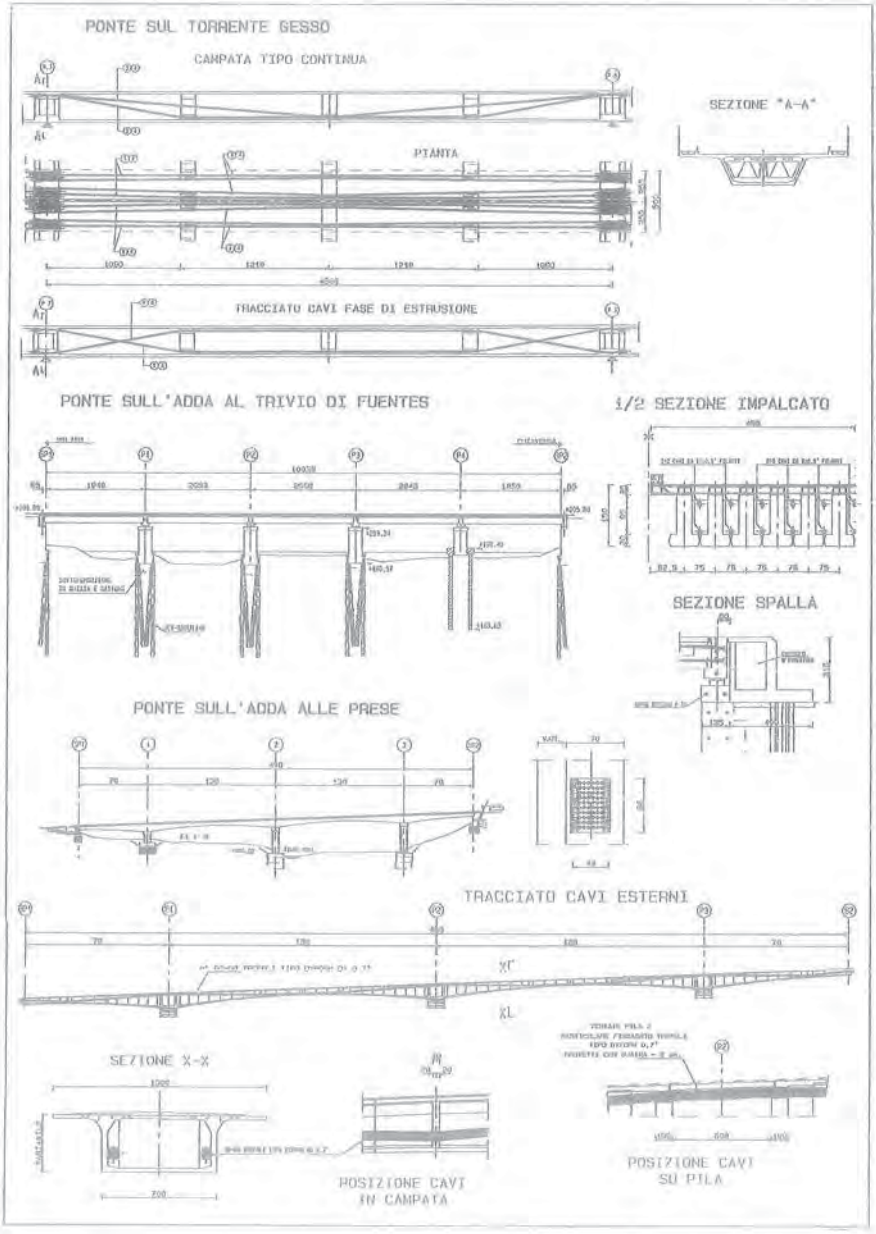
- Programma CAP, ponte di Caiolo: diagramma momento in mezzeria-carico.



- Programma CAP, ponte di Caiolo: diagramma momento asse pila-carico.



Disegno delle travi di sperimentazione a cavi esterni e a cavi interni aderenti.


PONTE SUL TORRENTE GESSO
CAMPATA TIPO CONTINUA
SEZIONE "A-A"
PIANTA
TRACCIATO CAVI FASE DI ESTRUSIONE
PONTE SULL'ADDA AL TRIVIO DI FUENTES
1/2 SEZIONE IMPALCATO
SEZIONE SPALLA
PONTE SULL'ADDA ALLE PRESE
TRACCIATO CAVI ESTERNI
SEZIONE X-X
POSIZIONE CAVI IN CAMPATA
POSIZIONE CAVI SU PILA

STATI LIMITE DI DANNEGGIAMENTO PROGRESSIVO DEI PONTI: ASPETTI FENOMENOLOGICI, METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA

Giorgio MACCHI - Guido MAGENES
Dipartimento di Meccanica Strutturale - Università degli Studi di Pavia

Emanuele Filiberto RADOGNA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

Annibale Luigi MATERAZZI
Istituto di Energetica - Università degli Studi di Perugia

STATI LIMITE DI DANNEGGIAMENTO PROGRESSIVO DEI PONTI: ASPETTI FENOMENOLOGICI, METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA DELLA SICUREZZA

G. MACCHI [1], E. F. RADOGNA [2], G. MAGENES [1], A.L. MATERAZZI [3]

[1] Università di Pavia
[2] Università di Roma "La Sapienza"
[3] Università di Perugia

SOMMARIO

Sulla base di indagini svolte da alcuni anni nell'ambito di un Programma di Ricerca finanziato dal M.U.R.S.T (Fondo 40%), si discute criticamente e si applica una metodologia di analisi della sicurezza alla fatica dei ponti, che opera in campo probabilistico. Il lavoro sottolinea l'importanza e l'utilità del monitoraggio dei ponti durante la loro vita di servizio e fornisce indicazioni operative sui requisiti del sistema di misura e sulla organizzazione generale delle campagne di acquisizione.

SUMMARY

On the ground of the research work which has been carried out for several years in the frame of a Research Programme partly supported by M.U.R.S.T., a methodology for the assessment of the fatigue safety of bridges is discussed and applied. The problem is dealt with following a probabilistic formulation. The paper emphasizes the importance and the usefulness of bridges monitoring during their service lifetime and yields information on the requirements of the measurement system and on the overall organization of field measurements.

1. CONSIDERAZIONI INTRODUTTIVE

Come è noto lo sviluppo delle infrastrutture autostradali e ferroviarie è caratterizzato, per quanto riguarda i ponti autostradali, dall'aumento percentuale dei veicoli pesanti e veloci, e per quelli ferroviari, dall'adozione di sistemi di trasporto ad alta velocità.
Durante la vita di esercizio di detti manufatti, realizzati in c.a. e c.a.p., i materiali costitutivi sono soggetti a processi di danneggiamento progressivo dovuti alla interazione chimico-fisica con l'ambiente, al danneggiamento meccanico prodotto dai carichi variabili ed alla interazione fra i fenomeni suddetti.
Il problema della durabilità delle opere esistenti è di grande rilevanza, sia economica che funzionale.
I criteri tradizionali impiegati nella progettazione delle costruzioni civili nei confronti degli stati limite indotti dai suddetti fenomeni di danneggiamento devono essere quindi adeguati, ciò che richiede appropriate

osservazioni delle opere esistenti ed adeguati modelli di previsione.
In alcuni lavori precedenti [1,2,3] sono stati esaminati gli aspetti salienti del problema di eccitazione dinamica, di danneggiamento e di previsione della vita residua. Il presente lavoro espone i risultati salienti della ricerca, descrive la procedura organica e fornisce indicazioni utili alla organizzazione di rilievi in situ.
Gli aspetti fenomenologici del problema sono la corrosione del calcestruzzo e dell'acciaio e la fatica, eventualmente assistita dalla corrosione. Per quanto riguarda la modellazione matematica dei fenomeni suddetti, il loro carattere aleatorio nel tempo e nello spazio richiede l'adozione della teoria dei processi stocastici, che fornisce il quadro di riferimento rigoroso del problema.
I metodi di analisi della risposta possono essere probabilistici o deterministici. I primi conducono alla valutazione della sicurezza al cosiddetto "Livello 2", che si traduce nel confronto tra una grandezza rappresentativa della probabilità di rottura, la distanza di sicurezza β, e un omogeneo valore β_0, assunto come ammissibile.
Ai fini dell'impiego pratico nella progettazione, i metodi basati su algoritmi deterministici, detti anche di "Livello 1", vengono accolti dalle Normative Tecniche.
La calibrazione dei modelli teorici richiede una sperimentazione al vero su opere esistenti, per quanto possibile simili a quelle previste per le future realizzazioni.
A tale scopo vengono fornite indicazioni concrete sulla organizzazione ed esecuzione delle suddette prove.
Vengono infine presentate due esemplificazioni di applicazione dei metodi di Livello 2, una relativa ad un ponte autostradale e l'altra ad uno ferroviario.
In relazione alla crescente importanza assunta dalle attività di sorveglianza dei ponti, svolte dalle Amministrazioni proprietarie, viene anche discussa la metodologia basata sull'impiego delle catene di Markov.

2. ASPETTI FENOMENOLOGICI DELLA RISPOSTA DINAMICA DEI PONTI AL TRANSITO DI VEICOLI

2.1 Rilevamenti sperimentali con eccitazione naturale od eccitazione artificiale

Le osservazioni sperimentali sui ponti esistenti possono essere condotte utilizzando, come forzanti, azioni artificiali, generate ad esempio con vibrodine, oppure azioni naturali, quali quelle del vento o quelle costituite dal normale traffico veicolare in condizioni di servizio.
Nel passato è stata in genere preferita la prima soluzione, in quanto essa facilita la identificazione delle proprietà dinamiche delle opere, per il fatto che la forzante è nota. In tempi recenti la introduzione di metodologie di analisi innovative, che sono in grado di fare a meno della conoscenza della forzante (per esempio la tecnica detta "Ibrahim time domain") ed i crescenti costi economici connessi con la temporanea messa fuori servizio delle opere per la installazione delle vibrodine e con la limitazione, parziale o totale, del traffico veicolare, ha reso interessante la applicazione della seconda procedura.
In ogni caso il comportamento dinamico dei ponti sottoposti a carichi mobili, dotati di massa e molleggiati, è argomento classico della dinamica [4].
La risposta strutturale è data dalla sovrapposizione di un effetto statico dei carichi e di un effetto dinamico, dovuto sia all'interazione dei veicoli transitanti con le irregolarità del piano stradale, sia alla risposta dinamica della struttura secondo i suoi modi naturali prevalenti. Le osservazioni sperimentali, eseguite su ponti esistenti, mostrano che lo spostamento massimo in tali condizioni è più grande di quello dovuto alla stessa azione considerata applicata staticamente (anche il 15-20% in più) e che la vibrazione residua debolmente smorzata, che permane dopo il transito del veicolo, ha un valore di picco che può arrivare anche al 15-20% di quello massimo statico.
La grandezza dell'incremento dinamico della risposta, così come quella della oscillazione libera residua, dipende principalmente, come è ben noto, dal rapporto tra la velocità del veicolo in movimento, v, e quella critica per la struttura in esame, v_K. A sua volta la velocità critica è quella necessaria per compiere una escursione completa di andata e ritorno sul ponte, avente luce l, nella durata del periodo fondamentale T_1:

$$v_k = \frac{2l}{T_1}$$

La fig. 1 mostra una registrazione, eseguita dagli scriventi, della storia temporale della tensione in un trefolo di una trave da ponte mentre un autocarro vi transita sopra. Essa è stata rilevata nell'ambito di una campagna di indagini sperimentali svolte su un ponte dell'Autostrada Firenze-Bologna (Viadotto Pecora Vecchia), di cui si è data comunicazione in precedenza [7]. Lo schema statico del ponte, avente luce di 14.60 m, è quello di trave appoggiata e la misurazione è stata eseguita in corrispondenza della sezione di mezzeria per mezzo di estensimetri elettrici a resistenza.

Dall'esame delle fig. 1 si nota che il passaggio di un solo veicolo comporta l'applicazione alla struttura di numerosi cicli di tensione, usualmente qualche decina, parte dei quali durante il transito veicolare e parte a ponte scarico, sotto forma di oscillazioni smorzate.

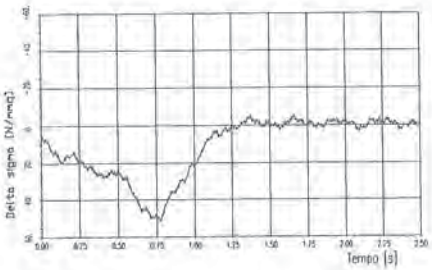


FIG. 1 - Storia temporale della tensione in un trefolo durante il transito di un autocarro isolato.

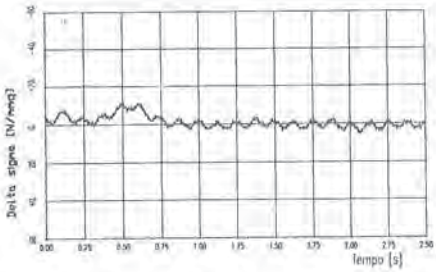


FIG. 2 - Storia temporale della tensione in una barra di acciaio della soletta durante il transito di un autocarro isolato.

Tale fenomeno è più rilevante nel caso degli elementi "secondari" dell'impalcato - quali solette e trasversi - di solito comparativamente più rigidi e quindi caratterizzati da periodi di vibrazione più brevi. A conferma di ciò la fig. 2 riporta l'andamento della tensione nelle barre d'armatura della soletta dello stesso ponte, in direzione trasversale al verso di percorrenza del carico mobile, e simultaneo alla registrazione di fig. 1.

Questa osservazione conferma che l'idea, peraltro diffusa nel passato e talvolta ancor oggi, di identificare il numero di cicli di tensione con il numero di passaggi dei veicoli può portare a previsioni falsamente ottimistiche sulla durata della vita di servizio.
Difatti mentre l'incremento delle deformazioni e quindi delle tensioni nei materiali indotte dalla natura dinamica del fenomeno è stato tradizionalmente tenuto in conto in modo corretto mediante l'adozione di opportuni coefficienti moltiplicatori della risposta statica, i cosiddetti coefficienti dinamici presenti in tutte le normative tecniche specifiche, la importanza della stima del numero di cicli associati al passaggio di ciascun veicolo è stata tradizionalmente sottovalutata.

2.2 Criteri di progetto del monitoraggio in servizio

Nello studio del comportamento in servizio delle strutture da ponte, il rilevamento sperimentale della risposta dinamica ai carichi di esercizio è orientato fondamentalmente all'acquisizione di tre tipi di informazioni.
Il primo è ricavabile elaborando automaticamente ed in tempo reale i segnali di risposta tramite appropriate tecniche tecniche di individuazione e conteggio dei cicli di tensione, con lo scopo di determinare i collettivi corrispondenti tensioni in punti significativi della struttura. I collettivi così ricavati possono essere utilizzati direttamente per valutazioni sulla vita residua della struttura ed inoltre possono servire per la calibrazione di modelli teorici idonei alla valutazione analitica della risposta.
Il secondo tipo di informazioni è orientato alla caratterizzazione dinamica della risposta strutturale, volta alla identificazione delle proprietà meccaniche dei materiali e quindi alla individuazione diretta degli eventuali fenomeni di danneggiamento, mediante confronto con la risposta prevista in sede di progetto o con quelle rilevata in osservazioni eseguite precedentemente.
Il terzo tipo di informazioni richiede esclusivamente la osservazione visiva periodica delle opere, con la attribuzione di un punteggio alla condizione di conservazione delle varie membrature, seguendo le indicazioni di schede appositamente predisposte.
Per quanto riguarda i primi due punti, la strumentazione di elezione per la esecuzione di questo tipo di osservazioni è costituita nel primo caso da estensimetri elettrici a resistenza per la valutazione delle deformazioni unitarie e di conseguenza, note le proprietà elastiche dei materiali, dello stato di tensione nei materiali.

Nel secondo caso, invece, è preferibile l'uso di accelerometri di adeguate prestazioni che consentono di determinare la storia degli spostamenti mediante efficienti procedure di integrazione numerica.
Affinché la procedura di acquisizione possa fornire risultati significativi è indispensabile che essa sia preventivamente inquadrata nell'ambito di un modello teorico di previsione. In considerazione del fatto che durante la loro vita di servizio i ponti sono sottoposti a sovraccarichi accidentali variabili nel tempo e nello spazio in modo casuale, l'appropriato modello di previsione corrispondente utilizza i metodi della teoria dei processi stocastici. Le metodologie da tempo messe a punto per la rilevazione di segnali stocastici costituiscono così un'utile guida per la individuazione dei requisiti del sistema di misura e per la esecuzione delle prove sperimentali: in particolare la frequenza minima di campionamento, la durata delle misure e la disposizione dei sensori [3].
Per quanto riguarda il terzo tipo di ispezioni, esse sono particolarmente idonee ad evidenziare quei fenomeni di degrado che risultano evidenti ad un esame visivo, quali corrosione, perdita di copriferro, macchie di umidità, ecc. Più problematica, se non impossibile, risulta invece la individuazione del danneggiamento per fatica, che si sviluppa in modo "silente" per gran parte della durata temporale del suo sviluppo e che, una volta giunto alla sua conclusione - la rottura del materiale - non sempre si manifesta con caratteristiche fenomenologiche inequivocabili, in particolare nel caso del conglomerato cementizio.

3. DANNEGGIAMENTO DEI MATERIALI E DELLE LORO INTERFACCE PER AZIONI MECCANICHE E TERMODINAMICHE E MODELLI CORRELATIVI

La durabilità di una data struttura , nel caso specifico di un ponte, è legata alla stabilità nel tempo, intesa in senso termodinamico, delle proprietà meccaniche dei materiali con i quali essa è stata realizzata. Tale stabilità può essere compromessa dalle azioni ambientali applicate alla struttura: essenzialmente azioni di tipo meccanico ed azioni di tipo chimico-fisico.

3.1 Fatica, corrosione, fatica assistita dalla corrosione

Come è noto, il fenomeno della fatica è dovuto al danneggiamento meccanico irreversibile dei materiali indotto da tensioni variabili ripetute un grande numero di volte, tipicamente molti milioni di volte.
Quando il danneggiamento meccanico agisce simultaneamente a quello chimico-fisico, si realizza una sfavorevole interazione fra i due fenomeni e si configura un nuovo regime di danneggiamento, detto di corrosione-fatica od anche di fatica assistita dalla corrosione, che presenta caratteristiche peculiari.
Le esperienze di laboratorio specifiche, condotte soprattutto nei settori della ingegneria meccanica e della ingegneria off-shore, mostrano che, in presenza di corrosione, le curve S-N dei materiali sono soggette a significative variazioni.
Nel caso degli acciai si assiste alla scomparsa del ramo orizzontale di durata illimitata ed anche alla variazione della pendenza del tratto obliquo, che diviene più ripido. Non risulta però ancora disponibile una correlazione teorica che leghi tali variazioni con il livello di aggressività chimica dell'ambiente. Nel caso del conglomerato cementizio le informazioni sperimentali disponibili sono, per ora, molto scarse.

3.2 Previsione del danneggiamento

La modellazione del danneggiamento può essere condotta seguendo due impostazioni alternative.
La prima rinuncia allo studio dell'evoluzione del fenomeno nel tempo e pertanto ha bisogno di due modelli di comportamento: uno che descrive il danneggiamento della resistenza del materiale quando esso è sottoposto ad una storia di tensioni variabili con legge sinusoidale di ampiezza costante (la cosiddetta curva di Wöhler o legge S-N) ed un secondo modello che descrive il fenomeno di accumulazione del danneggiamento reale in presenza di cicli di ampiezza variabile.
Nel caso delle costruzioni civili viene di norma applicato a tale scopo il criterio di Palmgren e Miner, che prevede la accumulazione lineare del danneggiamento.
La seconda, che trova fondamento teorico nei metodi della Meccanica della Frattura, segue nel tempo la evoluzione dei fenomeni e valuta il contributo deteriorante di ogni singolo ciclo di tensione, nella sua appropriata sequenza temporale.
A differenza della precedente, questa formulazione richiede la conoscenza di un solo modello di comportamento, rappresentato dai coefficienti della cosiddetta legge di Paris, che esprime la legge di accrescimento delle lesioni.

4. MODELLI PER LA PREVISIONE GLOBALE DELLA EVOLUZIONE DEL DEGRADO: CATENE DI MARKOV

Una previsione del danneggiamento esclusivamente basata sulla osservazione delle strutture esistenti, senza tener conto in alcun modo della evoluzione dei processi fisici responsabili del danneggiamento stesso, può essere effettuata utilizzando il metodo delle catene di Markov.
Come è noto un processo stocastico $X(t)$, con $t \in T$, si dice markoviano se, per ogni insieme n di punti di T,

$$t_1 < t_2 < \ldots\ldots < t_n,$$

la distribuzione di probabilità di $X(t_n)$, condizionata a fissati valori di $X(t_1)$, $X(t_2)$, ..., $X(t_{n-1})$, dipende solo dal valore di $X(t_{n-1})$, cioè

$$P\left(X(t_n) \le x_n / X(t_1) = x_1, \ldots, X(t_{n-1}) = x_{n-1}\right) = \\ = P\left(X(t_n) \le x_n / X(t_{n-1}) = x_{n-1}\right)$$

Se tale processo è discreto, esso si dice anche catena di Markov. Considerando una catena di Markov X_n (a parametro discreto) e rappresentando l'insieme (discreto) dei suoi stati con l'insieme dei numeri naturali N_0, se $X_n = k$, con $k \in N_0$, si dice che al tempo n il processo è nello stato k.
Se le probabilità condizionate p_{ij} di transizione dallo stato i a quello j dipendono soltanto dagli stati i e j e non dal tempo n, la catena di Markov si dice omogenea. Il processo è pertanto completamente descritto dalla matrice infinita delle probabilità di transizione **P** :

$$\mathbf{P} = \begin{pmatrix} p_{00} & p_{01} & \cdots & \cdots \\ p_{10} & p_{11} & \cdots & \cdots \\ \cdots & \cdots & p_{ij} & \cdots \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots \end{pmatrix}$$

Nel caso della previsione del comportamento dei ponti, condotta esclusivamente su base statistica, il degrado dell'opera viene modellato come catena di Markov omogenea D_n, caratterizzata da un numero di stati finito. A tale scopo vengono individuate preventivamente un numero finito di condizioni di danneggiamento (stati). Ad ogni istante k il vettore $\mathbf{p}^{(k)}$ raccoglie in una colonna le probabilità che l'opera considerata si trovi in uno dei vari stati di degrado. All'istante iniziale tale vettore vale $\mathbf{p}^{(0)}$ ed è composto da tutti zeri e da un solo 1, quello corrispondente alla condizione di conservazione iniziale.
All'aumentare della durata della vita di servizio ed in assenza di interventi di riparazione la condizione di integrità dell'opera peggiora e pertanto sussiste la possibilità che si verifichi la transizione da un certo stato, ad esempio i, ad un altro stato j.
Il vettore di stato $\mathbf{p}^{(k)}$, può essere valutato semplicemente come prodotto del vettore di stato iniziale $\mathbf{p}^{(0)}$ per la potenza k-esima della matrice di transizione **P** :

$$\mathbf{p}^{(k)} = \mathbf{p}^{(0)} * \mathbf{P} * \mathbf{P} * \ldots * \mathbf{P} = \mathbf{p}^{(0)} * \mathbf{P}^k$$

Pertanto il problema principale, nella applicazione di questa metodologia allo studio del danneggiamento dei ponti, è quello di valutare gli elementi della matrice delle probabilità di transizione.
Nelle applicazioni esistenti [5] tale matrice viene valutata sulla base delle frequenze relative di transizione dedotte dalla osservazione sistematica di un campione adeguatamente ampio di opere esistenti, tale da essere rappresentativo della intera popolazione.

5. COMMENTI AD ALCUNI ESEMPI DI PREVISIONE DEL DANNEGGIAMENTO

5.1 Il caso di un ponte ferroviario

Consideriamo una struttura da ponte, costituita da una trave a cassone semplicemente appoggiata. Si ipotizza che la trave sostenga una via di corsa di una linea ferroviaria. Le dimensioni della sezione (fig. 3) riprendono soluzioni correntemente adottate per linee quali la direttissima Roma-Firenze.
La luce fra gli appoggi è assunta pari a 23.10 m.
La travata è stata inizialmente progettata adottando una soluzione interamente precompressa sotto i carichi di progetto prescritti dalla normativa italiana, tale da ottenere la decompressione nella sezione di mezzeria in corrispondenza del massimo carico di progetto per un ponte di classe A. Si è ipotizzato l'uso di trefoli da 0.6" scorrevoli in guaina e successivamente iniettati.

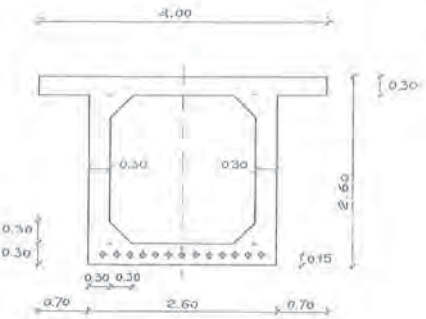


FIG. 3 - Sezione trasversale dell'impalcato.

Successivamente si sono adottate soluzioni con diverso grado di precompressione, includendo una soluzione in semplice cemento armato, allo scopo di studiare la variazione del grado di sicurezza a fatica di trefoli e barre di acciaio lento nella sezione di mezzeria al variare del grado di precompressione. Tutte le soluzioni sono state dimensionate in modo da mantenere un coefficiente di sicurezza a rottura pressoché costante. L'indice di precompressione, definito come:

$$\lambda = \frac{A_p f_{pk}}{A_p f_{pk} + A_s f_{sk}} \cong \frac{M_{pu}}{M_{pu} + M_{su}}$$

in cui A_p e' l'area totale dei trefoli, A_s e' l'area totale delle barre di armatura ordinaria e f_{pk} e f_{sk} sono le resistenze caratteristiche rispettivamente dell'acciaio presollecitato e dell'acciaio ordinario, è stato fatto variare secondo la tabella I.

Soluzione	λ	α	M_{dec}
1	1.000	1.000	Mp + Mq
2	0.756	0.762	Mp+ 0.55Mq
3	0.453	0.460	Mp
4	0.000	0.000	0

TAB. I - Soluzioni progettuali considerate.

La soluzione 1 è quella interamente precompressa, la 2 e la 3 sono soluzioni a precompressione parziale, la 4 è una soluzione in cemento armato semplice. Nella soluzione 2 la decompressione è raggiunta in corrispondenza di un sovraccarico pari a 0.55 q, ove q è il sovraccarico di progetto (comprensivo del coefficiente di amplificazione dinamica), mentre nella soluzione 3 lo stato di decompressione è realizzato sotto i soli carichi permanenti.
Se si indica con M_{dec} il momento di decompressione nella sezione di mezzeria, e con $M_{tot} = M_p + M_q$ il momento in mezzeria dovuto ai carichi totali di progetto (permanenti e accidentali), il rapporto:

$$\alpha = \frac{M_{dec}}{M_{tot}}$$

risulta essere sostanzialmente pari all'indice λ precedentemente definito.

5.1.1 Analisi della sicurezza a fatica

L'analisi della sicurezza a fatica, che in questo esempio è limitata alle sole armature e non coinvolge il calcestruzzo, ha necessitato la formulazione di ipotesi sulla storia di carico. A questo proposito la struttura viene modellata come sottoposta a carichi simili a quelli definiti per la verifica statica, ma con intensità variabile [2, 8]. L'intensità è modellata come una variabile aleatoria di caratteristiche opportune. Una possibile alternativa a questo approccio è quella di definire uno spettro di veicoli opportuno, sulla base di rilevazioni sperimentali del traffico ferroviario. Nell'approccio qui seguito, sulla scorta di indicazioni sperimentali derivate da [8], si è modellato un traffico di severa intensità, assumendo che il momento flettente dovuto ai carichi mobili alla mezzeria del ponte in esame sia distribuito secondo una distribuzione di tipo Beta con parametri q = 4 ed r = 1, con valore massimo pari a $M_{max} = 0.7\ M_q$, ove M_q è il momento flettente generato dal veicolo di progetto della normativa italiana.
La distribuzione corrispondente è rappresentata in fig. 4 ed ha condotto alla valutazione del collettivo delle sollecitazioni di fig. 5. Questo è stato poi discretizzato, ai fini del calcolo, risolvendo per ogni valore di momento un problema di pressione eccentrica. Ricavati i collettivi delle tensioni e' stato possibile calcolare i corrispondenti valori dei $\Delta\sigma$. I valori così ricavati sono stati assunti come valori medi di variabili aleatorie con distribuzione gaussiana.
Per quanto riguarda i coefficienti di variazione corrispondenti si sono adottati due valori, pari 0.45 e 0.20 rispettivamente.

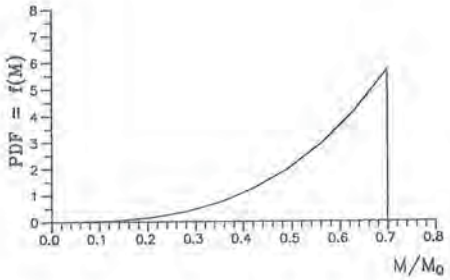


FIG. 4 - Distribuzione di probabilità del momento flettente M in mezzeria dovuto ai carichi mobili.

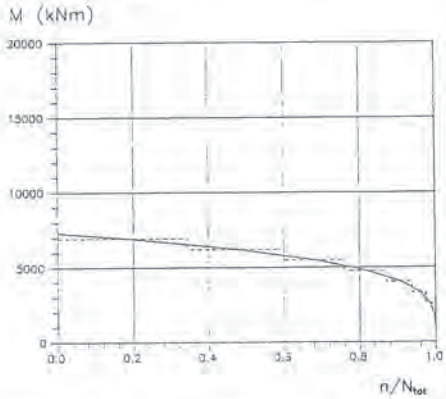


FIG. 5 - Curva cumulativa (collettivo) del momento flettente M in mezzeria dovuto ai carichi mobili.

Le curve medie $\Delta\sigma$-N per gli acciai, e le relative dispersioni statistiche sono state ricavate dalle indicazioni riportate nello state-of-art compilato a cura del General Task Group 15 del C.E.B. [9].
Per le barre da c.a. ad aderenza migliorata si è adottata la curva relativa ai diametri superiori a 16 mm poichè si è ipotizzato l'uso di barre 26 mm.
Per i trefoli si è adottata la curva che tiene conto del fenomeno della corrosione da "fretting" nel caso delle soluzioni in precompressione parziale, e la curva "normale" nel caso della soluzione integralmente precompressa .
La vita di progetto media in termini di numero di cicli è stata calcolata per un periodo di 50 anni ipotizzando un numero medio di cicli pari a 1.387×10^7. Le eventuali fluttuazioni del traffico ferroviario sono state tenute in conto considerando Nd distribuita in modo gaussiano con un coefficiente di variazione $V_N = 0.10$. In questa applicazione si è rilevata comunque una bassa sensibilità dell'indice di sicurezza alle variazioni del valore di V_N.
La sicurezza a fatica per trefoli e barre è stata valutata tramite un metodo standard di Livello 2. I risultati ottenuti per le diverse soluzioni progettuali sono presentati in tabella II.

Soluzioni	V = 0.45		V=0.20	
	arm. lenta	trefoli	arm. lenta	trefoli
1	------	11.933	------	6.393
2	5.872	4.851	8.266	7.152
3	2.777	1.844	4.496	3.105
4	4.116	------	6.090	------

TAB. II - Indici di sicurezza β per le diverse soluzioni progettuali considerate.

A titolo di riferimento, un valore di β corrispondente ad un livello accettabile di sicurezza per una vita di 50 anni è $\beta = 3.8$ [9] (corrispondente ad una probabilità di rottura $p_f = 7 \times 10^{-5}$).
La soluzione 1, interamente precompressa, presenta, come atteso, un grado di sicurezza molto elevato. La soluzione 4, in c.a. ordinario, appare adeguata, così come la soluzione 2 con grado di precompressione parziale più elevato.
La soluzione 3 presenta un livello di sicurezza marcatamente inferiore alle altre, particolarmente per quanto riguarda i trefoli. Questo risultato mostra come, per valori di precompressione troppo bassi, la fatica dell'acciaio possa costituire un problema concreto, specialmente per i cavi di precompressione particolarmente sensibili al fretting generato dalla apertura e chiusura delle fessure sotto i carichi variabili. Si ritiene opportuno far notare come la soluzione 3, raggiungendo la decompressione sotto i soli carichi permanenti, sia considerata inadeguata nell'ambito della normativa italiana, che richiede che in strutture parzialmente precompresse la sezione risulti

totalmente compressa per la combinazione di azioni quasi permanente, e, comunque, per il carico permanente più il 10% dei carichi variabili. Tuttavia anche il rispetto di queste limitazioni può non essere sufficiente a garantire la sicurezza nei confronti della fatica, che va verificata con cautela quando si usino gradi di precompressione moderati.

5.2 Il caso di un ponte autostradale

Il ponte autostradale considerato è costituito da un cassone unicellulare di c.a.p. avente luce di 38 m e schema statico a trave appoggiata. La sezione trasversale dell'impalcato è presentata in fig. 6. Esso può essere considerato rappresentativo di una tipologia ricorrente nell'ambito dei ponti autostradali a cassone in Italia.

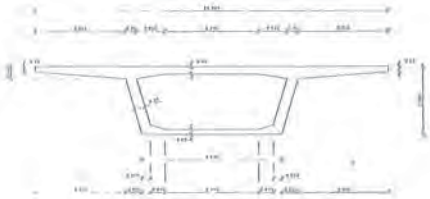


FIG. 6 - Sezione trasversale in mezzeria.

5.2.1 Modello dei carichi accidentali

I sovraccarichi accidentali dovuti al traffico veicolare sono stati schematizzati come processo gaussiano stazionario di durata equivalente.
Per quanto riguarda i dati di ingresso sono stati considerati i seguenti valori:

a) Potenza spettrale complessiva del processo di carico

Lo scarto standard della pressione verticale dovuta al traffico è σ = 1.09 KN/m^2. Tale valore è stato determinato, in mancanza di dati sperimentali più precisi, con il seguente criterio: il momento massimo in mezzeria della travata conseguente all'applicazione di tale pressione aleatoria è pari alla metà di quello prodotto dal sovraccarico accidentale di regolamento nell'ipotesi di correlazione spaziale completa.

b) Durata equivalente del processo di carico

E' stato assunto il valore T = 21.6 x 10^7 s, con l'intento di riprodurre una durata di applicazione del carico pari a 50 anni.

c) Ripartizione spettrale della potenza totale

E' stata considerata una funzione di ripartizione rettangolare avente ordinata costante tra 0 e 30 Hz e valore nullo al di fuori di tale intervallo.

d) Funzione di correlazione spaziale

Considerati due punti I e J della struttura la densità di potenza incrociata $S_{ij}(\omega)$ è espressa come:

$$S_{ij}(\omega) = \sqrt{S_{ii}(\omega) S_{jj}(\omega) Coh_{ij}(\omega)}$$

La funzione di coerenza $Coh_{ij}(\ )$ è stata esplicitata come:

$$\sqrt{Coh_{ij}(\omega)} = \exp\left(-\sqrt{C_x (x_i - x_j)^2 + C_y (y_i - y_j)^2}\right)$$

in cui C_x e C_y sono coefficienti adimensionali posti pari a: Cx = 0.120 e Cy = 0.030.

5.2.2 Analisi della risposta stocastica ai carichi accidentali

L'impalcato è stato preliminarmente discretizzato applicando la tecnica degli elementi finiti e tenendo conto della condizione di simmetria rispetto al piano verticale ortogonale alla linea d'asse e passante per la sezione di mezzeria.
Sono stati impiegati elementi finiti bidimensionali di piastra/lastra sottile, operando in campo lineare.
Operando su questo modello è stata eseguita un'analisi dinamica preliminare volta alla determinazione dei primi 6 modi di vibrazione.
Ai fini delle analisi è stata considerata la porzione di ponte compresa tra gli appoggi ed il piano di simmetria ortogonale all'asse in corrispondenza della mezzeria della luce.
Sul piano di simmetria sono state assegnate appropriate condizioni di vincolo che hanno consentito la corretta determinazione del comportamento strutturale per

quanto riguarda i modi di vibrazione simmetrici rispetto a tale piano.
I modi antisimmetrici sono stati trascurati in considerazione del fatto che l'analisi e' stata indirizzata alla valutazione della sicurezza alla fatica nella sezione di mezzeria del ponte.
L'analisi della risposta stocastica è stata condotta nel dominio delle frequenze.
E' stata così determinata la densità di potenza spettrale del momento flettente nella sezione di mezzeria, adottando per lo smorzamento strutturale il valore ξ = 0.02, espresso come frazione dello smorzamento critico. Sulla base di tale densità spettrale è stato stimato il collettivo del momento flettente con riferimento alla durata equivalente considerata, applicando il procedimento approssimato nel dominio delle frequenze. Il numero complessivo di cicli della risposta è 2.9038 x 10^9 cicli ed il valore massimo del momento è M_{max} = 7163.7 KNm.

5.2.3 Analisi della sicurezza alla fatica

Prima di procedere alle analisi di sicurezza sono stati determinati i collettivi delle tensioni nei materiali prodotti dal collettivo del momento flettente.
Per quanto riguarda il grado di precompressione dell'impalcato sono stati considerati due casi:

a) precompressione totale;

b) Precompressione parziale caratterizata dal valore 0.75 dell'indice di precompressione λ.

Per quanto riguarda i valori delle resistenze caratteristiche sono stati assunti i valori: f_{pk} = 1800 N/m^2 ed f_{sk} = 380 N/m^2.
Il valore del momento resistente complessivo della sezione è uguale nei due casi.

Nel caso a) il collettivo delle tensioni nell'acciaio da precompresso è stato determinato molto semplicemente in conseguenza del fatto che la sezione è interamente reagente, pervenendo al diagramma di fig. 7.
In questo caso il calcolo ha fornito due collettivi delle tensioni, il primo relativo all'acciaio presollecitato (fig. 8) ed il secondo relativo all'acciaio ordinario (fig. 9).
Al termine di questo lavoro preparatorio sono state eseguite le analisi di sicurezza operando a Livello 2, fissando l'attenzione sulla sicurezza alla rottura dell'acciaio da precompresso e su quella dell'acciaio ordinario.

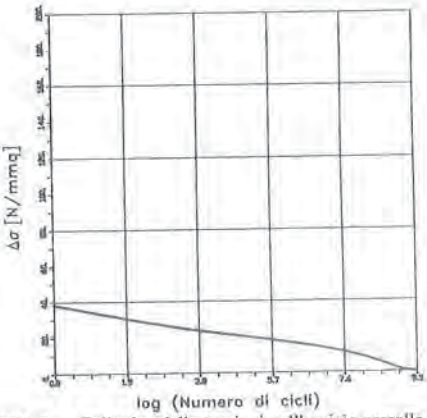


FIG. 7 - Collettivo delle tensioni nell'acciaio presollecitato (λ = 1).

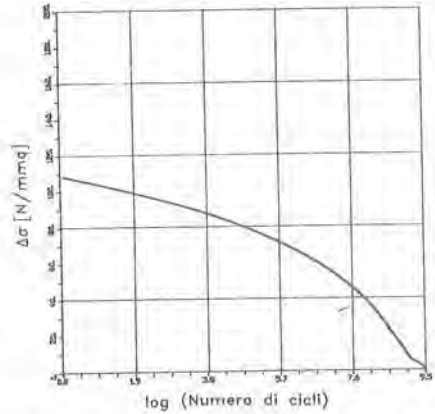


FIG. 8 - Collettivo delle tensioni nell'acciaio presollecitato (λ = 0.75).

Per quanto riguarda le leggi S-N dei materiali sono state utilizzate le curve proposte dal CEB [9] relativamente a barre di diametro superiore a 16 mm.
Sono state considerate le seguenti variabili aleatorie:

1) Valore limite della somma di Palmgren-Miner, D
V.a. log-normale avente valore medio E[D] = 0.8, come suggerito da Augusti [6], e coefficiente di variazione 0.1.

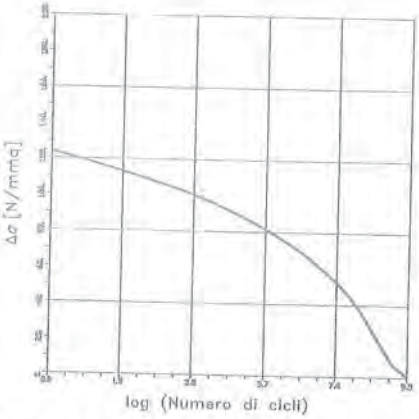


FIG. 9 - Collettivo delle tensioni nell'acciaio ordinario ($\lambda = 0.75$).

2) Intensità del collettivo delle tensioni
V.a. log-normale avente valore medio pari a quello proveniente dall'analisi della risposta aleatoria e coefficiente di variazione 0.15.

3) Durata a rottura N sulla legge S-N
V.a. log-normale avente valor medio dedotto dalle curve CEB e coefficiente di variazione pari a 2.285 per le barre ordinarie e 0.782 per i trefoli .

In conseguenza del fatto che le leggi S-N impiegate non presentano rami asintotici di durata illimitata, è stato possibile utilizzare il procedimento di analisi a Livello 2 di tipo standard. Le analisi di sicurezza hanno fornito i risultati raccolti in Tab. III.

Indice di precompressione	Acciaio presollecitato	Acciaio ordinario
1	$\beta = 12.625$	----
0.75	$\beta = 3.556$	$\beta = 6.493$

TAB. III - Ponte autostradale: risultati delle analisi di sicurezza alla fatica

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

E' stata illustrata una procedura per il controllo delle strutture da ponte in parte sperimentale ed in parte analitica, che risulta utilmente impiegabile, non solo nelle operazioni di sorveglianza, prevenzione e manutenzione delle opere esistenti, ma anche nel perfezionamento dei metodi di progetto per le nuove costruzioni.

BIBLIOGRAFIA

[1] MACCHI G.; RADOGNA E.F.; MATERAZZI A.L.: Synergetic effects of environment actions and fatigue, IABSE Symposium 'Durability of structures', Lisbon, sept. 6-8, 1989.

[2] MAGENES G.; MATERAZZI A.L.: Indagini numeriche sulla valutazione della sicurezza a fatica di ponti autostradali e ferroviari con metodi di "Livello 2", Giornale del Genio Civile, n. 10-11-12, 1989.

[3] MACCHI G.; RADOGNA E.F.; MAGENES G.; MATERAZZI A.L.: La determinazione sperimentale del collettivo delle tensioni: considerazioni generali ed esempio di applicazione al caso di un ponte autostradale, Giornale del Genio Civile, n. 10-11-12, 1989.

[4] KRALL G.: Meccanica tecnica delle vibrazioni, Parte II, Eredi Virgilio Veschi, Roma, 1970.

[5] JIANG Y.; SAITO M.; SINHA, C.: Bridge performance prediction model using the Markov chain, Transp. Res. Record 1180, TRB, Nat. Research Council, Washington, D.C., 1988.

[6] AUGUSTI, G., BARATTA, A. CASCIATI, F.: Probabilistic methods in structural engineering, Chapman and Hall, London, 1984.

[7] MACCHI, G., RADOGNA, E.F., MAGENES, G., MATERAZZI, A.L.: Analisi probabilistica della sicurezza a fatica dei ponti, Giornale del Genio Civile, n.ro 4,5,6, Aprile, Maggio, Giugno 1989.

[8] TENG, Z.B., ZHO, Y.K.: Fatigue reliability level of railway bridges in China, IABSE Symposium on Safety and Quality Assurance of Civil Engineering Structures, IABSE Reports, Vol. 51, 1986.

[9] CEB, "Fatigue of concrete structures - State of the art report", Bull. d'inf. n. 188, C.E.B., Juin 1988.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori esprimono un grato riconoscimento alla Società Autostrade, che ha consentito l'effettuazione del programma sperimentale.

MODELLAZIONE E CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI DI STRUTTURE TRIDIMENSIONALI PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO IN SOTTERRANEO

Pasquale MALANGONE - Giuseppe TEODOSIO
Istituto di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

Sandro MAZZOLANI
Istituto di Tecnica delle Costruzioni -
Università degli Studi di Napoli "Federico II"

MODELLAZIONE E CALCOLO AGLI ELEMENTI FINITI DI STRUTTURE TRIDIMENSIONALI PER LA MOBILITA' ED IL TRASPORTO IN SOTTERRANEO

P. MALANGONE*, S. MAZZOLANI**, G. TEODOSIO*
* Istituto di Ingegneria Civile, Facoltà di Ingegneria, Università di Salerno.
** Istituto di Tecnica delle Costruzioni,Facoltà di Ingegneria, Università Federico II, Napoli.

SOMMARIO
In questo lavoro si affronta lo studio di una tipologia strutturale specifica, impiegabile per la realizzazione di attraversamenti in sotterraneo costruiti a cielo libero. Si tratta di una struttura scatolare pluriconnessa il cui esame richiede la valutazione degli effetti terreno-struttura. Il terreno di fondazione viene schematizzato con le ipotesi di Winkler, di Wieghardt, e di Boussinesq. La sovrastruttura viene modellata, in sede di analisi tridimensionale, con elementi finiti triangolari piani, isoparametrici, a nove nodi, tipo shell. Il lavoro richiama brevemente gli aspetti essenziali delle modellazioni assunte per il suolo e degli elementi finiti utilizzati per la sovrastruttura. Viene quindi effettuata l'analisi statica dei diversi modelli impiegati, alcuni dei quali vengono caratterizzati anche in campo dinamico. I risultati ottenuti, confrontati in termini deformativi e tensionali, evidenziano significativi limiti di applicabilità in alcuni casi.

SUMMARY
This paper deals with the analysis of a specific underground highway structure. This is a multiconneced box-type structure interacting with soil medium. To simulate the soil behaviour, Winkler's, Wieghardt's and Boussinesq's classical hypotheses are assumed. In the numerical analysis of the three dimensional model a plane isoparametric nine-node shell element is used. The paper shortly explains the principal aspects of the soil models and of the finite elements here used. Some numerical examples on different schemes are then developed, and some dynamic analyses are also carried out. The results performed in terms of vertical displacements and foundation bending moments are then compared, and final considerations on the validity of some schemes are presented.

1. INTRODUZIONE

Come è noto, le opere per la mobilità ed il trasporto in sotterraneo realizzate a cielo libero presentano tuttora significativi vantaggi rispetto alle corrispondenti realizzazioni a foro cieco, specie quando l'interferenza esecutiva con le attività in superficie può essere opportunamente contenuta. Analoghi vantaggi si registrano anche per le opere infrastrutturali di attraversamento in alveo (underwater crossings) che, rispetto a passanti sottomarini a foro cieco, presentano rapidità e flessibilità di esecuzione, evitano l'impatto di grandi cantieri in sito e consentono l'impiego di maestranze e mezzi d'opera tipici della prefabbricazione strutturale. La realizzazione di dette opere può avvenire attraverso l'esecuzione o l'assemblaggio di moduli indipendenti, con rilevanti guadagni sui tempi di esecuzione e sui capitali investiti. Il rinterro dello scavo, il completa-

mento del piano viabile e l'allestimento degli impianti tecnologici (segnaletica, sicurezza, ventilazione) possono peraltro avere inizio anche prima che sia completata la realizzazione delle strutture, con rilevanti vantaggi di tempo e di costo.
Sotto l'aspetto strutturale, lo studio del comportamento dei singoli moduli richiede naturalmente la valutazione degli effetti di interazione suolo-struttura (ed anche, per gli attraversamenti subacquei, fluido-struttura).
Un' analisi completa del problema deve pertanto prendere in conto anche l'influenza della modellazione struttura-fondazione, e quindi delle schematizzazioni adottate per il suolo e per le azioni d'interfaccia.
In questo lavoro, con riferimento ad una tipologia specifica impiegabile per la realizzazione di attraversamenti stradali, vengono descritti ed applicati alcuni procedimenti agli elementi finiti per differenti schematizzazioni del terreno fondale.
In particolare, nella modellazione tridimensionale della struttura viene impiegato un elemento finito piano triangolare, isoparametrico, a nove nodi, tipo shell. Il terreno di fondazione è poi schematizzato con modelli a comportamento elastico-lineare, secondo un'ipotesi in genere accettabile quando i carichi trasmessi corrispondono ai valori di normale esercizio.
In particolare vengono impiegati i ben noti modelli di Winkler (serie di molle indipendenti), di Wieghardt (serie di molle collegate da una membrana tesa), di Boussinesq (semispazio omogeneo ed isotropo), trascurando invece le azioni orizzontali d'interfaccia terreno-struttura, che assumono in genere influenza ridotta sul regime deformativo e tensionale del manufatto.
L'analisi è condotta per una struttura scatolare con sezione rettangolare a quattro fori, soggetta al peso proprio, alle azioni del terreno ed ai sovraccarichi fissi ed accidentali sul piano stradale.
Lo studio riguarda sia alcuni modelli piani che uno specifico modello tridimensionale, volendosi in tal modo valutare anche l'influenza assunta, sotto determinate ipotesi, dalla terza dimensione strutturale.

2. MODELLAZIONE DEL TERRENO

Si descrivono sinteticamente le ipotesi fondamentali relative ai tre modelli di suolo prima richiamati.

2.1 Modello di Winkler

In questa schematizzazione si assume che il suolo reagisca come una serie di molle indipendenti, senza alcuna interazione fra i punti adiacenti della fondazione. Pertanto gli spostamenti verticali w si verificano in corrispondenza solo della superficie caricata, e le pressioni P di contatto risultano essere proporzionali a detti spostamenti:

$$P = K_w w$$

dove K_w è la costante di sottofondo del mezzo.
L'introduzione di tale costante corrisponde ad una idealizzazione abbastanza spinta del comportamento del suolo; tuttavia il modello di Winkler fornisce una utile ed attendibile approssimazione per la stima dell'interazione terreno-struttura nel caso di fondazioni flessibili, su suolo sia granulare che coesivo, soggette a carichi nella loro parte centrale.
Come è noto, per un suolo omogeneo la costante di sottofondo dipende principalmente dai seguenti fattori:
-dimensioni e forma dell'area caricata (per uno stesso carico, una fondazione estesa cede più di una fondazione piccola);
-carichi agenti nelle vicinanze;
-intensità del carico;
-tasso di incremento e durata del carico (per suoli coesivi la deformazione cresce con il tempo, mentre le pressioni applicate rimangono costanti, per cui la costante di sottofondo K_w decresce);
-cicli di carico (la deformazione cresce all'aumentare dei cicli, per cui K_w decresce);
-contenuto d'acqua nel suolo (K_w per un suolo saturo vale circa la metà di quanto varrebbe per lo stesso suolo asciutto).
Questi fattori possono essere opportunamente considerati nella definizione di K_w, e le varie espressioni riportate in letteratura ne tengono conto in qualche misura.
Uno studio molto accurato sui valori della costante di sottofondo è stato svolto da Terzaghi [12], che ha fornito per K_w alcune espressioni empiriche a partire dal valore K_p della costante di sottofondo relativo ad una piastra quadrata di dimensioni $(b \times b)$:

- piastra quadrata di lato B

$$K_w = K_p \frac{b}{B}$$

-fondazione nastriforme di larghezza B, rispettivamente per materiali argillosi e sabbiosi

$$K_w = \frac{K_p b}{1.5B}$$

$$K_w = K_p\left(\frac{B+b}{2B}\right)^2$$

- piastra rettangolare b x nb

$$K_w = K_p\frac{n+0.5}{1.5n}$$

Alcuni valori indicativi per K_p sono mostrati in Tav. I per differenti tipi di suolo.

TAVOLA I
Valori di K_p (kN/cm^3) per differenti tipi di suolo

K_p	Sabbia		
	sciolta	mediamente addensata	molto addensata
asciutta	0.013	0.041	0.16
satura	0.008	0.025	0.096
	Argilla Compatta		
resistenza a comp.ne	0.01 - 0.02	0.02 - 0.04	>0.040
K_p	0.024	0.048	>0.096

Va infine osservato che molti autori hanno avanzato ipotesi di corrispondenza tra K_w e le caratteristiche meccaniche descriventi il semispazio elastico, le quali però risultano valide per campi di variazione molto limitati delle dimensioni della piastra e dei carichi.

2.2 Modello di Wieghardt

Il comportamento discontinuo del modello di Winkler nel passaggio tra superficie caricata e superficie scarica può essere eliminato raccordando le molle con una membrana elastica, secondo quanto proposto da Wieghardt [3]. In questo nuovo modello l'abbassamento w è legato alla tensione sul terreno P mediante una relazione del tipo :

$$P = K_w - \frac{1}{2c\gamma}\nabla^2 w$$

in cui c e γ sono parametri dipendenti dalle caratteristiche del suolo e soddisfacenti la seguente relazione:

$$K_w = \frac{\gamma}{2c}$$

In questo modo la membrana di collegamento tra le molle è soggetta ad uno stato tensionale costante dato da:

$$H = \frac{1}{2c\gamma} = \frac{K_w}{\gamma^2}.$$

2.3 Modello al continuo

Per il modello di suolo al continuo, i parametri caratteristici E_t e ν_t possono essere valutati con diretto riferimento alle ipotesi di Boussinesq per un semispazio elastico, ipotesi che qui si richiamano.
Lo spostamento verticale W_{ni} di un generico punto n di un semispazio elastico ed omogeneo, dovuto ad un carico puntuale F agente nel punto i, è dato dall'equazione di Boussinesq:

$$W_{ni} = \frac{F(1-\nu_t^2)}{\pi E_t\, r_n} \qquad (1)$$

dove ν_t e E_t sono il coefficiente di Poisson ed il modulo elastico del suolo, e r_n è la distanza tra i punti i ed n.
L'abbassamento di un qualsiasi punto di coordinate (x,y) per effetto del carico $P(\xi,\eta)$ agente su di una superficie A può essere ottenuto integrando la (1):

$$w(x,y) = \frac{1-\nu_t^2}{\pi E_t}\int_A \frac{P(\xi,\eta)d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}}dA$$

dove $w(x,y)$ è lo spostamento verticale del punto considerato.
Nel presente lavoro il suolo al continuo è stato modellato con elementi finiti bidimensionali in stato piano di deformazione, a mezzo dei quali si è discretizzato un dominio di dimensioni opportune. Tali dimensioni sono state determinate utilizzando i risultati di una indagine numerica preliminare, con il criterio di limitare la sovrappressione indotta dai carichi sul contorno del dominio stesso a valori convenientemente più piccoli della pressione di contatto fondazione-terreno.
Le tavole II e III riportano alcuni valori indicativi del modulo elastico E_t e del coefficiente di Poisson ν_t per differenti tipi di suolo, allo scopo di fornire semplici indicazioni sul campo di variabilità di tali parametri.

TAVOLA II
Modulo elastico per differenti tipi di suolo

Materiale	E_t (kN/cm²)
argilla molto molle	0.035 - 0.210
argilla molle	0.175 - 0.420
argilla media	0.420 - 0.840
argilla compatta	0.700 - 1.750
limo argilloso	2.800 - 4.200
limo sabbioso	0.700 - 2.100
sabbia sciolta	1.050 - 2.450
sabbia med.te addensata	4.900 - 8.400
sabbia molto addensata	9.800 - 19.60

TAVOLA III
Coefficiente di Poisson per differenti tipi di suolo

Materiale	ν_t
argilla satura	0.4 - 0.5
argilla non satura	0.1 - 0.3
limo argilloso	0.2 - 0.3
limo	0.3 - 0.35
sabbia densa	0.2 - 0.4
roccia	0.1 - 0.4

3. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura interagente con il terreno viene modellata negli schemi piani ed in quello spaziale rispettivamente con elementi finiti tipo beam e tipo shell, soggetti questi ultimi a sollecitazioni sia flessionali che membranali.
La definizione del modello viene condotta in particolare con riguardo alle caratteristiche operative del codice ADINA [13], mirando ad ottenere uno schema di calcolo che riproduca al meglio la struttura reale senza presentare particolari complicazioni teoriche o complessità numeriche. A tal fine il terreno è stato di volta in volta schematizzato con elementi specifici (molle, molle e membrana, elementi finiti 2-D) evitando tuttavia di combinare le caratteristiche proprie di un "elemento suolo" con quelle di un "elemento struttura". Si descrivono ora brevemente le leggi caratteristiche dell'elemento shell adottato nella modellazione tridimensionale del manufatto. Si tratta di un elemento triangolare piano avente sei gradi di libertà per nodo, la cui matrice di rigidezza è ottenuta sovrapponendo la risposta di tipo flessionale a quella di tipo membranale.

3.1 Stato tensionale piano

Le equazioni fondamentali della formulazione classica di un elemento *plane-stress* sono le seguenti:

$$\mathbf{u}(x,y) = \left[u(x,y)\ v(x,y)\right]^T = \mathbf{N}\,\mathbf{a}$$

campo di spostamenti

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x,y) = \left[\varepsilon_x\,\varepsilon_y\,\varepsilon_{xy}\right]^T = \mathbf{L}\,\mathbf{N}\,\mathbf{a} = \mathbf{B}\,\mathbf{a}$$

campo di deformazioni

$$\boldsymbol{\sigma}(x,y) = \left[\sigma_x\ \sigma_y\ \tau_{xy}\right]^T = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0) + \boldsymbol{\sigma}_0$$

relazioni tensioni-deformazioni

con l'usuale significato dei simboli impiegati [1]. Sull'elemento possono agire carichi gravitazionali, carichi distribuiti lungo linee, carichi nodali e carichi termici.

3.2 Comportamento flessionale

La formulazione dell'elemento *plate* è stata svolta nell'ipotesi di Mindlin-Reissner. Le equazioni fondamentali sono le seguenti:

$$\mathbf{u}(x,y) = \left[w\ \theta_x\ \theta_y\right]^T =$$

$$= \left[w\ \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \phi_x\right)\ \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \phi_y\right)\right]^T = \mathbf{N}\,\mathbf{a}$$

campo di spostamenti

$$\boldsymbol{\varepsilon}(x,y) = \left[\chi_x\ \chi_y\ \chi_{xy}\ \phi_x\ \phi_y\right]^T = \mathbf{L}\,\mathbf{N}\,\mathbf{a} = \mathbf{B}\,\mathbf{a}$$

campo di deformazioni generalizzate

$$\boldsymbol{\sigma}(x,y) = \left[m_x\ m_y\ m_{xy}\ t_x\ t_y\right]^T = \mathbf{D}(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}_0) + \boldsymbol{\sigma}_0$$

relazioni tensioni-deformazioni

In questo caso sull'elemento possono agire carichi sia concentrati che distribuiti.
Con riferimento alle matrici di rigidezza dei singoli elementi triangolari che compongono la struttura (pia-

na ovvero tridimensionale) nonchè gli elementi (molle isolate, molle collegate, elementi 2D) con cui è stato di volta in volta schematizzato il terreno, si procede all'assemblaggio della matrice di rigidezza dell'intera struttura attraverso il metodo classico di somma, in ciascun nodo, dei contributi alla rigidezza offerta dai singoli elementi concorrenti.
I valori delle tensioni e degli spostamenti vengono valutati nei punti nodali del modello, nonchè in punti intermedi lungo i lati dei singoli elementi triangolari e nel baricentro geometrico di questi. L'analisi dinamica procede inoltre attraverso la caratterizzazione della matrice dinamica del sistema e la ricerca dei relativi primi sei autovalori (frequenze naturali) e dei corrispondenti modi di vibrare.

4. RISULTATI CONSEGUITI

La sezione trasversale della struttura è riportata in fig.1 e si riferisce, come già detto, ad un manufatto utilizzabile per attraversamenti viari realizzati a cielo libero.

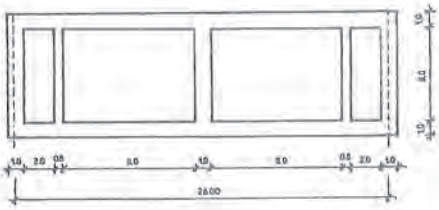


fig. 1

Sono state definite una condizioni di carico 1 relativa al peso proprio del manufatto, ed una condizione 2 che considera (fig. 2) la somma del peso proprio e dei carichi permanenti ed accidentali portati.
E' stato inizialmente studiato un modello piano, caratterizzando l'interazione terreno-struttura attraverso l'ipotesi di Winkler. L'analisi è stata condotta utilizzando elementi monodimensionali tipo beam per la struttura, e molle isolate lungo la zona di contatto con il terreno. Con riferimento alla trave di fondazione, detta analisi ha dato luogo alle due curve di abbassamenti di fig. 3 che si riferiscono rispettivamente alle condizioni di carico 1 e 2.
I corrispondenti diagrammi dei momenti sulla trave sono riportati in fig. 4, la quale evidenzia la presenza di fibre tese all'intradosso per quasi tutto campo di trave relativo alle due corsie di marcia.

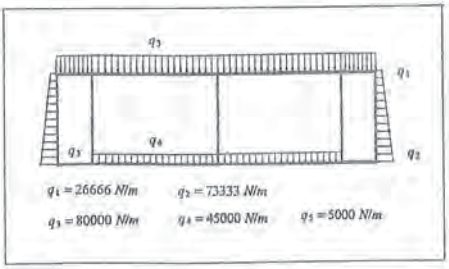


fig. 2

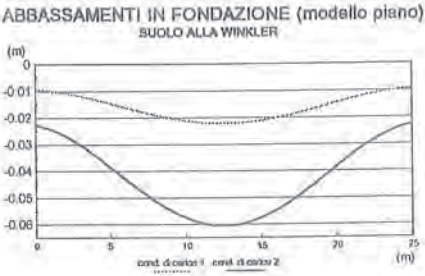


fig. 3

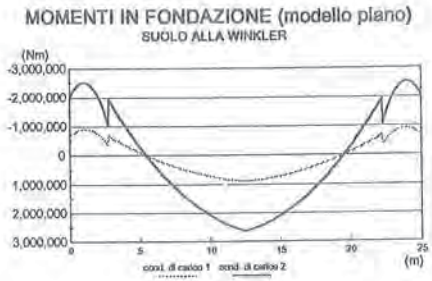


fig. 4

Lo stesso modello piano di cui innanzi è stato poi analizzato nell'ipotesi di terreno alla Wieghardt. Abbassamenti e momenti nella trave di fondazione sono riportati rispettivamente nelle figg. 5, 6. Come era prevedibile, si registra una marcata riduzione sia delle deformazioni che dei momenti, per effetto

dell'azione di sostentamento fornita dal collegamento elastico orizzontale presente alla sommità delle molle.

fig. 5

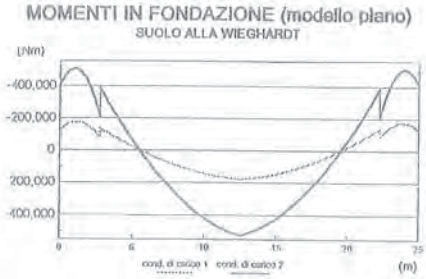


fig. 6

La fig.7 riporta invece, per la sola condizione 2, la deformata dell'intero modello in esame ed evidenzia che il terreno si deforma apprezzabilmente in questo caso oltre la zona di contatto con il manufatto.

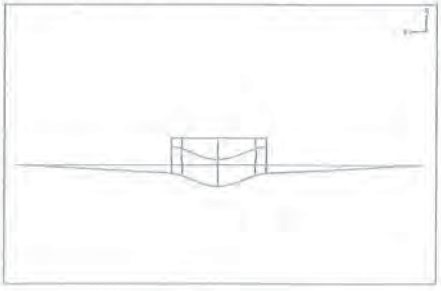


fig. 7

L'analisi della struttura piana poggiante su terreno modellato con elementi 2D è stata poi condotta sulla base dello schema di fig. 8.

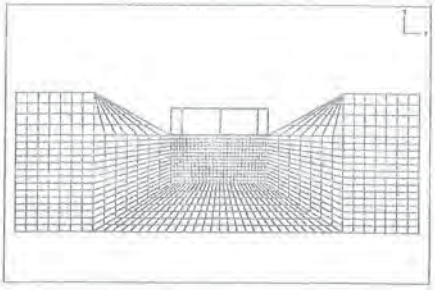


fig. 8

L'andamento degli abbassamenti sulla trave di fondazione è quello di fig.9, al solito per le due condizioni di carico considerate.

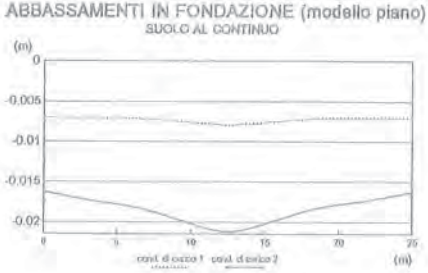


fig. 9

Rispetto ai risultati ottenuti con i modelli precedenti, si osserva una più uniforme distribuzione degli spostamenti verticali lungo la trave, con valori molto piccoli dei cedimenti differenziali. Di conseguenza, i diagrammi dei momenti sulla stessa trave (fig. 10) presentano un andamento che si discosta sensibilmente dai precedenti, con un'apprezzabile riduzione (rispetto a Winkler) dei valori più gravosi.

Come si vede, la modellazione del terreno al continuo comporta andamenti degli abbassamenti e dei momenti in fondazione affatto diversi da quelli ottenibili con le ipotesi più approssimate di suolo discretizzato con molle (indipendenti o collegate).

In particolare, pur essendo gli abbassamenti assoluti di valore confrontabile con quelli ottenuti con Wieghardt (ma non con Winkler, che sono più grandi), risulta ora che i cedimenti differenziali assumono valori modesti in assoluto e che in pratica la legge degli abbassamenti è sensibilmente uniforme. D'altra parte, i valori dei momenti più gravosi si riducono di oltre il 60% rispetto al primo modello, mentre le fibre tese interessano in questo caso sia la zona superiore della trave che quella a contatto con il terreno.

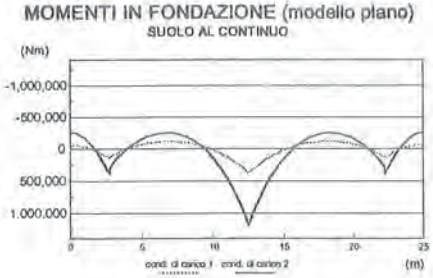


fig. 10

E' stata infine effettuata la caratterizzazione dinamica del modello al continuo, individuando i primi 6 valori di frequenze ed i corrispondenti modi di vibrare non smorzati (fig.11). Si osserva che il valore delle frequenze è compreso in un intervallo di ampiezza ridotta, per cui risultano in pratica confrontabili i contributi offerti dai singoli modi ad una generica deformata sotto sisma. Tali frequenze sono inoltre corrispondenti ai valori delle frequenze predominanti di un possibile segnale sismico. L' analisi del modello su suolo al continuo evidenzia dunque una specifica sensibilità dell'insieme manufatto-terreno ad una azione sismica applicata alla frontiera del modello stesso.
Per istituire un utile confronto, un'analoga indagine sul comportamento dinamico della struttura è stata poi condotta per il modello poggiante su molle alla Winkler (fig. 12). Le prime sei frequenze risultano in questo caso molto più elevate che non in precedenza, in relazione sia alla mutata interazione cinematica con il suolo sottostante che all'assenza delle masse relative agli elementi bidimensionali schematizzanti il terreno. Tali frequenze risultano inoltre sensibilmente più disperse rispetto al modello al continuo. Un' ulteriore indagine è stata infine effettuata ancora sul modello al continuo, ma nell'ipotesi di massa del suolo trascurabi-

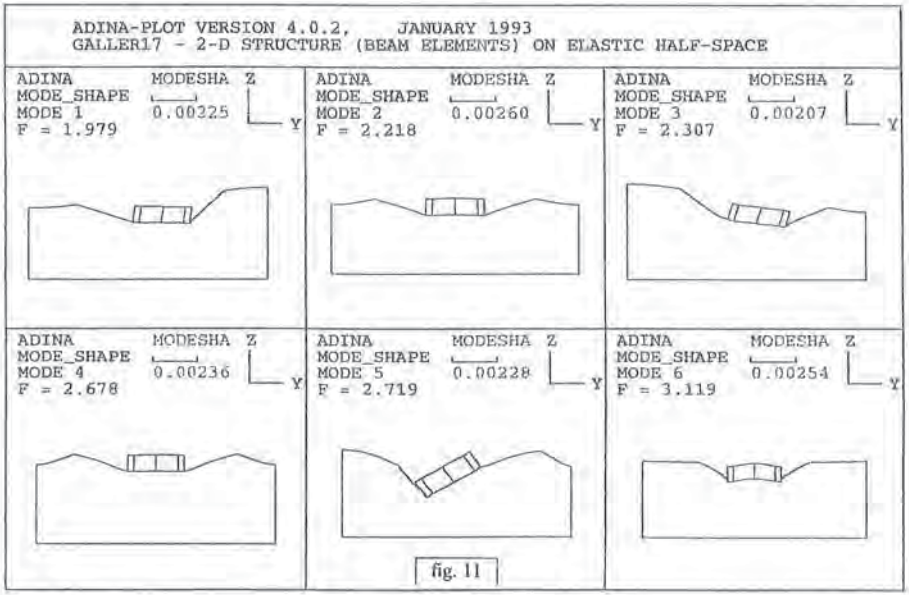


fig. 11

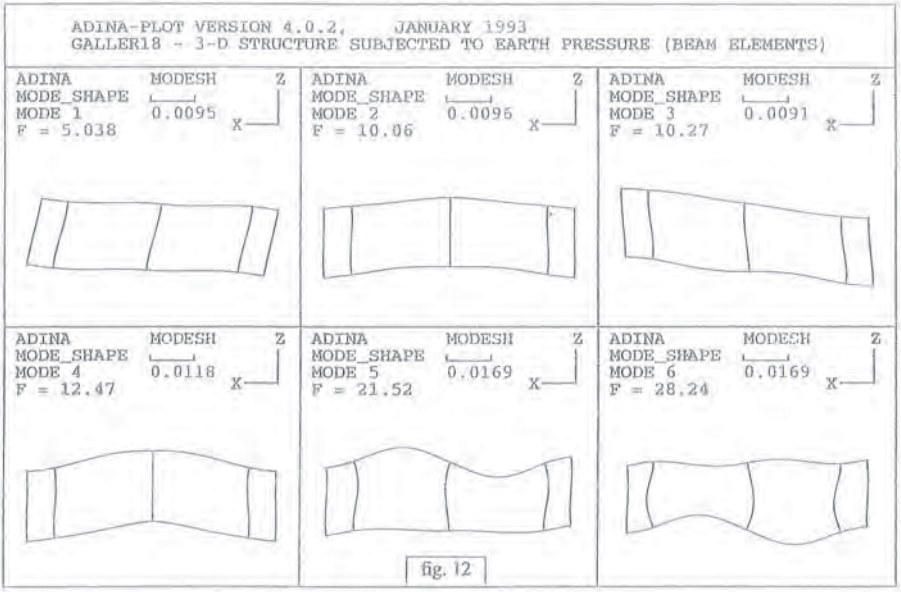

ADINA-PLOT VERSION 4.0.2, JANUARY 1993
GALLER18 - 3-D STRUCTURE SUBJECTED TO EARTH PRESSURE (BEAM ELEMENTS)
ADINA MODESH Z
MODE_SHAPE
MODE 1 0.0095
F = 5.038
X
ADINA MODESH Z
MODE_SHAPE
MODE 2 0.0096
F = 10.06
X
ADINA MODESH Z
MODE_SHAPE
MODE 3 0.0091
F = 10.27
X
ADINA MODESH Z
MODE_SHAPE
MODE 4 0.0118
F = 12.47
X
ADINA MODESH Z
MODE_SHAPE
MODE 5 0.0169
F = 21.52
X
ADINA MODESH Z
MODE_SHAPE
MODE 6 0.0169
F = 28.24
X

fig. 12

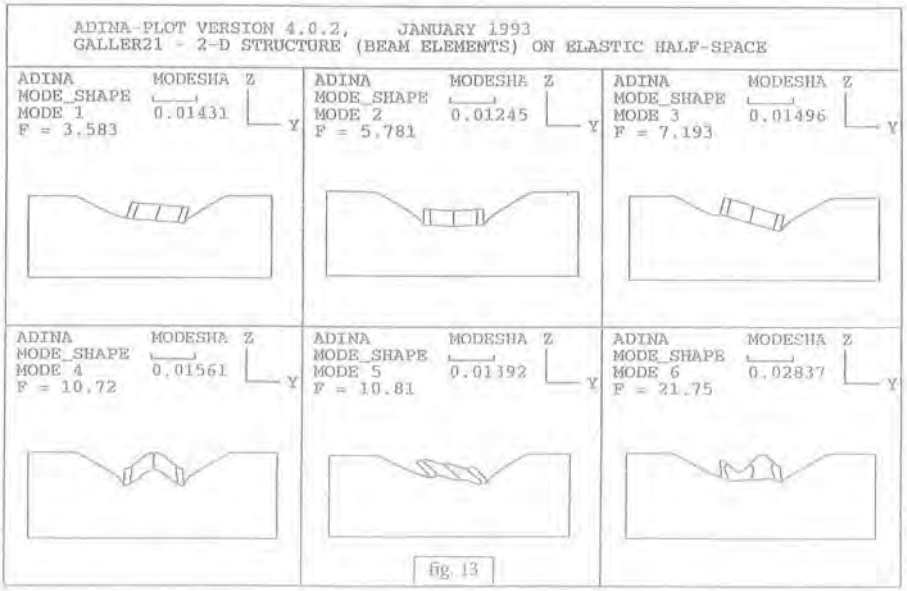

ADINA-PLOT VERSION 4.0.2, JANUARY 1993
GALLER21 - 2-D STRUCTURE (BEAM ELEMENTS) ON ELASTIC HALF-SPACE
ADINA MODESHA Z
MODE_SHAPE
MODE 1 0.01431
F = 3.583
Y
ADINA MODESHA Z
MODE_SHAPE
MODE 2 0.01245
F = 5.781
Y
ADINA MODESHA Z
MODE_SHAPE
MODE 3 0.01496
F = 7.193
Y
ADINA MODESHA Z
MODE_SHAPE
MODE 4 0.01561
F = 10.72
Y
ADINA MODESHA Z
MODE_SHAPE
MODE 5 0.01392
F = 10.81
Y
ADINA MODESHA Z
MODE_SHAPE
MODE 6 0.02837
F = 21.75
Y

fig. 13

le, volendosi così stabilire dei raffronti con i risultati acquisiti in precedenza. Modi di vibrare e frequenze corrispondenti a questo caso sono riportati in fig. 13; si rileva una significativa corrispondenza tra le situazioni attuali con quelle del modello su molle alla Winkler, in termini sia di singole forme modali che di frequenze associate. Sulla base dei risultati acquisiti è possibile affermare che l'interazione inerziale suolo-struttura assume una specifica rilevanza sulla risposta dinamica e sismica della sovrastruttura il cui esame sotto sisma deve essere dunque condotto sulla base di modelli sufficientemente accurati.
In ultimo, vengono riportati i risultati dell'analisi statica tridimensionale del modello di fig.14, la cui definizione è avvenuta adottando per il manufatto gli elementi shell già descritti in precedenza e per il terreno la più semplice modellazione di Winkler.

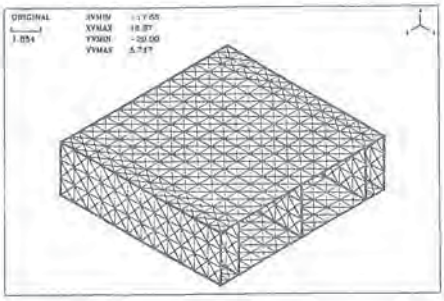


fig. 14

L'andamento degli abbassamenti in fondazione nella sezione trasversale di simmetria è riportato in fig.15, per la condizione di carico 2.

fig. 15

In fig.16 si osserva invece l'andamento dei momenti nella stessa sezione. Come si nota, tali andamenti ed i relativi valori massimi risultano in accordo con i corrispondenti valori del modello piano su suolo al continuo. Ciò significa che l'analisi tridimensionale, seppur condotta schematizzando il terreno alla Winkler, conduce a valori delle sollecitazioni flessionali quasi coincidenti con quelli ricavati con il modello piano più accurato.

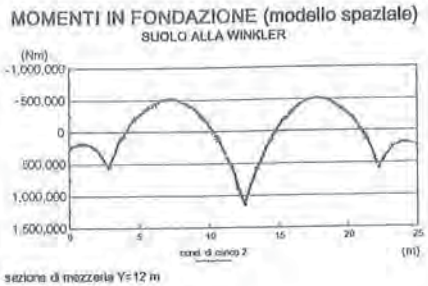


fig. 16

Tale risultato dipende in sostanza dalla presenza dei setti longitudinali, i quali conferiscono al modello in esame un comportamento complessivo corrispondente a quello di piastra ortotropa su suolo elastico.

5. CONCLUSIONI

E' stato esaminato il comportamento di una struttura scatolare tridimensionale, utilizzabile per la costruzione di attraversamenti viari in sotterraneo realizzati con scavo a cielo libero. L'interazione suolo-struttura è stata caratterizzata mediante:

a) il modello di Winkler, che considera una serie di molle affiancate indipendenti;

b) il modello di Wieghardt, che collega dette molle in sommità con una membrana tesa;

c) un modello al continuo, schematizzando anche il suolo con elementi finiti.

Per l'analisi del modello spaziale, l'interazione suolo-struttura è stata invece caratterizzata con la sola ipotesi di Winkler.
Lo studio dei modelli piani ha evidenziato, con particolare riferimento agli abbassamenti ed ai momenti in fondazione, una prevedibile corrispondenza qualitativa tra i risultati dei modelli su suolo di Winkler e di Wieghardt, anche se nel secondo caso i valori di defor-

mazione e sollecitazione risultano ovviamente più contenuti. Lo studio del modello più accurato su suolo al continuo ha evidenziato invece una diversa situazione deformativa e flessionale in fondazione, con cedimenti differenziali assai limitati ed un andamento flessionale tipico di una trave di fondazione su appoggi a livello.
La successiva caratterizzazione dinamica dei diversi modelli ha inoltre sottolineato l'opportunità di tener conto dell'interazione inerziale suolo-struttura, confermando la necessità di utilizzare anche in quest'ambito una modellazione del suolo al continuo.
I risultati relativi al modello spaziale, seppure condizionati dall'ipotesi assunta di suolo alla Winkler, corrispondono infine ad un comportamento strutturale complessivo a piastra ortotropa ed evidenziano, per la sezione trasversale di simmetria del manufatto, un assetto statico in ottimo accordo con quello del modello piano su suolo al continuo.

BIBLIOGRAFIA

[1] BATHE K.J., Finite element procedures in engineering analysis, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1982.

[2] BOWLES J.E., Fondazioni: Progetto e Analisi, McGraw-Hill Libri Italia, Milano, 1991.

[3] CAPURSO M., Sul calcolo delle strutture di fondazione su suolo di Wieghardt generalizzato, La Ricerca Scientifica, anno 35, vol. 8, n.5, pp. 1305-1330, Roma, luglio-agosto 1965.

[4] CESTELLI GUIDI C., Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, vol. II, Hoepli, Milano,1984.

[5] FANG H.Y. (editor), Fondation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold, New York, 1991.

[6] MAZZOLANI F.M., La progettazione delle travi di fondazione su suolo di Winkler, Rivista Italiana di Geotecnica, n.4, Napoli, 1967.

[7] MELE M., (a cura di), Interazione terreno struttura in prospettiva sismica, CISM, Udine, 1990.

[8] MIGLIACCI A., Le nuove gallerie della Metropolitana a Milano: Innovazione costruttiva e filosofia di progetto, Studi e Ricerche n.11, Fondazione Pesenti, Bergamo,1989.

[9] POZZATI P., Metodi per il Calcolo delle Fondazioni, Zanichelli, Bologna,1953.

[10] RADOGNA E.F., MATERAZZI A.L., L'interazione terreno-struttura in campo statico: considerazioni critiche sui modelli di calcolo di più frequente impiego nel caso di sovrastrutture di c.a. a telaio e di fondazioni dirette, Atti Giornate A.I.C.A.P., Riva del Garda, 1985.

[11] SAETTA V., VITALIANI R., A finite element analysis of three dimensional structures literacting with soil, Computers and Geotechnics, Vol.12, pp.179-208, London, 1991.

[12] TERZAGHI K., PECK R. B., Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1967.

[13] ADINA, Theory and modelling guide, Adina R&D Inc., Watertown, MA U.S.A., 1987.

ANALISI TEORICA SUL COMPORTAMENTO DI MENSOLE IN C.A. SOLLECITATE A FLESSIONE CICLICA MONOASSIALE - INFLUENZA DELLE LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI

Olimpia MAZZARELLA
Istituto di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

ANALISI TEORICA SUL COMPORTAMENTO DI MENSOLE IN C.A. SOLLECITATE A FLESSIONE CICLICA MONOASSIALE - INFLUENZA DELLE LEGGI COSTITUTIVE DEI MATERIALI

O. MAZZARELLA

Istituto di Ingegneria Civile - Università di Salerno

Sommario

Nel presente lavoro viene condotta un'indagine teorica sul comportamento di mensole compresse in c.a. ad armatura simmetrica, soggette a flessione ciclica monoassiale.

La ricerca dei diagrammi momento-curvatura per sezioni in c.a. sollecitate a flessione ciclica in presenza di uno sforzo assiale costante viene condotta, attraverso un programma di calcolo automatico, schematizzando il calcestruzzo con il legame di Thompson e Park ovvero con quello di Darwin e Pecknold e l'acciaio con il legame di Ramberg-Osgood ovvero con quello proposto da Menegotto e Pinto e valutando l'influenza che una diversa caratterizzazione del comportamento dei materiali esercita sul tracciamento di tali diagrammi.

La presenza del calcestruzzo non confinato in corrispondenza del copriferro viene portata in conto assegnando al ramo discendente della curva σ-ε del calcestruzzo una pendenza diversa da quella relativa al calcestruzzo confinato, mentre vengono trascurati gli effetti del taglio e dello schiacciamento dell'acciaio compresso che, grazie ad un'adeguata staffatura, non portano al collasso la sezione.

Successivamente, dall'analisi di un numero finito di sezioni significative viene estrapolato il comportamento dell'intera mensola, valutando anche lo spostamento massimo compatibile all'estremità.

Summary

In this study a theoretical analysis of the behaviour of R.C. cantilever beams subjected to a constant axial load and cyclic uniaxial bending reversal is carried out. The moment-curvature relation for rectangular sections has been investigated through an automatic routine, by representing the concrete either with Thompson-Park's model or with Darwin-Pecknold's model, and the steel either with Ramberg-Osgood's model or with Menegotto-Pinto's model, and evaluating their influence on the structural response. The presence of adequate shear reinforcement suppresses shear failure, so that the effect of shear force on the moment-curvature relations is neglected. Subsequently, the behaviour of R.C. cantilever beams is extrapolated from the analysis of a finite number of significant sections.

1. Introduzione

Convenzionalmente la progettazione strutturale viene affrontata portando in conto gli effetti prodotti da azioni di tipo monotono. Le strutture reali però sono spesso assoggettate ad azioni di carattere ciclico, con basse o alte frequenze, come le variazioni termiche, gli effetti del vento o del traffico veicolare, le azioni sismiche. Tali azioni, soprattutto se di forte intensità, comportano una progressiva riduzione della resistenza e della rigidezza degli elementi strutturali, specialmente se realizzati con materiali il cui comportamento è fortemente non lineare come il calcestruzzo armato.

Numerosi studi sperimentali hanno infatti evidenziato che la risposta strutturale si mantiene in campo elastico per un numero ridotto di cicli di carico, mentre al crescere di questi si manifesta un progressivo restringimento dei cicli di isteresi con conseguente diminuzione della capacità della struttura stessa di dissipare l'energia ad essa trasmessa. Diventa quindi significativo valutare la capacità di resistenza di una struttura a seguito dell'applicazione di sollecitazioni di carattere ciclico.

A tal fine il primo passo da compiere è la definizione del comportamento dei materiali calcestruzzo ed acciaio sotto carichi ciclici, che permette poi una una corretta determinazione dei diagrammi momento-curvatura ciclica di sezioni in c.a..

In questo studio si è inteso valutare l'influenza che una differente caratterizzazione del legame costitutivo del calcestruzzo e dell'acciaio comporta sul tracciamento dei diagrammi momento-curvatura ciclica di sezioni rettangolari pressoinflesse ad armatura simmetrica, soggette a sforzo normale costante.

Successivamente dai risultati ottenuti per singole sezioni significative si è estrapolato il comportamento di elementi a mensola caricati assialmente nei confronti della flessione ciclica monoassiale, per effetto delle diverse leggi σ-ε assunte per i materiali.

2. Leggi costitutive del calcestruzzo e dell'acciaio

Nel presente lavoro sono state adottate per il calcestruzzo e per l'acciaio due diverse schematizzazioni per esprimerne il comportamento sotto carichi ciclici.

In particolare per il calcestruzzo sono stati adottati i diagrammi di Darwin-Pecknold e quello di Thompson-Park.

Il diagramma di Darwin-Pecknold (fig. 1), che non porta in conto l'armatura di confinamento, è costituito da un ramo ascendente espresso dalla ben nota espressione di Saenz

$$\sigma_c = \frac{E_o \varepsilon_c}{1+[E_o/E_s-2]\varepsilon_c/\varepsilon_{co}+(\varepsilon_c/\varepsilon_{co})^2} \qquad (1)$$

in cui E_o=modulo di elasticità all'origine
E_s=modulo di elasticità secante per $\sigma_c=f_c$
f_c=resistenza caratteristica
ε_{co}=deformazione corrispondente a $\sigma_c=f_c$

mentre il ramo discendente della curva monotona è una linea retta passante per i punti (f_c,ε_{co}) e $(0.2f_c,4\varepsilon_{co})$. Lo scarico avviene seguendo un percorso bilineare il cui primo tratto ha una pendenza pari ad E_o, mentre la pendenza del secondo tratto dipende dal punto in cui ha inizio lo scarico.

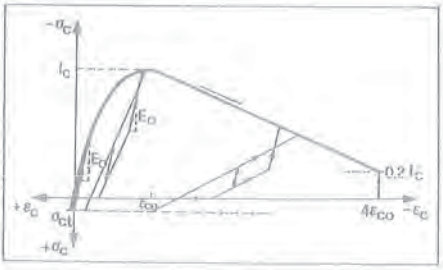


fig. 1 - Diagramma di Darwin e Pecknold

In fig. 2 viene riportato il confronto tra i risultati ottenuti impiegando questo modello e risultati

sperimentali, riscontrandosi una buona approssimazione.

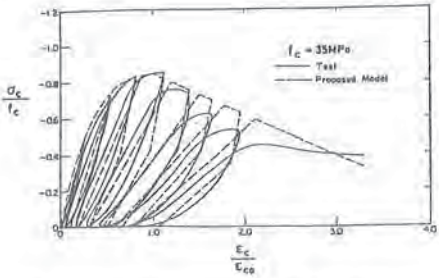


fig. 2 - Confronto sperimentale con il modello di Darwin e Pecknold

Il modello di Thompson-Park, riportato in fig. 3, si basa sulla ben nota curva inviluppo per carichi monotoni proposta da Kent e Park che presenta un ramo ascendente parabolico, mentre il ramo discendente è rettilineo ed ha una pendenza dipendente dal grado di confinamento del materiale. I percorsi di scarico e ricarico si differenziano in funzione della deformazione ε_{cm} raggiunta; in particolare se $\varepsilon_{cm}<\varepsilon_{co}$, lo scarico ed il successivo ricarico avvengono lungo un ramo la cui pendenza è caratterizzata dal valore iniziale del modulo E_c. Se invece $\varepsilon_{cm}>\varepsilon_{co}$ in fase di scarico viene seguito un percorso bilineare, in cui il primo tratto comporta una riduzione del 50% della tensione senza variazione della deformazione, mentre il secondo tratto è caratterizzato da una pendenza pari a $0.5E_cF_c$, essendo

$$F_c = 0.8-[0.7(\varepsilon_{cm}-\varepsilon_{co})/(\varepsilon_{20c}-\varepsilon_{co})] \qquad (2)$$

In fase di ricarico viene seguito un percorso la cui pendenza è pari a E_cF_c fino al raggiungimento della curva inviluppo. Se il ricarico inizia prima che la tensione si azzeri, esso avverrà seguendo un percorso verticale fino al raggiungimento del ramo di ricarico conseguente all'annullamento della tensione.

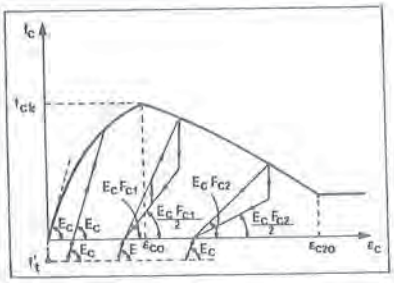


fig. 3 - Modello di Thompson e Park

Per descrivere il comportamento dell'acciaio sono stati assunti il modello proposto da Menegotto e Pinto e quello tipo Ramberg-Osgood proposto da Kent e Park.

In fig. 4a è riportato il modello proposto da Menegotto e Pinto: le curve tensione-deformazione relative a ciascun ciclo sono comprese tra le due rette parallele A-B e A'-B' determinate dalla curva relativa a carichi monotoni e passanti per i punti $(\sigma_o, \varepsilon_o)$ e $(-\sigma_o, -\varepsilon_o)$. Inoltre tutte le curve hanno la stessa pendenza iniziale E_s uguale a quella della curva monotona. Ogni ramo della curva è dato dall'equazione

$$\bar{\sigma}=[(1-b)x\bar{\varepsilon}/(1+\bar{\varepsilon}^R)^{1/R}]+bx\bar{\varepsilon} \qquad (3)$$

essendo $\bar{\sigma}=|\sigma/\sigma_o|$ $\quad \bar{\varepsilon}=|\varepsilon/\varepsilon_o|$

per la curva di primo carico

$$\bar{\sigma}=|(\sigma-\sigma_{In})|/|(\sigma_{Kn}-\sigma_{In})| \qquad \bar{\varepsilon}=|(\varepsilon-\varepsilon_{In})|/|(\varepsilon_{Kn}-\varepsilon_{In})|$$

per tutte le curve successive alla prima inversione di carico.

L'esponente R, che varia dopo ogni inversione, influenza la curvatura di ogni mezzo ciclo per tener conto dell'effetto Baushinger ed è fornito dall'espressione

$$R(\xi_n) = R_o - A_1\xi_1/(A_2+\xi_2) \qquad (4)$$

essendo R_o, A_1, e A_2 parametri caratteristici del tipo di acciaio e ξ_n la deformazione plastica raggiunta in ogni semiciclo, così come mostrato in fig. 4b. Una scelta opportuna dei parametri R, A_1, A_2 garantisce un soddisfacente accordo tra i risultati ottenuti con l'impiego di questo modello e quelli ottenuti sperimentalmente, come si vede in fig. 5.

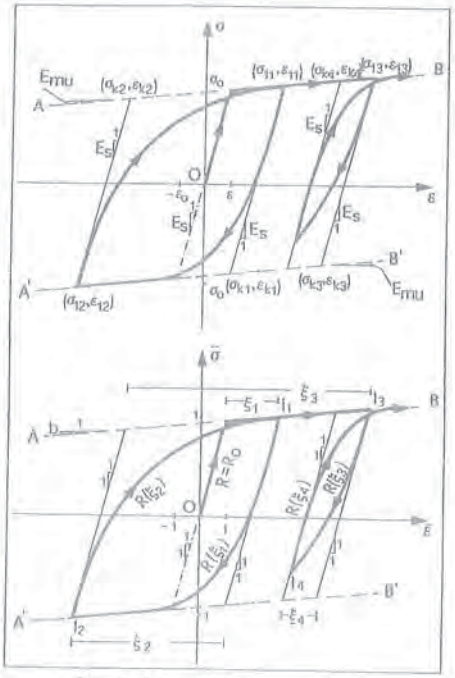


fig. 4 - Modello di Menegotto e Pinto

Il comportamento dell'acciaio è stato poi schematizzato con il modello tipo Ramberg-Osgood proposto da Kent e Park, riportato in fig. 6

$$|\varepsilon_s-\varepsilon_{si}|=(f_s/E_s)(1+|f_s/f_{ch}|^{R-1}) \qquad (5)$$

dove

$$f_{ch}=f_{ys}\left[\frac{0.744}{\ln(1+1000\varepsilon_{ip})}-\frac{0.071}{1-\exp(1000\varepsilon_{ip})}+0.241\right] \qquad (6)$$

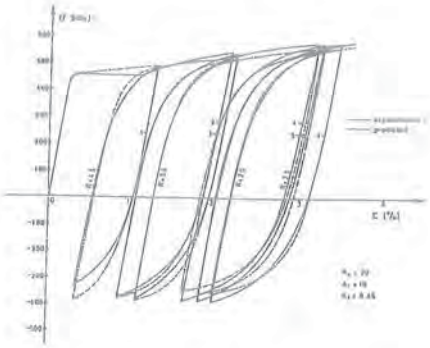


fig. 5 - Confronto sperimentale con il modello di Menegotto e Pinto

con

$$R=[4.49/\ln(1+n) - 6.03/(\exp(n)-1) + 0.297] \qquad (7)$$

per n = 1,3,5,...

$$R=[2.20/\ln(1+n) - 0.469/(\exp(n)-1) + 3.04] \qquad (8)$$

per n = 2,4,6,...

ε_{ip} = deformazione plastica raggiunta in ogni semiciclo

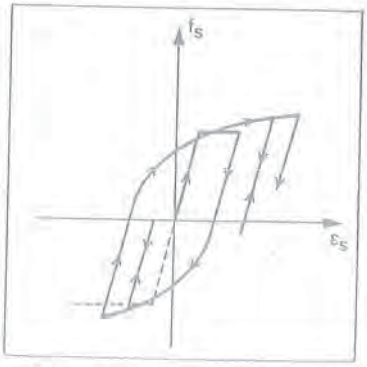


fig. 6 - Modello tipo Ramberg-Osgood

3. Diagrammi momento-curvatura ciclica per sezioni rettangolari

Con riferimento ad una sezione rettangolare a doppia armatura simmetrica sono stati valutati i diagrammi momento-curvatura ciclica in presenza di sforzo normale costante, assumendo l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando gli effetti del taglio e dello schiacciamento dell'acciaio compresso che, grazie ad un'adeguata staffatura, non portano a collasso la sezione.

Introdotte le grandezze adimensionalizzate $\mu=M/bh^2\sigma_{0c}$; $\nu=N/bh\sigma_{0c}$; $\delta=d/h$; $\omega=\omega'=A_s\sigma_{0s}/bh\sigma_{0c}$ $\theta=h/r$, la sezione viene suddivisa in un numero n di strisce orizzontali per ciascuna delle quali, assegnata una distribuzione delle deformazioni, è possibile valutare la tensione media su di essa agente, sulla base dei legami σ-ε assunti per i materiali, differenziando, dove possibile, la pendenza del ramo discendente in corrispondenza del copriferro. Con un procedimento iterativo viene verificato l'equilibrio alla traslazione dell'intera sezione e successivamente, nota la profondità dell'asse neutro, può calcolarsi la curvatura e quindi il momento flettente. Sulla base dei legami costitutivi prima specificati e per una sezione rettangolare a doppia armatura simmetrica (fig. 7) sono stati calcolati i diagrammi momento-curvatura ciclica riportati nelle figg. 8-11.

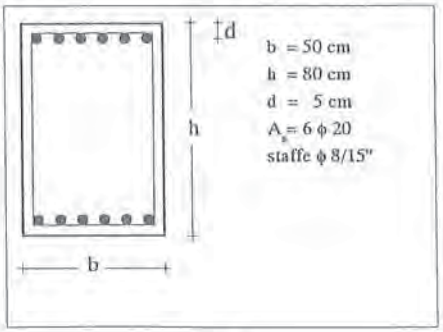


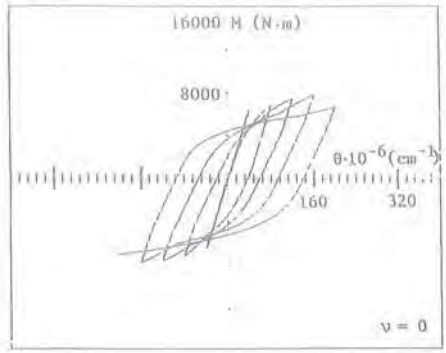
fig. 7

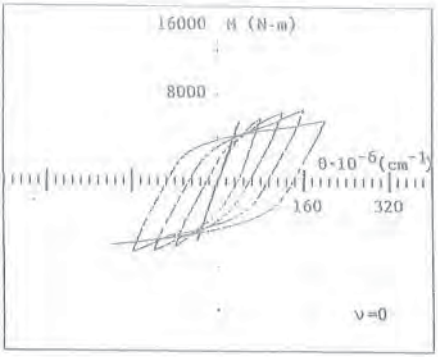
Le elaborazioni si riferiscono all'impiego di acciaio con tensione di snervamento pari a 440 MPa e di calcestruzzo con R_{ck} pari a 30MPa e sono ottenuti sempre per i casi $\nu=0$, $\nu=0.05$, $\nu=0.10$.

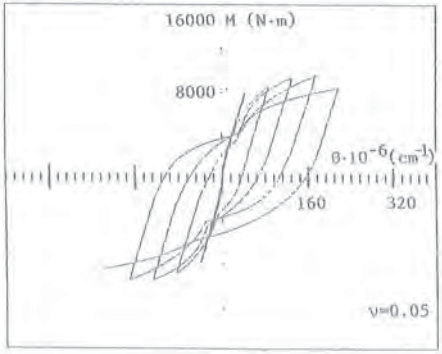
In particolare si esaminano gli effetti che le diverse leggi σ-ε adottate per schematizzare il comportamento dei materiali assumono sul tracciamento di tali diagrammi. Nelle figg. 8, 9 è stato impiegato il legame di Darwin e Pecknold per rappresentare il comportamento del calcestruzzo, mentre l'acciaio è stato schematizzato con il legame di Menegotto e Pinto e con quello di Ramberg-Osgood rispettivamente. Come si vede, non si evidenziano marcate differenze tra i due casi, soprattutto al crescere dello sforzo normale che infragilisce sempre la sezione.

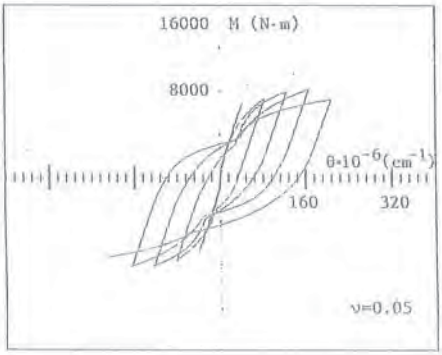
Nelle fig. 10, 11 è stato utilizzato invece il modello di Thompson e Park per schematizzare il comportamento del calcestruzzo, ed ancora le leggi di Menegotto e Pinto e di Ramberg-Osgood rispettivamente per l'acciaio. Il confronto anche in questo caso non fornisce grandi differenze, che sono invece riscontrabili rispetto alle figg. 8, 9. Nel primo caso infatti il legame σ-ε adottato per il calcestruzzo non tiene conto dell'armatura di confinamento, limitando il valore della ε_{cu} a $4\varepsilon_{c0}$ (per un calcestruzzo di classe R_{ck}=300 significa ε_{cu}=0.8%), mentre la legge di Thompson e Park considera in modo esplicito tale armatura attraverso la pendenza del ramo discendente fissando un valore della ε_{cu} superiore anche di molto a quella del caso precedente (per un calcestruzzo di classe R_{ck}=300 e con riferimento alla sezione esaminata con staffatura ordinaria risulta $\varepsilon_{cu}=\varepsilon_{20c}$=1.32%). Come era prevedibile, anche per i carichi ciclici, così come per le sollecitazioni di tipo monotono, la cerchiatura del calcestruzzo migliora notevolmente la risposta strutturale in campo plastico, garantendo una maggiore duttilità globale, così come si vedrà anche dal tracciamento dei diagrammi forza-spostamento ciclico.

La scelta del legame σ-ε dell'acciaio è invece meno significativa sulla risposta della sezione a









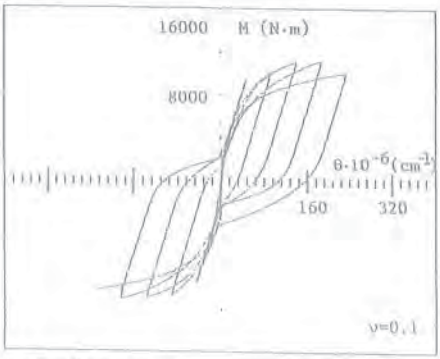


fig. 8 - Diagrammi momento-curvatura ciclica
Cls: diagramma di Darwin e Pecknold
Acciaio: diagramma di Menegotto e Pinto

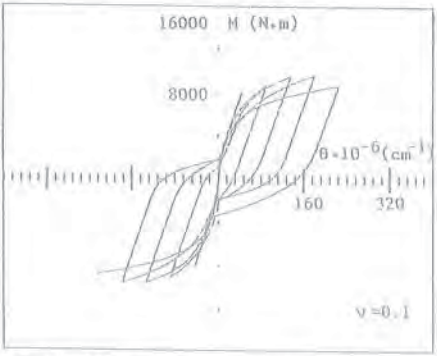
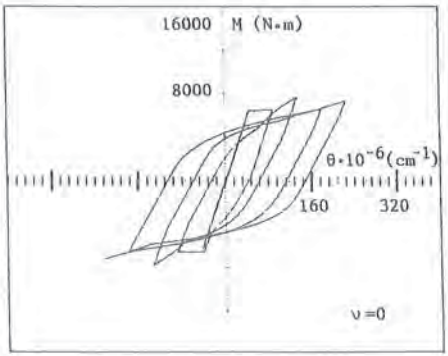
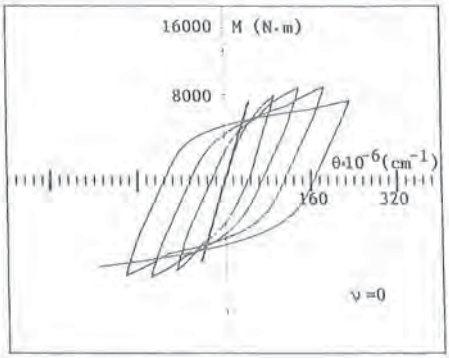
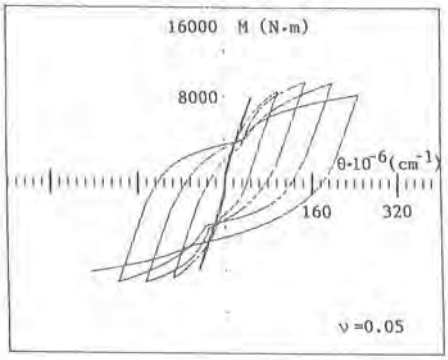
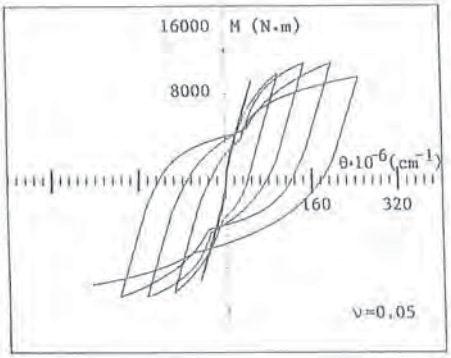


fig. 9 - Diagrammi momento-curvatura ciclica
Cls: diagramma di Darwin e Pecknold
Acciaio: diagramma tipo Ramberg-Osgood









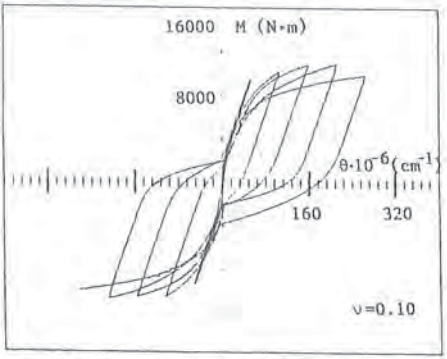


fig. 10 - Diagrammi momento-curvatura ciclica
Cls: diagramma di Thompson e Park
Acciaio: diagramma di Menegotto e Pinto

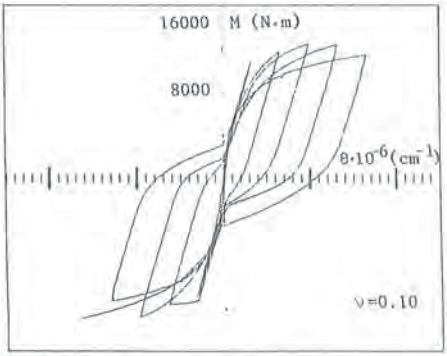


fig. 11 - Diagrammi momento-curvatura ciclica
Cls: diagramma di Thompson e Park
Acciaio: diagramma tipo Ramberg-Osgood

carichi ciclici, così come ampiamente dimostrato per i carichi monotoni, a parità di caratteristiche del materiale e di percentuali di armatura sia longitudinale che trasversale. La crisi della sezione viene infatti raggiunta in genere per il collasso del calcestruzzo piuttosto che per quello dell'acciaio, che di solito non manifesta appieno le sue possibiltà deformative.

4. Diagrammi forza-spostamento ciclico per mensole a sezione rettangolare

Con riferimento ad una mensola di luce 5.00m di sezione rettangolare ad armatura simmetrica, le cui caratteristiche sono ancora quelle riportate in fig. 7, con un'armatura di confinamento distribuita uniformemente lungo l'altezza ed in presenza di uno sforzo normale costante, sono stati calcolati i diagrammi forza-spostamento ciclico riportati nelle figg. 12, 13, impiegando una procedura numerica riportata in [1].

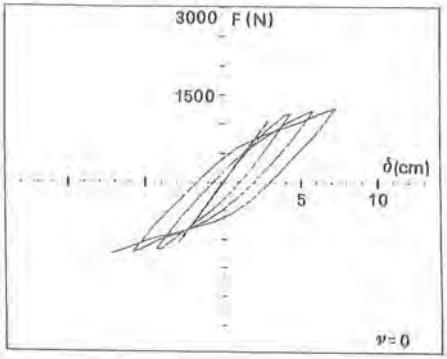
Tale procedura consiste nel suddividere dapprima la mensola in un numero opportuno di conci e nell'assegnare al concio prossimo all'incastro una curvatura iniziale di valore noto, a cui corrisponde un valore specifico del momento interno. A tale valore del momento resta associato un valore della forza orizzontale applicata all'estremità della mensola ed è così possibile conoscere la distribuzione del momento e quindi la curvatura per ciascun concio in cui la mensola è stata suddivisa.
Successivamente si varia il valore della curvatura del primo concio e si ripetono le operazioni precedenti determinando un nuovo valore della forza in sommità.

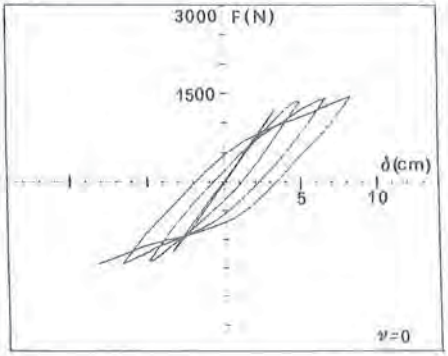
Nelle figg. 12, 13 sono riportati rispettivamente i risultati ottenuti utilizzando tale procedura con riferimento al diagramma σ-ε proposto da Menegotto e Pinto per schematizzare il comportamento dell'acciaio, e ai diagrammi di Darwin-Pecknold e Thompson-Park per rappresentare quello del calcestruzzo. Le caratteristiche dei materiali sono ancora quelle utilizzate per l'analisi della sezione, e si esaminano sempre i casi con sfozo normale adimensionale pari a ν=0, ν=0.05, ν=0.10.
Come si vede, anche nel caso della mensola il portare in conto in modo esplicito l'armatura di confinamento esercita un'influenza benefica sulla risposta strutturale, soprattutto per valori modesti dello sforzo normale applicato.

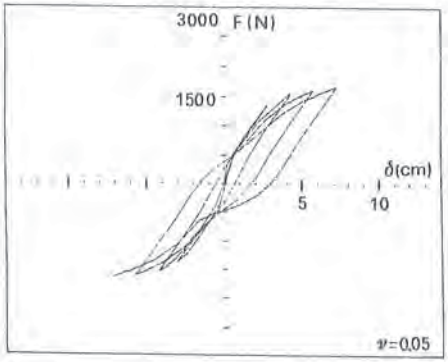
5. Conclusioni

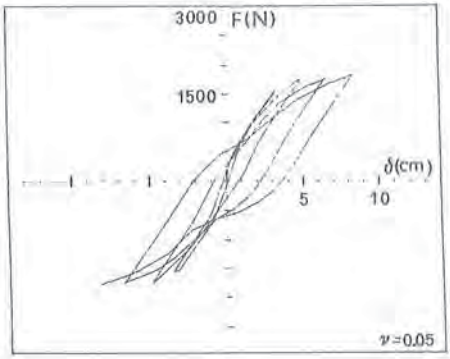
L'analisi del comportamento di sezioni e successivamente di elementi a mensola in c.a. condotta in questo studio sulla base di differenti legami costitutivi dei materiali ha consentito di valutare l'influenza che tali legami esercitano sulla risposta strutturale.

In particolare si è visto come un'attenta progettazione degli elementi strutturali in c.a. soggetti ad azioni cicliche, che preveda un buon confinamento del nucleo di calcestruzzo, consente il raggiungimento di soglie di deformazione più elevate, con conseguente incremento delle capacità dissipative delle strutture. Al contrario, la presenza di sforzi assiali riduce tali capacità e comporta un generale infragilimento.









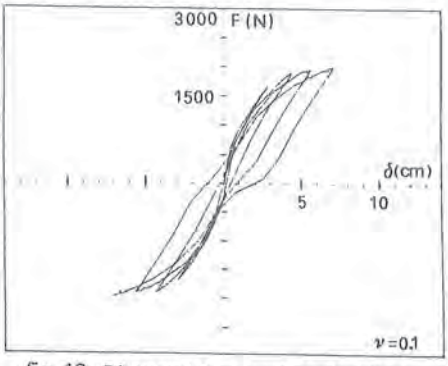


fig. 12 - Diagrammi forza-spostamento ciclico
Cls: diagramma di Darwin e Pecknold
Acciaio: diagramma di Menegotto e Pinto

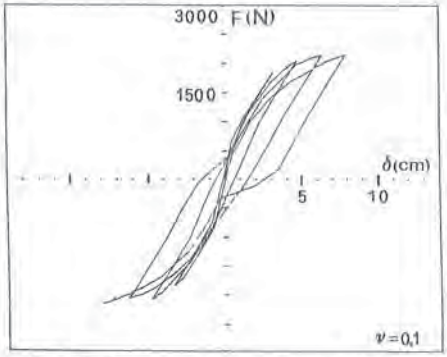


fig. 13 - Diagrammi forza-spostamento ciclico
Cls: diagramma di Thompson e Park
Acciaio: diagramma tipo Ramberg-Osgood

Bibliografia

[1] CEB - Bulletin d'information n. 161 - Lausanne, 1983.

[2] C. Meyer: "Reinforced-Concrete Frames Subjected to Repeated Loading" - in "Structures Subjected to Repeated Loading" - Elsevier - London, 1991.

[3] A. Giuffrè, P. E. Pinto: "Il Comportamento del Cemento Armato per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensità" - Il Giornale del Genio Civile, n. 5, 1970.

[4] R. Park, D. C. Kent, R.A. Sampson: "Reinforced Concrete Members With Cyclic Loading" - Journal of Structural Division, ASCE, July 1972.

[5] C. R. Zeris, S. A. Mahin: "Analysis of Reinforced Concrete Beam-Columns under Uniaxial Excitation" - Journal of Structural Engineering, ASCE, April 1988.

[6] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, R. Park: "Theoretical Stress-Strain Model for Confine Concrete" - Journal of Structural Engineering, ASCE, August 1988.

[7] D. Darwin, D. A. Pecknold: "Analysis of Cyclic Loading of Plane R/C Structures" - Computer & Structures , Vol. 7, 1977.

[8] S. Low, J. P. Mohele: "Experimental Study of Reinforced Concrete Columns Subjected to Multi-axial Cyclic Loading" -Report n.UCB/EERC- 87/14, University of California, 1987.

[9] F. C. Filippou, A. Issa: "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Frames under Cyclic Load Reversal" - Report n. UCB/EERC- 88/12, University of California, 1988.

[10] G. Mancini, P. Napoli: "Indagine Sperimentale sul Comportamento di Nodi Trave-Pilastro in C.A. (integri e riparati) Soggetti ad Azioni Cicliche" - Istituto di Scienza delle Costruzioni, Rapp. n. 594, Politecnico di Torino, 1983.

[11] A. Baldi, P. Malangone: "Indagine Teorica sul Comportamento di Mensole in C.A. Compresse Soggette a Flessione Ciclica Monoassiale"- Giornate AICAP '91, Spoleto, 1991.

[12] M. Menegotto, P. E. Pinto: "Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending" - IABSE Reports Vol. 13, Lisbon 1973.

[13] M. Menegotto, P. E. Pinto: "Strenghi of Reinforced or Prestressed Concrete Slender Columns under Biaxial Loads" - IABSE Reports Vol. 16, Quebec, 1970.

[14] V. Colotti, A. Vulcano: "Comportamento di Pareti Strutturali in Calcestruzzo Armato Soggette ad Azioni Cicliche di Notevole Intensità" - Giornate AICAP '87 - Stresa, 1987.

[15] D. Capecchi, F. Vestroni: "Comportamento Ciclico e Risposta Sismica di un Modello con Degradazione per Elementi di C.A." - Atti del 2° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Rapallo, 6-9 Giugno 1984.

[16] S. Tattoni: "Risposta in Regime non Lineare di Elementi in Calcestruzzo Armato ad Azioni di Tipo Impulsivo" - Studi e Ricerche, Vol. 5, 1985.

[17] D. Capecchi, V. Ciampi, F. Vestroni: "Numerical Studies of the Behaviour of a Reinforced Concrete Beam under Repeated Loadings" - CEB, Bulletin d'Information n.132, 1979.

[18] V. V. Bertero: "Seismic Behavior of Structural Concrete Linear Elements (Beams, Columns), and their Connections" - Giornate AICAP '79, Roma, 24-28 maggio 1979.

[19] D. Anicic: "Seismic Resistance of Reinforced Concrete High Rise Buildings Structural Elements" - IABSE reports Vol. 30, Bergamo, 1978.

I VIADOTTI CONTINUI IN C.A.P.
ASPETTI TEORICI E PROGETTUALI

Giulio NICOLOSI - Aldo RAITHEL - Francesco RICCIARDELLI
Istituto di Costruzioni di Ponti -
Università degli Studi di Napoli "Federico II"

I VIADOTTI CONTINUI IN C.A.P.
Aspetti teorici e progettuali

Giulio NICOLOSI
Professore ordinario

Aldo RAITHEL
Professore ordinario

Francesco RICCIARDELLI
Ingegnere strutturista

Istituto di Costruzioni di Ponti, Facoltà di Ingegneria
Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

Le attuali tendenze nella progettazione dei viadotti stradali hanno recentemente trovato una prima codificazione nelle istruzioni del C.N.R. recentemente pubblicate a cura dell'A.I.S.C.A.T. . Esse indirizzano verso soluzioni a travata continua a sezione chiusa che sono state peraltro già diffusamente adottate anche nel caso di lunghezza complessiva molto elevata.
Nel presente lavoro particolare attenzione viene posta sui problemi legati alla forma della sezione trasversale ed alla modalità di avanzamento della costruzione nell'ottica di soluzioni a luci tutte eguali (ad eccezione di quelle estreme) che vanno preferite per ovvi motivi di economia e rapidità esecutiva.

SUMMARY

The present trends in the design of road bridges have recently found a first codification in the directions given by C.N.R. and published by A.I.S.C.A.T. . They address towards the pattern of a continuous beam with a single or multi-box cross section, however, previously widely used, even for viaducts with an high total length.
In this paper the problems concerning the shape of cross section and the construction timetable, in the case of spans of equal length (except from the end ones), which are to be preferred as cheaper and of easier execution, are dealt with.

1. PREMESSA

L'attenzione sempre crescente rivolta ai problemi connessi alla funzionalità ed alla durabilità delle infrastrutture stradali si è manifestata, nell'ambito dei viadotti, con una tendenza all'adozione di schemi continui anche per opere di luce totale particolarmente elevata.
Con tali soluzioni si è da un lato ridotto drasticamente il numero dei giunti nella pavimentazione stradale, solo

due anche nel caso di viadotti lunghi intorno ai 2000m, dall'altro si è evitato di ancorare i cavi di precompressione nelle zone più esposte eliminando con ciò una delle fonti di maggiore preoccupazione.

Per quanto riguarda l'ambito tecnologico nel quale si è potuto addivenire a soluzioni del tipo descritto ci limiteremo a ricordare l'evoluzione che hanno subito, a partire da tempi relativamente recenti, gli apparecchi di appoggio, i giunti a grande escursione, gli apparecchi di ritegno orizzontali e, in via del tutto generale , le attrezzature di cantiere (costituenti spesso in se stesse opere di alta ingegneria) atte a consentire elevati traguardi di economia e rapidità esecutiva.

Prerogativa comune a tutte le tecniche costruttive adottate è quella di condurre allo stadio finale, e cioè all'opera ultimata e pronta alla piena utilizzazione, attraverso una successione di fasi, ciascuna staticamente ben definita, sia per quanto riguarda le azioni che le sollecitazioni presenti.

A partire da tale momento, in cui lo schema statico ultimo è ormai quello della trave continua, le modalità esecutive con cui ad esso si è pervenuto interessano ormai solo per la evoluzione dei fenomeni viscosi, ad esse correlate, d'altronde tendenti ad uno stato finale che è possibile, e necessario, individuare con sufficiente approssimazione;[1]gli effetti dei carichi mobili che per la loro "breve durata" non chiamano di fatto in causa la viscosità, sono, come ben noto, del tutto indipendenti da tali modalità e si compendiano negli usuali diagrammi delle massime e minime sollecitazioni relativi alle travi continue; l'andamento di tali diagrammi, e si sarebbe quasi tentati di parlare, seppure impropriamente, della posizione delle loro fondamentali, dipende infatti, dati i carichi di progetto, esclusivamente dalla legge di variabilità della sezione.

2. LA SEZIONE TRASVERSALE

A fronte della varietà delle modalità di esecuzione sta la unicità della forma assunta per la sezione trasversale che è quella di una trave scatolare con sbalzi superiori a completamento della formazione della piattaforma stradale; piccole varianti intorno a tale scelta, di fatto quasi obbligata, riguardano la forma del nucleo centrale, rettangolare o trapezio, e la eventuale precompressione delle pareti laterali. Limitandosi a considerare i soli vantaggi statici offerti da una sezione siffatta va in primo luogo ricordato come il suo buon comportamento alla torsione primaria, favorito dal trovarsi in un campo di luci medio-alte ed in definitiva di rapporti luce/larghezza relativamente elevati, rende trascurabile l'aggravio delle tensioni normali legate alla torsione secondaria; in secondo luogo, e ciò è invero quasi banale, l'attitudine a fronteggiare momenti negativi con una opportuna maggiorazione dello spessore della soletta inferiore, controsoletta, rispetto a quello richiesto dalla sola torsione.

Unico elemento di preoccupazione in una sezione avente la forma innanzi descritta è quello derivante dalle forti escursioni cui sono soggetti gli stati tensionali negli sbalzi per il continuo passaggio degli automezzi; ciò comporta ovviamente una attenta valutazione dei fenomeni di fatica come è stato in qualche modo evidenziato nelle istruzioni di cui detto nel sommario. In esse, e non è cosa del tutto nuova,

---

[1]Si ricorda come la rapidità esecutiva, e quindi la solidarizzazione di getti successivi quasi coevi, ha anche molto spesso il vantaggio di rendere estremamente limitati gli effetti statici conseguenti alle deformazioni viscose

viene suggerito di ridurre la pericolosità della situazione, e soprattutto di rendere più agevoli eventuali interventi manutentivi, passando ad una sezione triconnessa che incorpori quelli che, nella sezione monoconnessa, sono gli sbalzi o, in alternativa, sostenendoli con puntoni inclinati ancorati al cassone centrale.

A conclusione del discorso pare opportuno ricordare come in alcune realizzazioni al cassone unico si sia preferita una soluzione a due cassoni affiancati e solidarizzati; in tal caso si ha il vantaggio che le parti a sbalzo assumono luci ben più limitate pur non essendo questa la motivazione della scelta. Essa è infatti caratteristica nei casi in cui si intenda prefabbricare elementi di notevole lunghezza contenendone comunque il peso per esigenze di movimentazione.

La sezione innanzi descritta viene proficuamente utilizzata, mantenendone costante l'altezza, negli schemi a trave continua nell'ambito di quelle che vengono attualmente considerate luci "medie"; per queste l'aumento degli spessori, verso l'interno dello scatolare, è sufficiente a fronteggiare, nelle zone a cavallo degli appoggi, le maggiori sollecitazioni da taglio e torsione, gli effetti locali, nonché l'inversione di segno del momento flettente.

Per quanto nel prosieguo ci si limiti ad esaminare il caso ora illustrato (altezza costante) pare opportuno ricordare come, in un campo di luci più "grandi", non potendosi ovviamente spingere l'ispessimento delle pareti dello scatolare oltre un ragionevole limite, e quello che certamente non è auspicabile raggiungere è quello della sezione piena, è necessario ricorrere alla variabilità anche dell'altezza della sezione.

Nel concludere si osserva che la suddivisione sopra operata tra medie e grandi luci, e qui non si considera il campo delle "piccole luci" dominato dalla prefabbricazione industriale e nel quale la continuità va intesa più come espediente locale che nel suo significato strutturale d'insieme, non ha ovviamente confini precisi ma può essere considerata sufficientemente significativa; molto strette sono d'altronde le sue correlazioni con le modalità esecutive più ricorrenti nei due casi.

3.COMPORTAMENTO STRUTTURALE E MODALITA' ESECUTIVE

Nel caso che si considera, viadotti di notevole lunghezza e quindi schema finale continuo su elevato numero di luci, vanno esaminate con la massima attenzione le condizioni che occorre soddisfare per consentire la massima semplicità esecutiva nell'ambito di ciascuna fase di avanzamento dei lavori e per ottenere che tali fasi siano, al più possibile, di tipo ripetitivo.

Una prima risposta a tali esigenze si persegue con l'adozione di una sezione ad altezze costante, e quindi a profilo esterno costante, cui si è fatto già riferimento in precedenza. Tale scelta ha però immediate implicazioni nell'attitudine a fronteggiare i momenti negativi e, più in generale, sulla necessità di rendere variabile la sezione con opportuni aumenti di spessore; è ben noto infatti come in una trave continua a sezione variabile l'aumento di rigidità nelle zone di appoggio comporta un aumento dei momenti negativi, ed una corrispondente diminuzione di quelli positivi (nei cui riguardi la sezione corrente è invece più idonea), cosicché tale provvedimento comporta una esaltazione del fenomeno che occorre fronteggiare. Occorre allora

affrontare la questione alle origini intervenendo sull'andamento dei diagrammi dei momenti e poichè cio non può farsi per quanto riguarda quelli dovuti ai carichi portati (opere di completamento e carichi mobili), che agiscono sullo schema strutturale definitivo, può ovviarsi all'inconveniente dosando opportunamente il diagramma dei momenti finale dovuto al peso proprio essendo questo direttamente legato alle modalità di avanzamento; una soluzione razionale al problema è quella di figura 1, ampiamente illustrata in [2].

4. IL PESO PROPRIO: SCELTA DEI RAPPORTI TRA LE LUCI

Riferendosi ad un viadotto di notevole luce complessiva, e quindi di elevato numero di campate, il momento su un generico appoggio j dovuto al peso proprio risulta somma:

- di quello di mensola che si ha al completamento della esecuzione del tratto riportato a linea piena in fig. 1b : M_s
- di quello iperstatico che ivi si genera sullo schema di trave continua estesa fino al tratto successivo eseguito, a tratti in figura 1b, M_i
- di quelli che si generano sugli schemi di trave continua successivi che trasmettono effetti che, alternandosi in segno, si vanno rapidamente estinguendo e possono porsi nella forma

$$-tM_i\,,\quad t^2 M_i\,,\quad -t^3 M_i\,,\quad \ldots$$

in cui t ha il significato di coefficiente di trasporto (per la trave a sezione costante, e numero di campate infinito, risulta t=0,268).

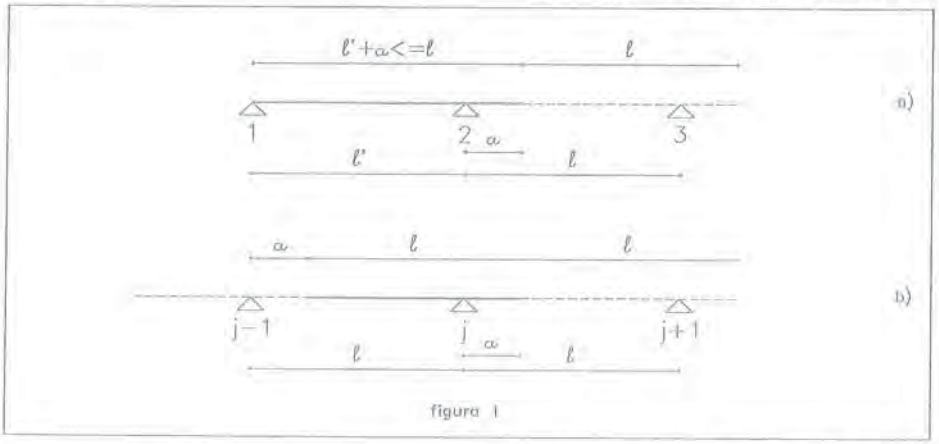


figura 1

In detta soluzione, essendosi preliminarmente fissato il valore di ℓ, possono variarsi la luce a dello balzo provvisorio ed, in una certa misura, la luce, ℓ', della prima campata che sarà adottata anche per l'ultima; nel prosieguo si cerca di individuare i criteri che presiedono alle più opportune scelte di tali luci.

Ciò assicura su una buona, e rapida, stabilizzazione dei valori del momento negativo che può aversi fin dal secondo appoggio se si conferisce alla prima campata una lunghezza opportuna (per la trave a sezione costante ℓ'=0,866 ℓ). Ovviamente tale stabilizzazione del valore del momento M_j si va perdendo all'avvicinarsi all'altro estremo della trave ma in realtà solo sul penultimo appoggio si ha una variazione apprezzabile (diminuzione del valore assoluto di M_j intorno al 15%) mentre gia sul terzultimo essa è estremamente ridotta.

Da quanto precede emerge una prima indicazione sul valore da darsi ad ℓ' ma va opportunamente notato che sue variazioni intorno al valore indicato influiscono in modo del tutto trascurabile sulla stabilizzazione di M_j. Va ancora ricordato che la predetta indicazione da riscontri del tutto positivi anche sulla uniformità dei valori dei momenti sugli appoggi dovuti ai carichi portati (per carico e sezione costante ℓ'=0,816 ℓ).

Passando ora ad esaminare l'influenza della luce a dello sbalzo sul valore che assume il momento sull'appoggio generico, (la cui entità è quella che si vuole contenere così da non avere forti squilibri tra i momenti positivi di campata M_{max} e quelli negativi sugli appoggi M_{min}), si riferiscono i risultati di una semplice indagine relativa al caso di sezione costante, e quindi di carico (peso proprio) costante, in cui si è valutato il rapporto:

$$\alpha=[M_{min}/M_{max}]$$

al variare di α/ℓ. Si riportano i seguenti valori:

α/ℓ	0,0	0,1	0,2	0,3
α	0,732	0,782	0,976	1,479

Da questi si vede che si riesce ad ottenere la prevalenza di M_{max} fino al valore di α/ℓ di 0,2 in corrispondenza del quale i due momenti sono pressoché eguali $\left(|M_{min}| \cong M_{max} \cong \frac{g\ell^2}{16}\right)$ e resta così individuato il campo in cui conviene porsi. Una maggiore definizione di tale campo, che porta ad escludere i più bassi rapporti di α/ℓ., è suggerita da un complesso di ovvie considerazioni collaterali fra cui quella prevalente è di situare la sezione di attacco tra due parti realizzate in successione in una zona dove la caratteristica flettente complessiva assume valori piuttosto limitati. In tale sezione di attacco, e ci si riferisce alla esecuzione in sito con cassaforma autovarante, vanno attestati i cavi cappello necessari sull'appoggio che precede ed eseguite le connessioni dei cavi da disporre in continuità campata per campata.

Dalle indicazioni che precedono si trae che sussiste una ottima concordanza tra le esigenze statiche e quelle esecutive risultando pienamente accettabili valori di ℓ' e di a soddisfacenti alla condizione ℓ'+a≤ ℓ come ad esempio, e si veda [2], ℓ'=0,8 ℓ, a=0,2 ℓ.

5. CONSIDERAZIONI SULLA PRECOMPRESSIONE

Dal complesso delle considerazioni che precedono si trae che, nella campata generica, la disposizione dei cavi deve essere tale che lo stato di precompressione che si realizza debba fronteggiare momenti di campata positivi minori, in valore assoluto, di quelli negativi sugli appoggi e ciò con riferimento ai loro valori estremi complessivi (somma di quelli dovuti ai carichi fissi ed ai carichi portati). A fronte di tale necessità va in primo luogo esaminata la situazione sotto il semplice aspetto geometrico e si ricorda a tal fine che la sezione

corrente ha forma tale da essere ben idonea a fronteggiare i momenti positivi essendo caratterizzata da un baricentro "alto" e consentendo quindi di disporre in essa i cavi con notevole eccentricità. La stessa situazione non si verifica sugli appoggi dove, nonostante le variazioni di spessore che si realizzano, l'abbassamento del baricentro che può conseguirne non consente di ottenere la maggiore eccentricità, ora verso l'alto, che sarebbe opportuna. Pur rilevandosi fin d'ora la necessità di ricorrere ai cavi cappello va notato che il discorso che precede riguarda esclusivamente il momento primario da precompressione (Ne) e va integrato esaminando quale sia l'andamento dei momenti secondari atteso che la precompressione di un tratto come quello a linea piena in figura 1b avviene in continuità con tutta la parte di trave in sinistra già realizzata (ovvero nella stessa situazione in cui ne entra in gioco il peso proprio).

Esaminando dapprima le conseguenze della tesatura dei cavi in campata, ed è da escludersi il tratto a sbalzo eseguito nella fase precedente, può senz'altro affermarsi che per la prevalenza delle eccentricità verso il basso i momenti secondari sono positivi cosicché le curve delle pressioni si spostano verso l'alto rispetto ai tracciati geometrici. Tale effetto assume quindi il verso opportuno equivalendo ad un aumento di eccentricità sugli appoggi, e di diminuzione in mezzeria, e compensa gli squilibri dovuti alla geometria. Fortunatamente la situazione non viene turbata, e si parla sempre di momenti secondari, se non in modo trascurabile dalla presenza dei cavi cappello; la loro influenza su detti momenti secondari è infatti nulla per la parte che impegna lo sbalzo, a causa della sua isostaticità, e del tutto trascurabili per la parte immediatamente a ridosso dello sbalzo stesso.

6. NOTE CONCLUSIVE

La disamina condotta mostra come le esigenze di funzionalità e durabilità che spingono verso la realizzazione di viadotti di notevole lunghezza, senza giunti intermedi, trovino una adeguata risposta nelle soluzioni a travata continua in C.A.P. a sezione scatolare. Che si sia fatto ampio riferimento al caso dell'altezza costante non conferisce certo un significato limitativo alle considerazioni svolte, che hanno quasi tutte validità più generale, e ben concorda con la constatazione che i viadotti di grande lunghezza si sviluppano quasi sempre in condizioni ambientali in cui non sono richieste grandi luci e, con esse, la variabilità dell'altezza con i relativi maggiori oneri. Proprio per essersi posti in tale campo si è inoltre considerato che l'esecuzione comporti avanzamenti dell'ordine della luce della campata considerando esplicitamente il caso in cui la "continuità" caratterizzi non solo l'opera finita, bensì il comportamento strutturale nella generica fase costruttiva.

BIBLIOGRAFIA

[1] C.N.R.: Ponti e viadotti - Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale, A.I.S.C.A.T.

[2] A. RINELLI: Il viadotto Sesia presso Vercelli, Industria Italiana del Cemento n. 622

IL PROBLEMA DEL NON SINCRONISMO NELLA RISPOSTA DEI PONTI CON DISPOSITIVI DI DISSIPAZIONE E CON APPOGGI CONVENZIONALI

Camillo NUTI
Dipartimento di Scienza e Storia dell'Architettura - Università degli Studi "G.D'Annunzio"di Pescara

IL PROBLEMA DEL NON SINCRONISMO NELLA RISPOSTA DEI PONTI CON DISPOSITIVI DI DISSIPAZIONE E CON APPOGGI CONVENZIONALI

Camillo NUTI
Associato di Costruzioni in Zone Sismiche
Università G.D'Annunzio
PESCARA

SOMMARIO

Viene presentata la risposta sismica in campo nonlineare per azioni nonsincrone di tre ponti a travata sia con appoggi convenzionali che con dispositivi di dissipazione. Sono analizzati differenti criteri di progetto per i ponti con dispositivi, mentre i ponti convenzionali sono progettati con l'EC8. Tra i vari parametri l'incrudimento dei dissipatori si è dimostrato di particolare interesse.

SUMMARY

Nonlinear seismic response to nonsynchronous input of three continous 4 span bridges is presented. Either conventional and isolated (throught dissipative supports) bridges are considered. Different design criteria for the isolated ones are analyzed, while the conventional are based on EC8 for different behavior factors. Hardening of the dissipative supports has resulted useful for reducing their displacements.

Introduzione

Il problema della risposta sismica dei ponti all'azione non sincrona è stato ampiamente studiato in campo elastico sia nel dominio del tempo che delle frequenze sia con metodi deterministici che in dinamica aleatoria. Una interessante rassegna dei lavori svolti è riportata in [1]. Trattazioni complete in campo non lineare non sono state ancora presentate.

Il recente sviluppo di tecniche di protezione sismica dei ponti mediante impiego di dispositivi di dissipazione di energia sembra richiedere una indagine approfondita del problema. Le notevoli non linearità di comportamento di queste strutture non consentono l'estrapolazione dei risultati ottenuti modelli elastici, mentre una accurata valutazione dei massimi spostamenti dei dispositivi risulta essenziale sia per garantirne un adeguato livello di sicurezza che per il contenimento dei costi. Il presente lavoro presenta lo stato di avanzamento di una ricerca in corso sull'argomento che intende tra l'altro contribuire alla messa a punto della normativa UNI per il progetto di dispositivi di isolamento sismico ed alla norma sismica

Europea per i ponti, EC8.2 [2]. Sia il campione dei ponti presentato che la modellazione del nonsincronismo qui illustrati non consentono di trarre conclusioni generali. I risultati sin qui ottenuti indicano tuttavia l'importanza del problema del nonsincronismo, nonché l'utilità che può presentare l'utilizzo di dissipatori incrudenti anziché elasto plastici "perfetti".

Geometria e Criteri di Progetto

Sono stati considerati 3 ponti aventi tutti lo stesso impalcato: continuo a cassone con 4 campate di 50 metri di luce (fig.1). Il ponte è appoggiato su carrelli sulle spalle, mentre è vincolato sulle tre pile (per azioni impulsive). Le pile laterali sono alte 15, 10, 7.5 metri nei tre casi considerati, quelle centrali invece 30, 25, 15 metri, la sezione trasversale è in tutti i casi la stessa: circolare di 2.50 m di diametro.

Sulla pila centrale è disposta una cerniera, mentre gli eventuali dispositivi di dissipazione, di tipo elasto lastici con incrudimento, sono disposti sulle pile laterali I ponti convenzionali sono stati progettati sulla base della presente bozza di norma EC8.2. Le sollecitazioni di progetto per la verifica allo allo stato limite ultimo, sono ottenute con una analisi elastica, con spettro di risposta per terreni intermedi, scalato all'accelerazione del terreno A_{max}=0.4g * 1.2=0.48g, dividendo i valori ottenuti per il fattore di struttura K. Sono stati considerati due valori di K: 3 e 4. I ponti con dispositivi di dissipazione sono stati dimensionati in modo che per la intensità sismica relativa allo stato limite di danno (s.l.d) (A_{max}=0.1g) siano verificate le seguenti relazioni:

$$F_i = F/\gamma_i \; ; \quad F_p = F/\gamma_p$$

essendo F_i F_p le forze di progetto dei dissipatori e delle pile, valutando le resistenze di queste ultime con il calcestruzzo compresso allo 0.35% e l'acciaio teso all'1%, F le sollecitazioni ottenute con l'analisi elastica per l'intensità sismica relativa allo s.l.d., γ_i γ_p due coefficienti di "sovraresistenza" che per i tre criteri di progetto considerato assumono i seguenti valori:

	A	B	C
γ_i	1.2	1.0	1.0
γ_p	1.1	1.1	1.2

Il criterio B rappresenta l'orientamento base che prevede la plasticizzazione dei dissipatori in corrispondenza della intensità relativa allo s.l.d., la maggiorazione delle forze di progetto intende garantire l'effettiva plasticizzazione dei dispositivi di dissipazione prima di quella delle pile, tenendo conto del fatto che il dimensionamento si basa sul momento ultimo anziché su quello di snervamento; il criterio C intende aumentare la sicurezza anche per meglio cautelarsi nei confronti di sovraresistenze dei

TAB.1

	PONTE 1				PONTE 2				PONTE 3			
	A-B	C	K=4	K=3	A-B	C	K=4	K=3	A-B	C	K=4	K=3
Aa(cm)	76.71	90.00	91.63	149.5	76.71	86.76	91.63	150.5	56.87	65.32	65.40	97.64
J0/Jf	1.61	1.58	1.51	1.10	1.61	1.62	1.43	1.04	1.95	1.75	1.69	1.35
T(sec)	1.42	1.40	1.42	1.21	1.37	1.37	1.30	1.13	0.51	0.45	0.48	0.43
Ms	68500	79000	80000	114000	68500	76000	80000	120000	56000	58000	61000	80000
Mu	71630	81070	86210	128800	71630	79000	86210	128800	57640	61690	66120	90600
$\chi_e(m^{-1})$	.0018	.002	.002	.002	.0018	.002	.002	.002	.0019	.0018	.0019	.0019
$\chi_u(m^{-1})$	.0109	.0114	.0117	.0133	.0109	.0114	.0117	.0133	.0103	.0105	.0105	.0115

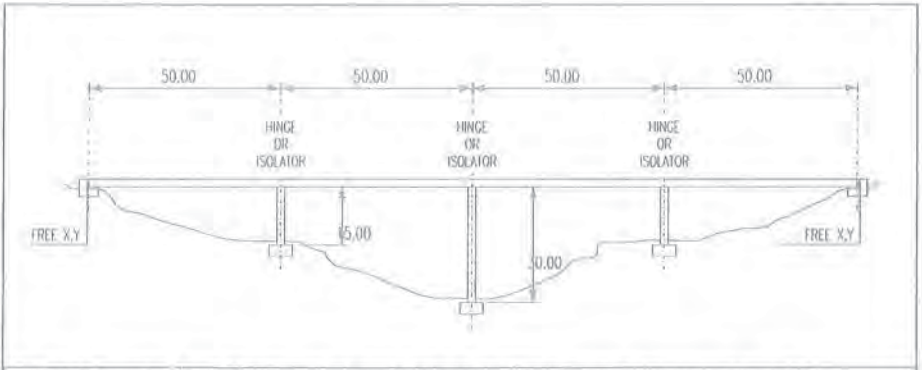


Fig.1 Schema longitudinale del ponte 1, ponte2 pila lat. h=10, pila centr. h=25, ponte 3 h= 7.5-15

dissipatori, il criterio A intende ottenere gli stessi risultati di C mantenendo invariate le intensità delle forze di progetto delle pile, riducendo le forze di plasticizzazione dei dissipatori. Si può infatti ritenere che i dispositivi di dissipazione non risentano di modeste escursioni in campo plastico (pari ad almeno 1 volta lo spostamento di plasticizzazione).

Con il criterio A si dovrebbe quindi di avere un sensibile risparmio a parità di sicurezza nei confronti dei diversi stati limite, le pile sono infatti le stesse del caso B. Le caratteristiche delle strutture così ottenute sono riportate in tab.1 assieme ai valori del momento di snervamento Ms del momento ultimo Mu e delle rispettive curvature, utilizzati nel caso di analisi nonlineare basata sulle resistenze medie dei materiali anziché sulle resistenze di progetto.

Le forze di snervamento dei dissipatori, e le relative rigidezze elastiche sono riportate in tab 2.

TAB.2	PONTE 1			PONTE 2			PONTE 3		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
F	2670	3190	3360	4220	5060	5040	4570	5490	5550
K/1000	415	480	504	632	759	756	686	823	832

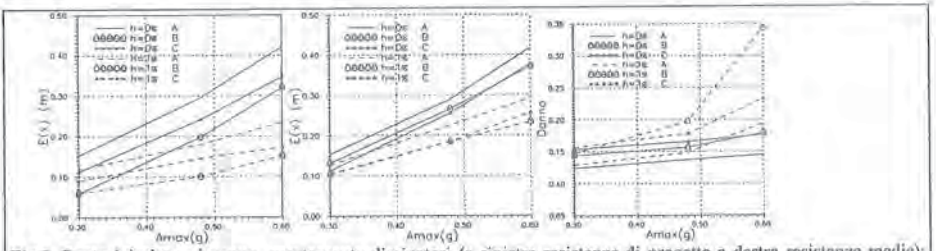


Fig.2. Ponte 1 isolato, sincrono, spostamento dissipatori (a sinistra resistenze di progetto a destra resistenze medie); danno pile, resistenze medie.

Verifica dinamica nonlineare: Modello e Parametri della Struttura, Azione Sismica

La verifica della risposta all'azione sismica è stata eseguita utilizzando il programma ASPIDEA[3], con lo stesso modello geometrico della struttura su cui si sono eseguite le valutazioni di progetto, tenendo tuttavia conto del comportamento nonlineare dei dispositivi di dissipazione, modellati con un legame del tipo Menegotto-Pinto:

$$f = bx + (1-b)x/(1+x^R)^{1/R}$$

essendo f e x forza e spostamenti normalizzati rispetto all'ultima escursione plastica, differenza tra punto di snervamento e di inversione, b l'incrudimento, rapporto tra modulo elastico asintotico oltre la soglia di snervamento e modulo iniziale, R un coefficiente che da' la rapidità di passaggio tra ramo elastico e ramo plastico, R=20 da' luogo ad un comportamento elasto plastico. Sono considerati gli effetti del 2° ordine dovuti ai carichi verticali. Le pile sono considerate elastiche con cerniera plastica di lunghezza finita, pari a circa 1/10 dell'altezza, concentrata alla base. Sono stati considerati 3 valori di R: 2, 5, 20, nel caso sincrono, mentre le analisi nonsincrone sono state svolte solo con R=20. Sono stati considerati 3 valori di b: 0, 0.003, 0.01, i quali danno luogo, per l'insieme pila isolatore, ai valori di incrudimento riportati in tab.3.

TAB.4	laterale-centrale			laterale-laterale		
	χ_m	σ	ρ_x	χ_m	σ	ρ_x
v=600	.014	.0008	.24	.028	.00157	-.065
v=300	.028	.00157	-.065	.0525	.00294	-.14

L'azione sismica è rappresentata da un set di 10 accelerogrammi artificiali, generati con il programma Simqke[3] in modo da riprodurre lo spettro di risposta elastico EC8 per terreni intermedi. La durata degli accelerogrammi è 20 secondi con un tratto stazionario di 10, ed una zona nonstazionaria iniziale ed una finale di 2.5 e 7.5 rispettivamente.

TAB.3	1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C
K_p	3551	3551	3618	11984	11910	23455	23455	23455	26136
b=0.003	.037	.043	.044	.019	.022	.022	.012	.0135	.0125
b=0.01	.12	.145	.149	.149	.073	.073	.039	.045	.041

Vengono calcolati il valore medio e la varianza della risposta. I parametri di risposta analizzati sono il danno delle pile e lo spostamento dei dissipatori. Il danno viene calcolato con l'espressione:

$$d = \chi/\chi_u + \alpha \int E/E_u$$

ove χ è il valore massimo della deformazione (curvatura) raggiunta, χ_u è la curvatura di collasso monotono, E è l'energia dissipata, E_u è l'energia di deformazione allo snervamento, α è un coefficiente adimensionale, assunto pari a 0.002 [6],. χ_u è valutata in corrispondenza al raggiungimento delle deformazioni del conglomerato e dell'acciaio pari a : ε_a=0.008, ε_c=0.10. Stante il modesto valore di α il collasso è dovuto essenzialmente al raggiungimento della deformazione ultima monotona.

I risultati qui presentati si riferiscono oltre al caso sincrono, ad una azione sismica nonsincrona dovuta ad un semplice sfasamento temporale $\Delta\tau$ dato dal rapporto d/v, essendo d la distanza dalla prima spalla e v la velocità apparente delle onde. La variazione spaziale della azione può essere rappresentata con modelli più complessi, meglio rappresentativi dell'evidenza sperimentale, nei quali viene definita la funzione di coerenza:

$$\gamma_{ij}(i\omega) = S_{ij}(i\omega) / \left(\sqrt{S_{ii}(\omega)} \cdot \sqrt{S_{jj}(\omega)}\right) = |\gamma(i\omega)| \exp(i\omega d/v)$$

(ove i segnali nei vari punti (Sij(.) è la funzione densità spettrale di potenza tra i punti i e j). Il modello qui presentato include solo il termine esponenziale della coerenza rappresentativo dello sfasamento dovuto alla propagazione. La complessità del fenomeno richiederebbe anche una modellazione della "perdita di coerenza" $|\gamma|$ che tiene conto delle altre cause di variabilità, essenzialmente legate al meccanismo di sorgente ed agli aspetti più complessi della trasmissione. L'indagine relativa ad azioni sismiche descritte in maniera più completa utilizzando le modellazioni basate sui risultati sperimentali delle reti accelerometriche ottenuti nell'ultimo decennio, si veda ad esempio [7], è attualmente in corso. Tuttavia i è sembrato utile,visti i numerosi parametri considerati nello studio e le notevoli incertezze ancora esistenti a livello di scelte progettuali, analizzare da prima i risultati di analisi basate su questo modello "semplice" della variabilità spaziale, la cui comprensione fisica è intuitiva e che spesso è stato adottato in valutazioni "ingegneristiche" della risposta di strutture a notevole estensione spaziale. Gli spostamenti relativi massimi alla base delle pile dovuti allo sfasamento del moto sismico sono riportati in tab.4, per A_{max}=0.1g.

Si può osservare che per una accelerazione del terreno di 0.48g, l'ordine di grandezza degli

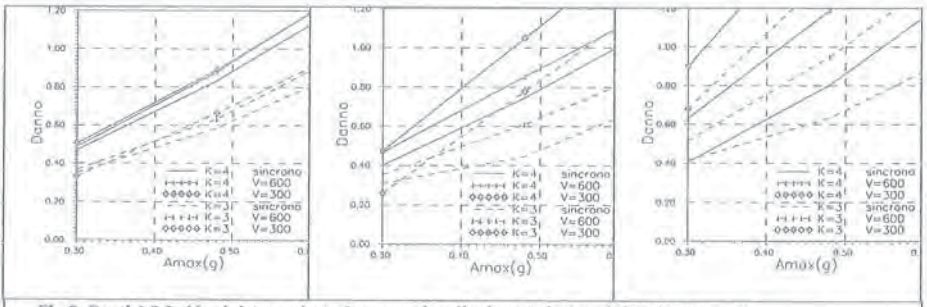


Fig.3. Ponti 1,2,3 (da sinistra a destra) convenzionali, risposta in termini di danno medio

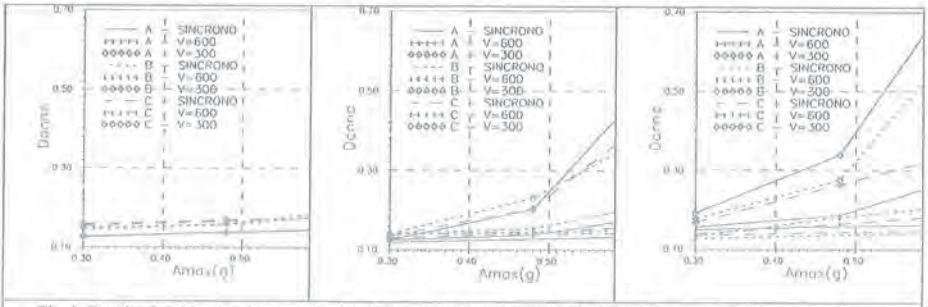


Fig.4. Ponti 1,2,3 (da sinistra a destra) isolati, incrudimento nullo, risposta in termini di danno medio.

spostamenti relativi massimi tra le due pile laterali è di circa 14 cm per V=600 e di circa 25 cm per v=300 rimandando a [8] per una completa illustrazione critica dei risultati sincroni.

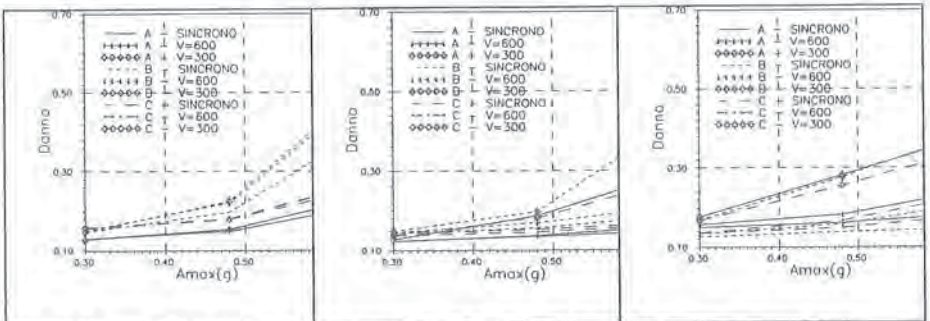


Fig.5. Ponti 1,2,3 (da sinistra a destra) isolati, incrudimento 0.01, risposta in termini di danno medio

m/s, il coefficiente di variazione è indipendente dall'intensità e vale circa 5.6%.

In tab.4. sono riportati anche i coefficienti di correlazione tra le accelerazioni, si può osservare come per entrambe le azioni si possa parlare di accelerazioni di input poco correlate.

Analisi dei Risultati

I risultati illustrati si riferiscono alla sola analisi longitudinale, che per la struttura considerata risulta la più gravosa in termini di danno massimo. Peraltro, anche per effetto delle condizioni di vincolo sulle spalle, la risposta trasversale è molto simile alla longitudinale. Sono state valutate le risposte per A_{max}=0.3g, 048g (intensità di progetto) e 0.6g.

Prima di illustrare gli effetti del nonsincronismo si fa una breve presentazione dei risultati ottenuti nel caso sincrono, per i diversi criteri di progetto adottati,

Come si può rilevare dalla fig.2, ove sono mostrati i risultati relativi al ponte 1, i tre criteri di progetto danno luogo a valori del danno trascurabili (valori inferiori a 0.16-0.17 indicano che la pila è rimasta in campo elastico) in particolare per i criteri A e C, come atteso. Il confronto con gli analoghi risultati per i ponti convenzionali, fig.3, sottolinea l'efficacia dei dissipatori, il danno totale nelle pile per A_{max}=0.6g risulta infatti anche nel caso con incrudimento 0.01 inferiore al ponte convenzionale con coefficiente di struttura 3 per A_{max}=0.3g.

Gli spostamenti massimi dei dissipatori dipendono sia dal criterio di progetto che dall'incrudimento. La presenza di quest'ultimo consente di ridurre gli spostamenti, tuttavia a scapito di una maggior impegno della struttura. Il criterio A dà sempre luogo a valori maggiori del C e del B. Gli spostamenti risultano sistematicamente maggiori se stimati con resistenze medie per le pile, pertanto tale criterio andrebbe sempre seguito per il dimensionamento della corsa degli stessi. Si può osservare che nel caso elasto

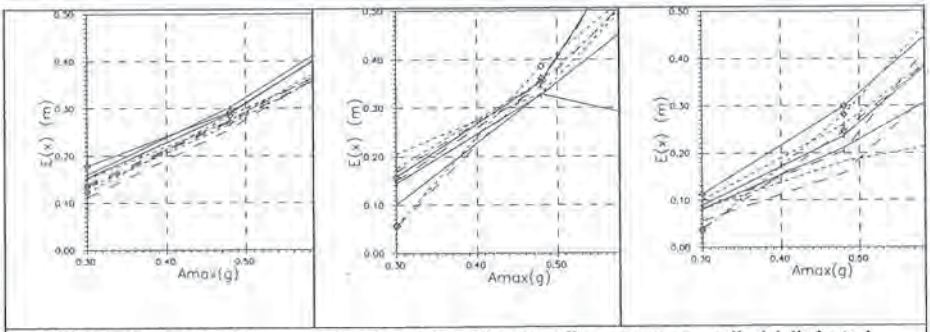


Fig.6. Ponti 1, 2, 3, (da sinistra a destra) isolati, incrudimento nullo, spostamento medio dei dissipatori

plastico i criteri A e C sono poco sensibili alle caratteristiche (resistenze medie o di progetto) della struttura. Il risultato è di per se interessante ma non generalizzabile. E' importante osservare come talvolta all'aumentare della intensità di verifica si riduca lo spostamento massimo dei dissipatori per effetto delle variate caratteristiche dinamiche equivalenti.

Questo fatto deve indurre i progettisti a valutare la sensibilità della struttura all'intensità sismica.

L'effetto del non sincronismo viene in generale studiato in campo elastico sovrapponendo la risposta dinamica alla risposta pseudostatica. La prima tende a diminuire all'aumentare della scorrelazione delle accelerazioni, mentre la seconda tende ad aumentare come conseguenza dell'aumento dello spostamento relativo degli appoggi. Se la risposta è fortemente nonlineare tuttavia il criterio di sovrapporre i due effetti risulta quantomeno di difficile applicazione. In fig.3 sono illustrati i risultati ottenuti per i 3 ponti con appoggi convenzionali. Si può osservare come l'effetto del nonsincronismo risulti molto marcato per il ponte 3, le cui pile sono più rigide, e risulta comunque importante anche per il ponte 2. In entrambe le strutture l'azione nonsincrona, nel caso V=300, induce la crisi nella struttura (danno=1) per A_{max}=0.48g.E' interessante osservare come alle basse intensità (A_{max}=0.3g) i ponti 1 e 2, con k=3, diano luogo a risposte minori rispetto al caso sincrono, confermando risultati ben noti in campo elastico. Viceversa nei casi con k=4 la risposta è sempre fortemente nonlineare, mentre il ponte 3, nonsincrono, nel caso v=300, risulta significativo, ad indicare una certa escursione in campo nonlineare, con valori della duttilità richiesta, per A_{max}=0.48g, dell'ordine di 2 e per A_{max}=0.6g dell'ordine di 3.

Il confronto con il caso di incrudimento pari a 0.01, fig.5, risulta di un certo interesse. Si può infatti notare come il danneggiamento delle pile nel caso v=300 risulti equivalente e talvolta minore rispetto al caso elasto plastico, a differenza del caso sincrono.Questo fatto può trovare una spiegazione nella possibilità che i movimenti nonsincroni possano essere contrastati anche dopo aver superato la soglia plastica, ripartendone gli effetti tra le pile,con un contenimento della risposta.

Gli spostamenti dei dissipatori sono illustrati in fig.6 e 7, nel caso con incrudimento 0 e 0.01. Anche per questa grandezza si può notare come il ponte 1 sia il meno influenzato dal nonsincronismo nel caso elasto plastico. In generale tuttavia l'azione nonsincrona induce deformazioni notevolmente più grandi nei dispositivi, in particolare nei casi con incrudimento 0.01. Si può inoltre constatare come la presenza dell'incrudimento riduca sempre in maniera sensibile lo spostamento sino al 50-80% del caso elasto plastico, analogamente al caso sincrono.

Alla accelerazione di progetto (A_{max}=0.48g) i valori degli spostamenti dei dispositivi si differenziano poco tra i diversi criteri di progetto, mentre si era notata una certa differenza a livello del danno, che risultava più sensibile nel caso B.

Le risposte ottenute con incrudimento 0.03 sono

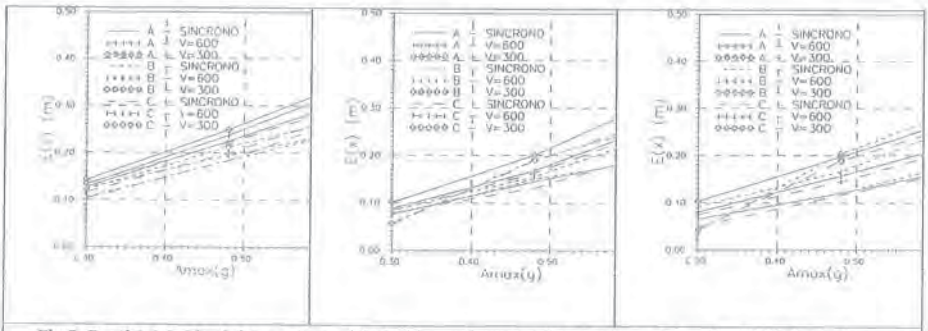


Fig.7. Ponti 1,2,3, (da sinistra a destra) isolati incrudimento 0.01, spostamento medio dei dissipatori

essendo molto rigido, risente della componente pseudostatica anche ad intensità modeste.

Nel caso di ponti con dissipatori, si è interessati sia al danno nelle pile che allo spostamento dei dispositivi.

Con riferimento al caso di incrudimento nullo, fig.4, si può osservare che il valore del danno risulta sempre contenuto rispetto ai ponti convenzionali. Anche nei ponti isolati ,il ponte 1 di fatto non risente dell'azione nonsincrona, mentre nei ponti 2 e 3 l'effetto essenzialmente coincidenti con le elasto plastiche salvo nel progetto C in cui si hanno leggere riduzioni di spostamento.

I valori delle risposte in termini di danno sono piuttosto dispersi con coefficienti di variazione del 100%. Tuttavia i valori di danno ottenuti sono notevolmente più piccoli di quelli relativi ai ponti convenzionali.

Il valore medio più una deviazione standard degli spostamenti dei dissipatori è mostrato in fig.8, per il

ponte 2. Si può notare che gli aumenti osservati rispetto ai valori medi sono maggiori nei casi elasto plastici rispetto ai casi ad incrudimento 0.01. Analogo comportamento è stato riscontrato negli altri ponti. La valutazione dello spostamento massimo di progetto dei dispositivi è particolarmente importante perché tale parametro influenza notevolmente il costo dell'insieme, mentre una stima per difetto può compromettere la sicurezza dell'opera. Il primo dei due aspetti potrebbe condurre a scegliere il valore medio quale indicatore, ma tale valore, proprio perché valor medio dei massimi è superato all'incirca nel 50% dei casi. L'utilizzo di dissipatori incrudenti, riducendo la dispersione della risposta, consente di ottenere livelli adeguati di sicurezza pur salvaguardando gli aspetti di economicità.

Conclusioni

Sono state messe a confronto le risposte sismiche di 3 ponti a travata con appoggi di tipo tradizionale e dissipatori. Sono stati analizzati 3 criteri di progetto, con diversi rapporti tra resistenza delle pile e dei dissipatori. Sono stati essenzialmente illustrati gli effetti dell'azione nonsincrona, con un modello a trasmissione d'onda.

L'effetto del nonsincronismo si è dimostrato molto impegnativo per i 2 ponti convenzionali più rigidi, mentre per la struttura più flessibile la risposta non sincrona è equivalente alla sincrona pur essendo la prima scorrelata.

La presenza dei dispositivi di dissipazione consente di ridurre notevolmente l'impegno delle strutture anche nel caso nonsincrono. L'analisi ha mostrato la notevole importanza che il nonsincronismo ha in particolare nella valutazione dello spostamento massimo dei dispositivi.

Si è potuto constatare che la presenza dell'incrudimento consente di ridurre in maniera determinante, anche del 50%, tale parametro di risposta, oltre a garantirne anche una minore dispersione, con notevole vantaggio sia dal punto di vista della sicurezza che della economia dell'opera. La presenza dell'incrudimento ha infine consentito una discreta riduzione del danno alla alte intensità in presenza di azione fortemente nonsincrona.

Questi risultati rappresentano una certa novità rispetto alla attuale tendenza che privilegia i dispositivi ad incrudimento nullo, e pur non essendo generabilizzabili, vista la ristrettezza del campione strutturale studiato, indicano una interessante strategia progettuale.

Il confronto tra diverse scelte nella definizione delle grandezze di resistenza delle strutture per le verifiche nonlineari ha chiaramente mostrate che, per la stima degli spostamenti massimi dei dissipatori, occorrerebbe utilizzare i valori medi delle resistenze anzichè quelli di progetto. I valori di risposta di riferimento non dovrebbero limitarsi al valore medio ma tener conto della dispersione.

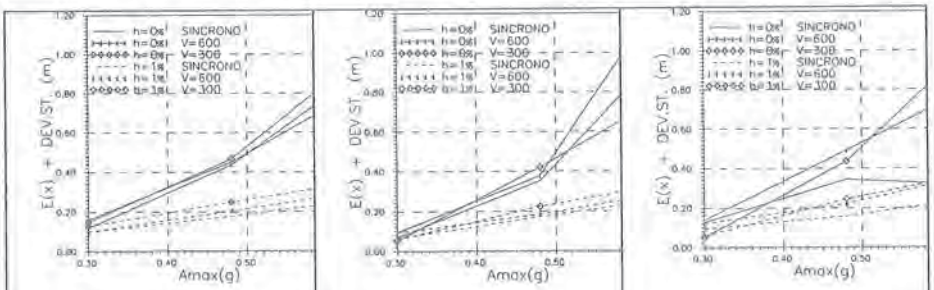


Fig.8. Ponte 2, spostamento dei dissipatori: valor medio + 1 deviazione standard

Riferimenti Bibliografici

[1] Perotti F.,1990,"Structural response to non stationary multiple support random excitation" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.19, 513-527

[2] Commission of the European Communities,1990,"Eurocode No8 Structures in seismic regions -Design- Part 2 Bridges" Draft.

[3] Giannini R.,Monti G.,Nuti C., Pagnoni L.,1992, "ASPIDEA, a computer program for nonlinear analisis of isolated bridges under nonsynchronous seismic action", DISAT Pubblicazione 5/92, Ottobre.

[4] Vanmarke E.,1977," Structural Response to Earthquakes", in Seismic Risk and Engineering Decision, ed.Lomnitz

[5] Nuti C.,1991,"Aspetti relativi alla progettazione di ponti con apparecchi di appoggio dissipativi." Atti

del convegno L'Ingegneria Sismica in Italia, Palermo, 29 Sett.-2 Ott.,2o Vol.

[6] Nuti C., Pinto P.E.,1988,"Indagini sperimentali sul comportamento ciclico di pilastri in c.a. con inerte leggero e normale: effetti della geometria della sezione e della resistenza del conglomerato." Atti del 4° Convegno L'Ingegneria Sismica in Italia, Milano, 4-6 Ottobre.

[7] Abrahamson N.,Schneider J.F.,Stepp J.C., 1991, "Spatial Coherency of shear waves from the Lotung, Taiwan large scale seismic Test." Structural Safety,10(1991)145-162

[8] Nuti C.,1993, "Risposta di ponti con apparecchi d'appoggio dissipativi ad azioni nonsincrone con modelli a propagazione d'onda" in corso di stampa.

Ringraziamenti.

L'autore ringrazia l'ingegner Ernesto Ochat per la collaborazione nell'esecuzione delle elaborazioni numeriche e nella redazione delle figure.

LE LINEE DI INFLUENZA NELLA DETERMINAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE

Antonio OCCHIUZZI - Aldo RAITHEL - Francesco RICCIARDELLI
Istituto di Costruzioni di Ponti -
Università degli Studi di Napoli "Federico II"

LE LINEE DI INFLUENZA NELLA DETERMINAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA PRECOMPRESSIONE

Antonio OCCHIUZZI
Dottorando di Ricerca

Aldo RAITHEL
Professore ordinario

Francesco RICCIARDELLI
Ingegnere strutturista

Istituto di Costruzioni di Ponti, Facoltà di Ingegneria
Università di Napoli Federico II

SOMMARIO

La grande diffusione che si è avuta nel passato, specie nei problemi di viabilità, di schemi strutturali isostatici ha fatto si che non si sia prestata sufficiente attenzione alla possibilità di utilizzare le linee di influenza nella determinazione degli effetti conseguenti alla precompressione.

Con l'adozione sempre più frequente di strutture iperstatiche, quali le travi continue su elevato numero di luci, il problema di scegliere tracciati dei cavi cui corrispondano curve delle pressioni idonee a fronteggiare le caratteristiche della sollecitazione esterna è diventato sempre più attuale.

Nella presente nota, riguardando le conseguenze della eccentricità geometrica del cavo come una distorsione angolare distribuita, si valutano i momenti iperstatici sugli appoggi tramite il tracciamento delle loro linee di influenza per distorsione angolare viaggiante. Il vantaggio fondamentale di tale metodologia è da individuarsi nel fatto che, una volta assegnato il tracciato dei cavi, la conoscenza della linea di influenza, oltre a consentire una immediata determinazione delle iperstatiche, permette di visualizzare le variazioni da apportare a tale tracciato per modificarle nel senso voluto.

SUMMARY

The great diffusion, in past times, especially in problems of transportation, of isostatic patterns has prevented from paying adequate attention on the possibility of using influence lines in the determination of the effects due to prestress.

Today, with the increasing diffusion of redundant structures, such as continuous beams with an high number of spans, the problem of choosing a tendons' layout giving a line of thrust able to face well the stress due to external loads, has become up-to-date.

In this paper, taking into account the geometric eccentricity of tendons in means of an angular warpage, the redundant moments on supports are evaluated by drawing its influence lines for angular warpage. The main advantage in this procedure is to be found in the fact that, once given the tendons layout, the knowledge of the influence line, not only makes it immediate to find the redundants, but also allows to display the changes to be made in the tendons layout to alter them as needed.

1. PREMESSA

Con particolare riferimento al problema della trave continua, i cui vincoli sono sempre tali da consentirne la deformazione assiale, l'insorgere di caratteristiche della sollecitazione iperstatiche per effetto dello sforzo di precompressione N è dovuto, come ben noto, alla deformazione flessionale dei singoli conci che può porsi nella forma

$$d\alpha = \frac{Ne}{EI} dz = \Delta_1 \alpha dz \qquad (1)$$

riguardando la curvatura dovuta ad N come una distorsione distribuita ($\Delta_1 \alpha$).

Nella (1) sia N che e, eccentricità geometrica, vanno ovviamente riguardati come funzione dell'ascissa corrente, z, e l'eccentricità verrà assunta positiva verso il basso (al di sotto dell'asse geometrico) cosicché la distorsione elementare $d\alpha$, che ne prende il segno, risulta definita positiva secondo la convenzione corrente[1].

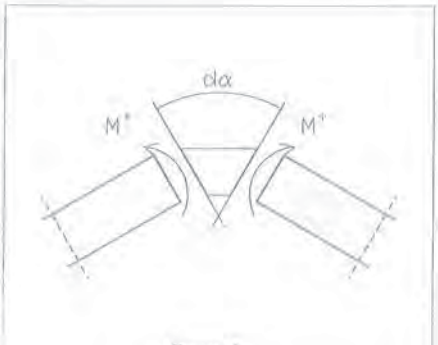


figura 1

[1] Fa cioè compiere lavoro positivo alla caratteristica flettente positiva pensata agente sulle due parti di trave tra le quali si considera avvenuta la distorsione stessa.

In merito alla distribuzione di deformazioni impresse descritta dalla (1) ci limiteremo a ricordare:

- che esse sono sempre cinematicamente compatibili nei sistemi isostatici nei quali pertanto sussistono le sole sollecitazioni definite localmente da N ed Ne;
- che non sono tali nei sistemi iperstatici, e quindi nel caso specifico della trave continua che qui si tratta, salvo il caso particolare di "concordanza";
- che per tale ultimo motivo insorgono in generale reazioni iperstatiche, che nel prosieguo si identificano con i momenti sugli appoggi intermedi il cui valore corrente si dirà M_p[2].

Ciò stante il momento complessivo dovuto allo sforzo assiale di precompressione può scriversi

$$M = -Ne + M_p = -N\left(e - \frac{M_p}{N}\right) = -Ne' \qquad (2)$$

in cui e descrive come di consueto l'andamento del "cavo risultante" ed e' quello della corrispondente "curva delle pressioni".

In merito a tale ultima curva, da cui dipende nel concreto la ottimizzazione degli effetti della precompressione, le uniche considerazioni teoriche possibili riguardano:

- la sua coincidenza con quella rappresentativa del tracciato del cavo risultante quando questo sia "concordante" ($M_p = 0 \Rightarrow e' = e$);
- la sua invarianza rispetto a traslazioni e rotazioni rigide del cavo risultante ottenute variandone la

[2] Tali momenti furono detti da Magnel (1948) momenti parassiti e tale dizione, seppure non condivisa da altri Autori tra cui Leonhardt, verrà di seguito utilizzata, in alternativa a quella di momenti secondari, per evidenziarne la conseguenzialità a quelli geometrici Ne.

eccentricità sugli appoggi intermedi (teorema delle trasformazioni lineari o di Guyon).

La utilità di tali considerazioni è però purtroppo nella pratica di ben poca rilevanza in quanto:

- la prima, e basta pensare ai carichi equivalenti alla precompressione, non è in grado di dare utili suggerimenti quando, come di norma, si desidera adottare cavi ben raccordati sugli appoggi e sia inoltre a fronteggiarsi una varietà di combinazioni di carico come ad esempio nei viadotti;

- la seconda (e quasi sempre anche la prima) presuppone che l'altezza della trave non sia completamente sfruttata non potendosi altrimenti traslare il tracciato dei cavi, cosa peraltro, in se, di discutibile utilità.

Ciò premesso la soluzione del problema viene di norma perseguita per tentativi assegnando un tracciato dei cavi e, risolto il problema iperstatico (determinazione dei momenti parassiti M_p), controllando la idoneità dei risultati. Tale modo di procedere ha il duplice svantaggio di richiedere per ogni tentativo la soluzione di un problema iperstatico e di non dare chiari suggerimenti sulle modifiche da apportare, di volta in volta, al tracciato dei cavi. Tali aspetti negativi possono superarsi utilizzando per la determinazione delle incognite del problema (e converrà riferirsi ai momenti sugli appoggi) le loro linee di influenza (L.d.I.) per distorsione viaggiante, da tracciarsi *una tantum*, e caricandole con la distribuzione di distorsioni definite dalla (1). Il segno di tali distorsioni (coincidente come detto con quello della eccentricità geometrica e) e quello delle ordinate delle L.d.I. danno immediati suggerimenti sulle variazioni da apportarsi al tracciato dei cavi (e quindi alla e) per modificare i momenti parassiti nel modo più conveniente.

2. LE LINEE DI INFLUENZA

Prima di riassumere le modalità operative per il tracciamento delle L.d.I. per distorsione viaggiante appare necessario ricordare come il ricorso ad altre linee di influenza (per carichi viaggianti) sia stato proposto nel passato da altri Autori, tra cui Leonhardt, utilizzando l'ottica in cui si sostituiscono gli effetti flessionali della precompressione con quelli dei carichi equivalenti. Su tale metodologia va osservato che essa risulta poco agile sia perché gli attuali tracciati dei cavi non danno sempre luogo a leggi di carico equivalente facilmente esprimibile sia per l'andamento intrinseco delle L.d.I. cui si fa ricorso; nel loro eventuale uso comunque viene a mancare la immediatezza della previsione delle conseguenze di una variazione di tracciato e resta esclusa la possibilità di valutare gli effetti conseguenti a cavi, o tratti di cavo, rettilinei.

Ciò premesso si ricorda come una qualsiasi L.d.I. (nel caso specifico quella del momento sul generico appoggio j di una trave continua, M_{pj}) coincida con un usuale diagramma ottenibile caricando la struttura in un modo determinato. Il teorema di reciprocità nella sua forma più ampia statuisce infatti l'eguaglianza

$$F_A\delta_B + C_A\Delta_B = F_B\delta_A + C_B\Delta_A \qquad (3)$$

in cui:

- i pedici A e B individuano rispettivamente i sistemi in cui si ricerca la L.d.I. e quello ausiliario su cui si traccia il diagramma con essa coincidente;

- i simboli F e C una forza o una caratteristica della sollecitazione;

- i simboli δ e Δ uno spostamento o una distorsione.

Si sono omessi i simboli di sommatoria interessando la presenza di un solo ente di ogni categoria.

Se si assume

- C_A coincidente col momento incognito M_{pj} di cui si cerca la L.d.I. (ed F_B=0 non interessando un δ_A);

- $\Delta_A=\Delta\alpha$ come ente viaggiante (e quindi F_A=0),

la (3) si riduce a

$$C_A\Delta_B = C_B\Delta_A \tag{4}$$

in cui C_B è la caratteristica di sollecitazione duale della distorsione viaggiante $\Delta_A=\Delta\alpha(=1)$, e quindi il momento $\bar{M}$ indotto da una distorsione localizzata Δ_B, che conviene assumere unitaria, duale del momento M_{pj} di cui si ricerca la L.d.I. ($\Delta_B=\Delta\alpha=1$).

Con ciò la (4) da luogo a:

$$C_A = C_B\frac{\Delta_A}{\Delta_B};$$
$$\bar{M}_{pj} = \bar{M}\cdot\Delta\alpha = \bar{M}\cdot 1 = \bar{M}\,. \tag{5}$$

Nella (5) $\bar{M}$, come innanzi ricordato, è l'ordinata del diagramma $\bar{M}=\bar{M}(z)$ in corrispondenza dell'ascissa dove si pensa applicata l'azione viaggiante $\Delta\alpha$=1.

Una volta individuato il diagramma $\bar{M}(z)$, che essendo rappresentativo di quello del momento flettente dovuto a una distorsione ($\Delta_B=\Delta\alpha=1$ sull'appoggio i-mo) è ad andamento lineare, si opererà su di esso come su una qualsiasi L.d.I. "caricandola" con la distribuzione di distorsioni definite dalla (1).

La iperstatica considerata, momento parassita (o secondario) sull'appoggio generico, sarà allora espressa da:

$$M_{pj} = \int_a \bar{M}\,d\alpha = \int_a \bar{M}\frac{Ne}{EI}dz \tag{6}$$

dove l'integrale va ovviamente esteso a tutto il tratto interessato dalla precompressione ovvero dal cavo i cui effetti interessa determinare.

Per quanto attiene la determinazione effettiva della L.d.I., ovvero la ricerca di $\bar{M}(z)$, le operazioni relative sono compendiate nella figura 2.

In 2a), introdotta una cerniera sull'appoggio che si considera, vengono ivi applicate due coppie esterne $\mathfrak{M}$ (coppie distorcenti) tali da provocare tra le due sezioni

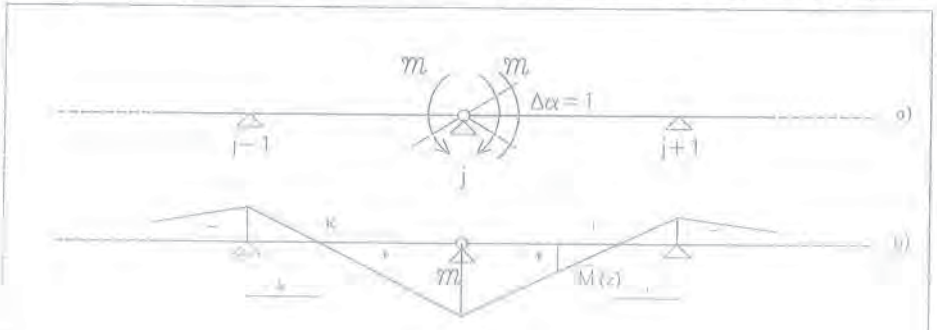


figura 2

adiacenti la voluta distorsione $\Delta_B=\Delta\alpha=1$ positiva come innanzi convenuto.

In 2b) viene tracciato il diagramma dei momenti dovuto alla distorsione, imposta tramite le coppie $\mathfrak{M}$, che rappresenta la L.d.I. cercata; questa risulta caratterizzata da una prevalenza di ordinate positive e dall'atteso decrescere delle sue ordinate nell'allontanarsi dalla sezione in esame.

Le operazioni sopra descritte, ricerca del valore di $\mathfrak{M}$ e successivo tracciamento di $\bar{M}$, possono essere ovviamente condotte secondo una qualsiasi idonea metodologia di calcolo; tra queste, per quanto ormai desueta, piace agli autori ricordare quella dei "punti fissi" in quanto una volta espletato il lavoro preparatorio, consistente proprio nella individuazione di tali punti, questo risulta valido per il tracciamento delle L.d.I. su tutti gli appoggi, o più in generale per qualunque sezione, richiedendo, per ciascuna di esse, solo operazioni di estrema banalità.

3. CONCLUSIONI

Nel concludere si ricorda che una volta determinati mediante la (6) i momenti parassiti su tutti gli appoggi intermedi ne è conosciuto il diagramma per tutta la trave attesa la linearità che esso assume campata per campata. Se si considerano travi aventi sezioni caratterizzate da una suola superiore di dimensioni maggiori di quella inferiore, che sono peraltro le più diffuse specie nei viadotti, ed aventi quindi il baricentro "alto", ovvero al di sopra della semialtezza, si ha che le zone in cui l'eccentricità è positiva prevalgono su quelle in cui è negativa. Tale fatto, seanche parzialmente bilanciato da una eventuale variabilità di N dovuta alla presenza di cavi cappello, unitamente alla constatazione della prevalenza delle ordinate positive della L.d.I., fa comprendere, e si veda la (6), che il diagramma dei momenti parassiti in una trave continua è di fatto sostanzialmente positivo. In altri termini la curva delle pressioni si innalza rispetto al tracciato del cavo risultante, come risulta dalla (2) tenendo opportunamente conto dei segni, fuoriuscendo dall'estradosso e allontanandosi dall'intradosso.

Questo effetto, senz'altro auspicabile atteso l'andamento usuale dei momenti dovuti ai carichi agenti, può essere in un qualche modo dosato variando opportunamente la eccentricità dei cavi nelle zone intermedie fermi, beninteso, i massimi valori assoluti (sugli appoggi ed in mezzeria).

4. UN ESEMPIO

Si considera una trave continua a sezione costante su due luci eguali per la quale la L.d.I. del momento parassita sull'appoggio centrale assume l'andamento di figura 3a. Supposto che in sede di verifica si noti una carenza di precompressione nel fronteggiare i momenti positivi di campata, si vuole valutare l'effetto di un cavo aggiuntivo rettilineo, soggetto allo sforzo N, disposto verso l'intradosso ed avente quindi eccentricità positiva. Il momento geometrico (o primario) vale -Ne ed ha ovviamente il verso voluto; si valuta ora il momento parassita sull'appoggio centrale mediante la (6) ricordando che in essa la distorsione distribuita Ne/EI risulta positiva secondo la convenzione di fig. 1.

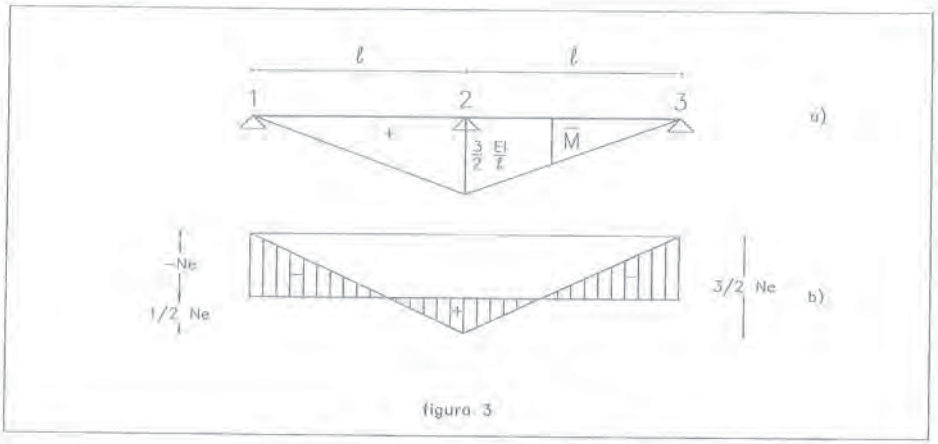


figura 3

Si ottiene

$$Mp_2 = \int_{2l} \bar{M} \frac{Ne}{EI} \bar{d}z = \frac{Ne}{EI} \int_{2l} \bar{M} dz =$$

$$= \frac{Ne}{EI} \frac{3}{2} EI = \frac{3}{2} Ne$$

In figura 3b è evidenziato con tratteggio il momento totale dovuto al cavo considerato somma di quello primario costante (-Ne) e di quello secondario di forma triangolare ad ordinata massima pari a quella innanzi calcolata. Il risultato ottenuto mostra come l'entità dei momenti parassiti possa essere tale da incidere in modo sostanziale sul risultato finale. L'andamento della L.d.I. di figura 3 suggerisce di rialzare il cavo alle estremità delle campate specie in prossimità dell'appoggio centrale, dove le ordinate della L.d.I. assumono i valori più elevati.

BIBLIOGRAFIA

[1] MAGNEL: Le beton prècontraint, Feychen-Gand.

[2] Y. GUYON: Beton prècontraint, Eyrolles.

[3] F. LEONHARDT: Prestressed concrete - 2nd edition, W. Ernst & sohn.

[4] F. LEONHARDT: C.A. & C.A.P. - vol. V, Edizioni di Scienza e Tecnica.

[5] T.Y. LIN and NED H. BURNS: Design of prestressed concrete structures, John Wiley & sons.

[6] T. ANTONINI: Cemento Armato Precompresso - IV edizioni, Hoepli

[7] E. GIANGRECO: Tecnica delle Costruzioni, Liguori.

[8] C. CESTELLI GUIDI: Cemento Armato Precompresso - IV edizione, Hoepli

[9] P. POZZATI: Teoria Tecnica delle Strutture, UTET.

VERSO LA DEFINIZIONE DI UNO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE PER GLI ELEMENTI PRESOLLECITATI DURANTE LE FASI TRANSITORIE

Bruno PALAZZO - Luigi PETTI
Istituto di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

VERSO LA DEFINIZIONE DI UNO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE PER GLI ELEMENTI PRESOLLECITATI DURANTE LE FASI TRANSITORIE

Bruno PALAZZO **Luigi PETTI**

Istituto di Ingegneria Civile - Università di Salerno

SOMMARIO

In questo lavoro si propone un nuovo concetto chiamato dagli autori "**Fessurazione Inversa**" definito per distinguere quella particolare condizione di fessurazione, eventualmente causata da una presollecitazione, che va ad interessare le parti degli elementi destinate ad assorbire tensioni di compressione durante le fasi di servizio.

Attraverso un modello stocastico si valuta la probabilità che si verifichi una condizione di "*Fessurazione Inversa*" durante la fase di presollecitazione in elementi in c.a.p. progettati in accordo alle prescrizioni della normativa italiana e dell'Eurocodice 2.

Le conseguenze del particolare fenomeno così identificato, nei confronti del comportamento statico degli elementi durante le condizioni di servizio, sono discusse per un' ampia casistica di situazioni progettuali.

Sono infine proposti alcuni suggerimenti rivolti a ridurre la probabilità del fenomeno nei casi in cui da esso derivino significative conseguenze sul comportamento statico e deformativo degli elementi in condizioni di servizio; in tali situazioni si suggerisce di introdurre una specifica verifica nei confronti dello "**Stato Limite di Fessurazione Inversa**".

SUMMARY

In this paper a new concept called by the authors "**Inverse Cracking**" is proposed to distinguish the cracking limit state, due to prestress, affecting the zones of the members designed to be compressed during the working state. A stochastic model to represent the cracking behaviour of prestressed concrete members has been analyzed to evaluate the probability that the particular phenomenum, just identified, will occour in prestressed members designed according to Italian Code or Eurocode 2 prescriptions. The effects of the *Inverse Cracking* on the service behaviour of prestressed elements has been analyzed and discussed in a wide range of typical sections. Some suggestions are also given to limit the probability of the *Inverse Cracking* when this event could produce considerable effects on the working state of the members, introducing a special check for the "**Inverse Cracking Limit State**".

1. INTRODUZIONE

Queste note hanno avuto origine dall'osservazione di un marcato fenomeno di fessurazione verificatosi in alcune travi da ponte in cemento armato precompresso durante la fase di presollecitazione.

Quelle travi, pur essendo state dimensionate nel rispetto delle tensioni ammissibili prescritte dalle norme, presentavano un'estesa fessurazione del bulbo superiore con lesioni di elevata ampiezza; sottoposte a prove di carico, non si verificò una completa richiusura delle fessure per carichi corrispondenti a quelli di servizio [14]. La ricerca delle cause del fenomeno fessurativo non evidenziò particolari carenze di progettazione o di esecuzione ma esso fu attribuito alla concomitante incidenza di più fattori:

- progettazione dello sforzo di precompressione in modo da attingere al lembo superiore il limite ammissibile in trazione dato dalle norme italiane;

- lieve riduzione della resistenza del calcestruzzo effettivamente raggiunta all'atto della tesatura dei cavi rispetto al valore indicato in progetto;

- disomogeneità della distribuzione della resistenza nella sezione a causa della risalita dell'acqua d'impasto verso la parte superiore delle travi con associati effetti di ritiro differenziale;

- modesto incremento dello sforzo di tesatura rispetto al valore di progetto;

- ridotta presenza di armature metalliche superiori.

Dall'osservazione del fenomeno scaturirono "sul campo" due ordini di riflessioni:

- la fessurazione degli elementi in c.a.p. è fenomeno avente carattere aleatorio

- la fessurazione indotta dalla presollecitazione può presentare aspetti e conseguenze sostanzialmente diverse rispetto alla fessurazione degli elementi in c.a. o in c.a.p. sotto l'azione dei massimi carichi di servizio.

Il primo punto, essendo del tutto evidente, non richiede alcun commento ad eccezione dell'osservazione che la letteratura sull'analisi probabilistica della fessurazione sembra essere alquanto limitata.
Il secondo punto richiede invece un chiarimento più esteso in quanto introduce una problematica per certi aspetti nuova e particolare.

2. IL CONCETTO DI FESSURAZIONE INVERSA

Per il nostro studio è necessario proporre una distinzione tra lo stato di fessurazione generato dalle massime sollecitazioni di servizio e la condizione di fessurazione generata da sollecitazioni di segno opposto ad esse che, come nel caso della presollecitazione, vadano preventivamente ad interessare parti della sezione previste per assorbire tensioni di compressione durante le fasi di esercizio.

La principale differenza consiste nel fatto che, nel primo caso, la parzializzazione della zona tesa è presa in conto nel modello di calcolo mediante il quale si dimensionano le armature necessarie al lembo teso; viceversa, nel caso di inversione della sollecitazione, i modelli di calcolo usuali non tengono conto della possibilità che la sezione resti parzializzata durante una parte del caricamento successivo a causa della mancata richiusura delle fessure apertesi sotto l'azione della sollecitazione di segno contrario.
Un conto è quindi la prevista parzializzazione delle zone tese per effetto di sollecitazioni dello stesso segno, ed un altro è la **parzializzazione di zone compresse**, per effetto di una fessurazione generata da una sollecitazione inversa precedentemente applicata.
Distingueremo questa condizione particolare di fessurazione definendola col nome di "**Fessurazione Inversa**" - fig. 1.

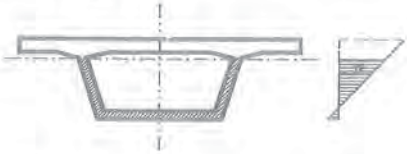


Fig. 1

La necessità di operare tale distinzione deriva dalla diversa entità delle conseguenze statiche e deformative nei confronti delle condizioni di servizio che la "**Fessurazione Inversa**" può presentare rispetto alla fessurazione classica. Infatti, sino a quando le sollecitazioni di servizio non siano in condizione di portare ad una richiusura delle fessure innescate dalla presollecitazione di segno contrario, la sezione è da considerare parzializzata nella parte della zona compressa fessurata dalla presollecitazione: "**Parzializzazione Inversa**". Questo tipo di parzializzazione della sezione, dovuto alla mancata richiusura sotto i carichi di servizio delle fessure o di parte di esse generatesi all'atto della presollecitazione, può comportare alterazioni sensibili del comportamento statico e deformativo dell'elemento in condizioni di servizio come sarà mostrato successivamente. Tali alterazioni sono ovviamente tanto più marcate quanto più grande è l'ampiezza delle fessure.
La richiusura delle fessure può poi essere ostacolata dall'innalzamento del limite elastico e del limite di aderenza con le barre metalliche nello spazio di tempo intercorrente tra la fase di tiro e la fase di caricamento nonché dall'eventuale evoluzione costruttiva della sezione.

L'identificazione e definizione della "**Fessurazione Inversa**" pone l'esigenza di effettuare una analisi statistica al fine di valutare la probabilità del verificarsi dell'evento segnalato quando si applichino nella progettazione gli usuali criteri di dimensionamento. Va da se che, qualora a tale evento fosse collegata una probabilità troppo alta di verificarsi, si renderebbe necessario un riordinamento delle idee correnti in tema di dimensionamento degli elementi in c.a.p. relativamente alla fase di tiro.

Il presente lavoro si propone come primo obiettivo quello di introdurre l'importante distinzione precedentemente descritta. Inoltre, ci si propone di misurare, mediante la analisi di un appropriato modello stocastico, la probabilità di "**Fessurazione Inversa**" in elementi progettati con zone tese in fase di tiro nei limiti consentiti dalla normativa. Segue poi l'esame

delle conseguenze causate dalla fessurazione inversa nei confronti delle condizioni di servizio previste per una varietà di situazioni progettuali.
L'analisi dei risultati consentirà di definire un insieme di situazioni di progetto in corrispondenza delle quali proporre la definizione di una verifica esplicita nei confronti dello "**Stato Limite di Fessurazione Inversa**".

3. ANALISI PROBABILISTICA DELLA FESSURAZIONE INVERSA

Con riferimento alla generica sezione, rappresentata in fig. 2, sollecitata da uno sforzo risultante N° applicato con eccentricità e, in condizione di tiro la tensione al bordo superiore σ_s° rapportata alla tensione baricentrica σ_m° in regime lineare può scriversi :

$$\sigma_s^\circ / \sigma_m^\circ = 1 - e / n_i \qquad (1)$$

dove sono state assunte positive le tensioni di compressione e dove n_i rappresenta la distanza del punto di nocciolo inferiore dal baricentro della sezione interamente reagente.

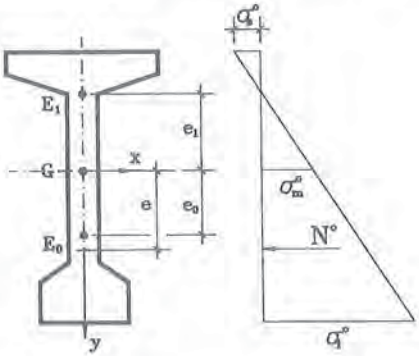


Fig. 2

Per $e / n_i \leq 1$ la sezione risulta interamente compressa; $e/n_i = 1$ rappresenta il limite di decompressione mentre il valore limite ammissibile e_0 / n_i in corrispondenza del quale si attinge la tensione ammissibile a trazione al tiro K°_{min} è dato da:

$$e_0/n_i = 1 - K^\circ_{min} / \sigma_m^\circ \qquad (2)$$

La condizione di fessurazione al lembo teso è espressa dalla disuguaglianza critica:

$$\phi = \sigma_s^\circ / f^*_{ct} \geq 1 \qquad (3)$$

ovvero tenendo conto della (1)

$$\phi = \sigma_m / f^*_{ct}(1 - e / n_i) \geq 1 \qquad (4)$$

dove f^*_{ct} indica la resistenza residua a trazione del calcestruzzo scontate le tensioni per effetti termici e ritiro.
Si considerano quali variabili aleatorie fra loro indipendenti le grandezze:

- f^*_{ct} : per le incertezze legate sia alla resistenza del materiale che allo stress termico o da ritiro;
- σ_m° : per le incertezze connesse all'applicazione dello sforzo di precompressione N° al tiro
- e/n_i : per le incertezze relative sia al posizionamento effettivo dei cavi che agli effetti flessionali indotti dei carichi esterni presenti all'atto del tiro.

Si assumono quali funzioni di distribuzione della densità di probabilità associate alle variabili sopra definite le seguenti distribuzioni normali:

- per la resistenza a trazione del calcestruzzo, di resistenza caratteristica a compressione R_{ck}, si assume la distribuzione normale fissata dall'Eurocodice 2 in base alle seguenti relazioni:

$$f^*_{ctm} = 0.3\sqrt[3]{R^2_{ck}} \qquad \textbf{valore medio}$$

$$f^*_{ctk,0.05} = 0.7 f^*_{ctm} \qquad \textbf{frattile 5\%}$$

$$f^*_{ctk,0.95} = 1.3 f^*_{ctm} \qquad \textbf{frattile 95\%}$$

- per la variabile σ_m° si assume una distribuzione normale tale che i frattili del 5% e del 95% individuano valori rispettivamente pari a 0,9 e 1,1 volte il valore medio $(\sigma_m^\circ)_m$
- per il parametro e / n_i si assume analogalmente una distribuzione normale cui corrispondono valori di 0,7 $(e / n_i)_m$ e di 1,3 $(e/n_i)_m$ in corrispondenza dei frattili 5% e 95% rispettivamente.

Se si indica con F_ϕ la probabilità cumulata di ϕ si ha che la probabilità della **Fessurazione Inversa** é espressa da:

$$F_c = 1 - F_{\phi/\phi=1} \qquad (5)$$

dove $F_{\phi/\phi=1}$ indica la probabilità cumulata che sia $\phi \leq 1$

Introducendo la variabile aleatoria $\{X\} \in \mathbf{R}^3$ di componenti

$$x_1 = f^*_{ct} / R_{ck} \quad x_2 = \sigma^\circ_m / R_{ck} \quad x_3 = e / n_i$$

considerate per ipotesi tra loro indipendenti nonché la funzione fittizia continua e invertibile:

$$H: \{X\} \in R^3 \rightarrow \{Y\} \in R^3 \qquad (6)$$

di componenti:

$$\begin{aligned} y_1 &= \phi(x_1, x_2, x_3) \\ y_2 &= x_1 \\ y_3 &= x_3 \end{aligned} \qquad (7)$$

la funzione di probabilità derivata $f_{\{Y\}}$ secondo le note regole di trasformazione delle variabili causali é data da:

$$f_{\{Y\}}(\{Y\}) = |Det[J]| \cdot f_{\{X\}}(H^{-1}(\{Y\})) \qquad (8)$$

dove $[J]$ rappresenta lo jacobiano di H^{-1}.

Attesa l'indipendenza delle componenti di $\{X\}$ si ha:

$$f_{\{X\}}(\{X\}) = f_{x_1}(x_1) \cdot f_{x_2}(x_2) \cdot f_{x_3}(x_3) \qquad (9)$$

Pertanto la funzione di probabilità f_ϕ coincide con la funzione di probabilità marginale f_{y_1} che com'é noto si ottiene da:

$$f_{y_1}(y_1) = \int_{-\infty}^{+\infty}\int_{-\infty}^{+\infty} |Det[J]| f_{x_1}(y_2) f_{x_2}\left(\frac{y_1 y_2}{1-y_3}\right) f_{x_3}(y_3)\, dy_3\, dy_2 \qquad (10)$$

4. PROBABILITA' DI FESSURAZIONE INVERSA

Con le ipotesi assunte e la metodologia illustrata nel paragrafo precedente sono state ricavate le funzioni di probabilità cumulata F_ϕ e le funzioni di probabilità di fessurazione F_c riportate nelle figure 3 e 4.

I risultati ottenuti nel modo descritto sono stati controllati numericamente con un metodo alla Montecarlo.

Le figure 3 e 4 mostrano l'influenza, sulla probabilità di fessurazione del lembo teso, del valore medio del parametro di eccentricità $(e/n_i)_m$ e del valore medio del parametro di tensione media $\left(\sigma^\circ_m / R_{ck}\right)_m$ assunti in fase di tiro.

Come si vede dai diagrammi, la probabilità di fessurazione cresce rapidamente al crescere di entrambi i parametri $(e/n_i)_m$ e $\left(\sigma^\circ_m / R_{ck}\right)_m$.

Si noti inoltre che la probabilità di fessurazione risulta essere più alta per calcestruzzi di maggiore resistenza. Tale circostanza dipende dalla maggiore dispersione delle funzioni di densità di probabilità della resistenza a trazione del calcestruzzo f^*_{ct} assunte in accordo con quanto indicato dall'EC2.

Si può chiaramente osservare che il dimensionamento condotto con il metodo delle tensioni ammissibili secondo le prescrizioni delle norme italiane in vigore con la condizione che il lembo teso attinga il limite ammissibile in trazione K°_{min} conduce ad una probabilità di fessurazione molto elevata.

Invece, per le sezioni dimensionate effettuando la verifica nei confronti dello stato limite di fessurazione in fase di tiro secondo le indicazioni contenute nell'Eurocodice 2, la probabilità di fessurazione risulta essere significativamente ridotta.

5. LA PARZIALIZZAZIONE INVERSA

Il caso particolare illustrato nel precedente paragrafo in cui si produce una condizione di fessurazione al lembo teso durante la fase di tiro comporta la parzializzazione della sezione nella zona "compressa" come mostrato in fig. 5.

Infatti, se si suppone che l'inversione della sollecitazione flettente dovuta ai carichi successivi non consenta la richiusura delle fessure, la sezione dovrà necessariamente considerarsi ancora parzializzata.

Tale modello tuttavia descrive un intervallo di comportamento in quanto é logico prevedere una richiusura delle lesioni per un determinato valore della sollecitazione flettente.

PROBABILITA' DI FESSURAZIONE INVERSA

Valori attesi:

$(e/n_i)_m$ = Parametro di eccentricita'

$(\sigma_m/Rck)_m$ = Parametro di tensione baricentrica

$f_{cfm} = 0.3\sqrt[3]{Rck^2}$

n_i = Distanza baricentrica dal punto di nocciolo inferiore

e_o = Distanza baricentrica dal punto limite inferiore (limite di trazione)

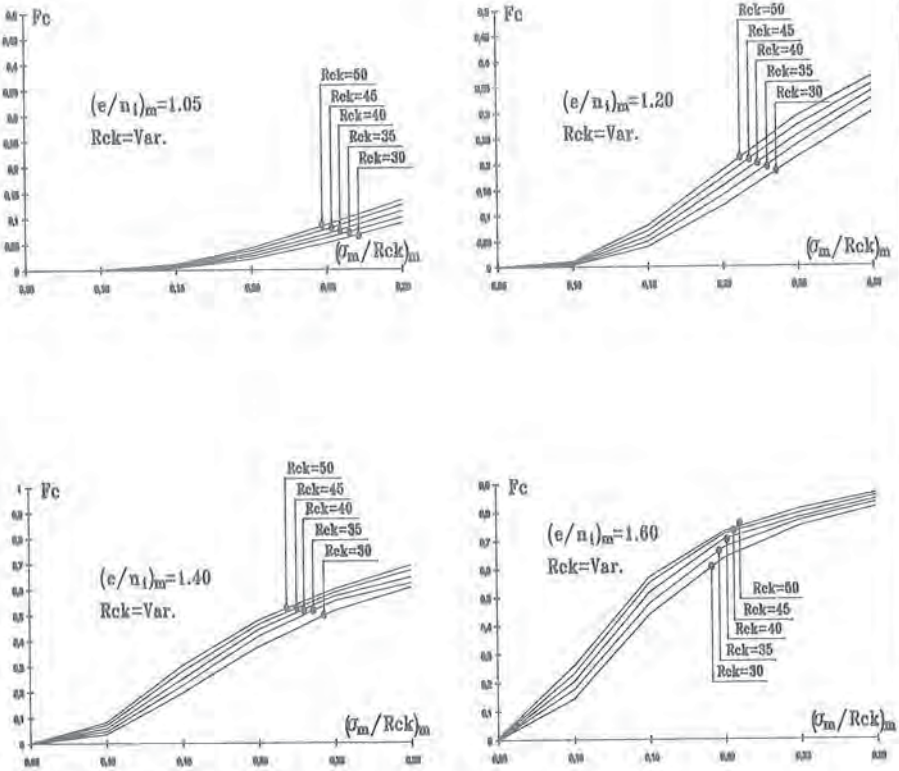


Fig. 3

PROBABILITA' DI FESSURAZIONE INVERSA

Valori attesi:

$(e/n_i)_m$ = Parametro di eccentricita'

$(\sigma_m/Rck)_m$ = Parametro di tensione baricentrica

$f_{cfm} = 0.3\sqrt[3]{Rck^2}$

n_i = Distanza baricentrica dal punto di nocciolo inferiore

e_o = Distanza baricentrica dal punto limite inferiore (limite di trazione)

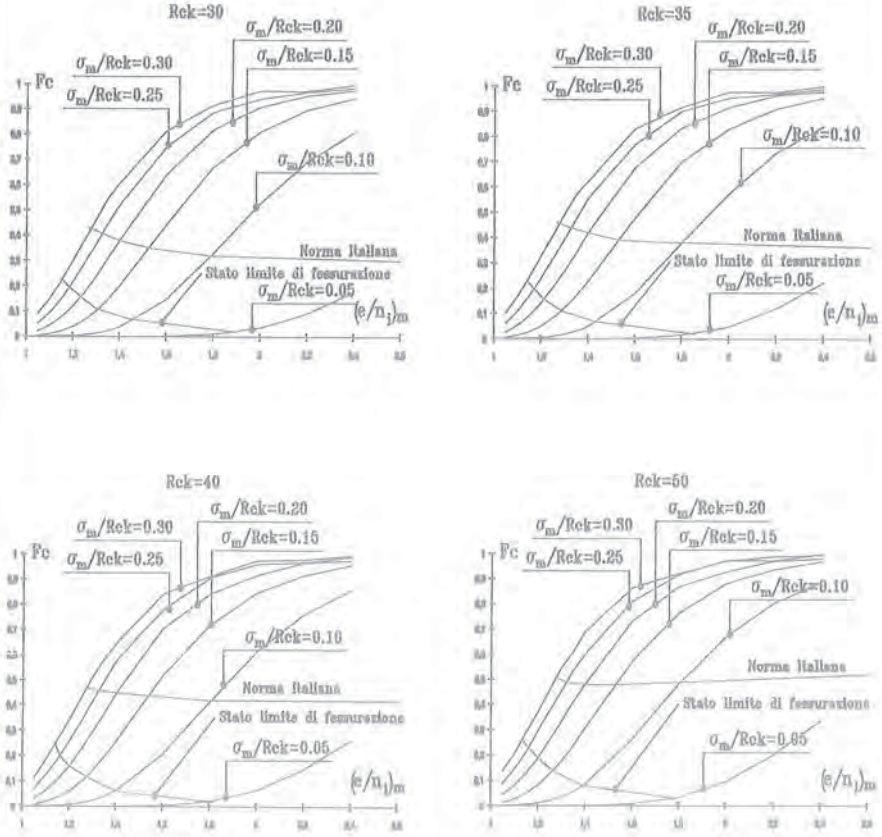


Fig. 4

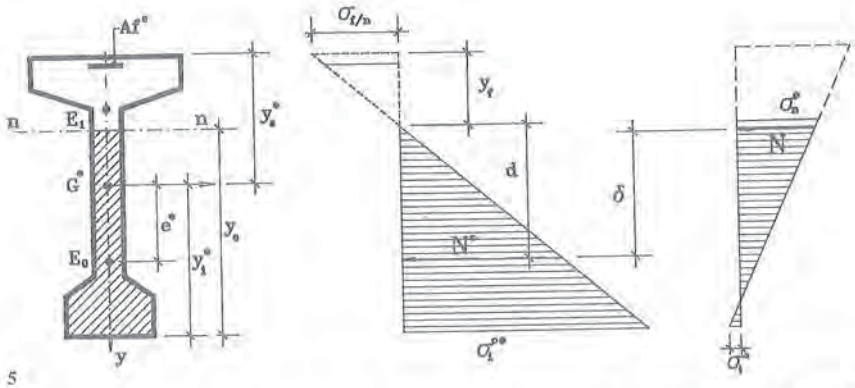


Fig. 5

Con riferimento ad una generica sezione, noti i due punti E_0 ed E_1 corrispondenti alle massime eccentricità che il centro di pressione può assumere senza che siano superati i limiti ammissibili, la profondità y_f della parzializzazione conseguente all'innesco della fessurazione può essere valutata dalla posizione dell'asse neutro in tale fase. In condizioni di fessurazione, la profondità della parzializzazione inversa si ricava dalla nota relazione di antipolarità tra il centro di pressione e l'asse neutro rispetto all'ellisse centrale d'inerzia della sezione reagente relativamente alla fase di tiro:

$$d = \frac{I_n^*}{s_n^*} \qquad (11)$$

dove I_n^* ed s_n^* rappresentano rispettivamente il momento d'inerzia ed il momento statico della sezione reagente di area A_i^* rispetto all'asse neutro. Detta poi y_i^* la distanza dell'asse baricentrico della sezione parzializzata rispetto al bordo inferiore, può ottenersi il momento d'inezia baricentrico della sezione parzializzata:

$$I^* = I_n - A_i^* (y_c - y_i^*)^2 \qquad (12)$$

L'ampiezza di calcolo delle fessure w_k, può essere valutata dall'espressione dell'EC 2

$$w_k = \beta \; s_{rm} \; \varepsilon_{sm} \qquad (13)$$

dove s_{rm} rappresenta la distanza media tra le fessure, ε_{sm} la deformazione media nell'armatura metallica e β un coefficiente di correlazione.

Se per ipotesi non si considera la richiudibilità delle lesioni, in regime lineare a sezione parzializzata, le tensioni indotte dai carichi applicati successivamente l'innesco della fessurazione possono semplificativamente essere valutate dalle relazioni:

$$\sigma_n = \frac{N}{A_i^*} - \frac{Ne^*}{I^*}(y_c - y_i^*)$$
$$\sigma_i = \frac{N}{A_i^*} + \frac{Ne^*}{I^*} y_i^* \qquad (14)$$

dove σ_n indica la tensione a livello della fibra n-n della sezione reagente ed e^* l'eccentricità del centro di pressione rispetto all'asse baricentrico della sezione parzializzata. Ne consegue che lo stato tensionale espresso dalle (14), può risultare sensibilmente diverso rispetto a quello previsto in progetto con tensioni "locali" più elevate.

Al limite, può anche verificarsi che la sezione si parzializzi anche al lembo inferiore prima della richiusura delle fessure al lembo superiore diventando quindi doppiamente parzializzata.

Se si ipotizza semplificativamente che l'ampiezza delle fessure vari linearmente con la profondità dell'asse neutro in modo da considerare il processo di richiusura come lineare, l'aliquota di momento utile ΔM assorbita dalla sezione in condizioni di parzializzazione inversa può essere stimata da:

$$\Delta M = \beta \; \varepsilon_{sm} \; E_1 (I / y_s)_e \qquad (15)$$

dove il rapporto $(I / y_s)_e$ rappresenta il valore "efficace" del modulo di resistenza che tiene conto dell'effetto di irrigidimento esercitato dal calcestruzzo interposto tra le fessure.

Infatti, nello spirito del metodo proposto dall'EC2 per la valutazione del comportamento intermedio tra la condizione di sezione fessurata $\left(I^* / y_s^*\right)$ e quello di sezione interamente reagente $\left(I / y_s\right)$ si ha:

$$\left(y_k / I\right)_e = \zeta\left(y_s^* / I^*\right) + \left(1-\zeta\right) y_s / I \qquad (16)$$

dove ζ, posto pari a 0.5, rappresenta il coefficiente detto di distribuzione.

E' importante osservare che l'assorbimento di una parte del momento utile ΔM in condizioni di parzializzazione di parte della zona compressa può produrre effetti più marcati di quanto accade per la fessurazione classica. Quest'ultima infatti, é generalmente prevista in fase di calcolo e vi é quindi presente un'area metallica atta ad assorbire sforzi di trazione. Nel caso invece di parzializzazione inversa a livello della zona parzializzata non vi é niente che possa trasmettere sforzi di compressione in vece del calcestruzzo parzializzato per un'escursione del carico applicato corrispondente a ΔM.

L'escursione del centro di pressione δ necessaria per la completa richiusura delle fessure, ricavate dalla (15) e rapportata al nocciolo limite é rappresentata nelle figure 6 e 7 al variare delle caratteristiche della sezione parzializzata rispetto alla sezione interamente reagente $(y_s^* / y_s,\ I / I^*)$. Sugli stessi diagrammi sono poi rappresentati i comportamenti caratteristici di alcune sezioni. E' significativo osservare che maggiori escursioni del centro di pressione sono necessarie per richiudere fessure della medesima ampiezza in sezioni debolmente parzializzate $(I / I^* \approx 1;\ y_s^* / y_s \approx 1)$: tuttavia in tali casi le conseguenze della parzializzazione non sono rilevanti.

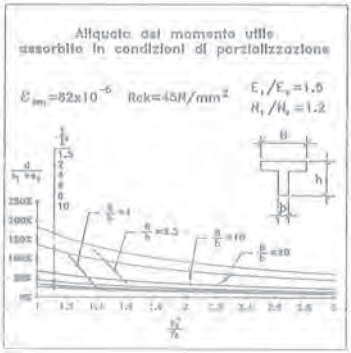


Fig. 6

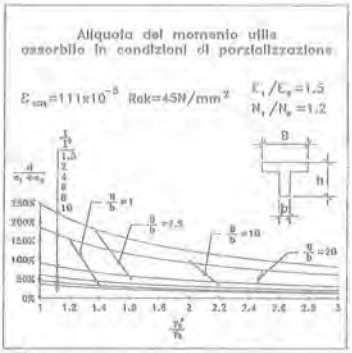


Fig. 7

Viceversa, quando la parzializzazione é pronunziata $(y_s^* / y_s >> 1,\ I / I^* >> 1)$ come accade per sezioni con elevata larghezza dell'ala collaborante, l'aliquota di momento assorbita dalla sezione parzializzata é inferiore ma le alterazioni dello stato tensionale da essa prodotta sono maggiori per la maggiore riduzione delle caratteristiche meccaniche provocata dalla fessurazione.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

I principali risultati ottenuti dal presente lavoro possono essere così sintetizzati:

1) é stato individuato e definito un particolare fenomeno di fessurazione chiamato dagli autori *"Fessurazione Inversa"* che può comportare significative alterazioni del comportamento degli elementi in c.a.p. in condizioni di servizio;
2) é stato costruito un modello probabilistico per l'analisi della probabilità della fessurazione durante la fase di tiro;
3) la probabilità di fessurazione al tiro é risultata essere elevata per gli elementi dimensionati con il metodo delle tensioni ammissibili con il lembo teso al limite di trazione dato dalle norme italiane;
4) la probabilità di fessurazione al tiro é risultata essere ridotta quando si adotti la verifica allo stato limite di fessurazione in fase di tiro secondo le indicazioni dell'EC2;
5) le prime analisi condotte semplificativamente in campo lineare, sulle conseguenze della parzializzazione inversa nei confronti del comportamento statico e deformativo degli elementi in c.a.p. durante le fasi di servizio ha consentito di evidenziare la sensibilità di alcune tipologie a subire maggiori alterazioni in esercizio dal fenomeno fessurativo.

BIBLIOGRAFIA

[1] FERRY-BORGES J. - Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beam. Publications, IABSE, V. 26, 1966, Zurich, 75-95.

[2] BASE G.D., READ J.B., BEEBY A.W. & TAYLOR H.P.J. - Investigation into the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams. Research Report No. 18, Cement and Concrete Association, dec., 1966, London.

[3] GERGELY P. & LUTZ L.A. - Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members. Causes Mechanism and Control of Cracking in Concrete. SP-20, American Concrete Institute, Detroit, 1968, 87-117.

[4] CESTELLI GUIDI C. - Cemento Armato Precompresso, Hoepli, 1970, Milano.

[5] KRISHNA RAJU N., BASAVA RAJAIAH B. & HAMED KUTTY V.C. - Flexural Behaviour of Pretensioned Concrete Beams with Limited Prestress. Building Science, V. 8, No. 2, june 1973, 179-185.

[6] NILSON A.H. - Flexural Stresses after Cracking in Partially Prestressed Beams". PCI Journal, V. 21, No. 4, july 1976, 72-81.

[7] MEIER S.W. & GERGELY P. - Flexural Crack-Width in Partially Prestressed Beams. Proceedings, ASCE, V, 107, feb., 1981, 429-433.

[8] GIANGRECO E. - Teoria e Tecnica delle Costruzioni. Vol. 1, Liguori, 1982, Napoli.

[9] AUGUSTI G., BARATTA B. & CASCIATI F. - Probabilistic Methods in Structural Engineering. Chapman and Hall, 1984, Bristol.

[10] NAWY E.G. - Flexural Cracking Behaviour of Pretensioned and Post-Tensioned Flanged Beams - A State of the Art. Paper presented at the NATO Advanced Research Workshop, june 18-22, 1984, Paris, pp. 28.

[11] NAAMAN A.E. - Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations. PCI Journal, V. 30, No. 6, nov.-dec. 1985, 30-71.

[12] AL-ZAID R.Z. & NAAMAN A.E. - Analysis of Partially Prestressed Composite Beams. Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 4, ASCE, apr., 1986.

[13] SURF K.M. & DILGER W.H. - Crack Width of Partially Prestressed Concrete Members. ACI Journal, sept., oct., 1986.

[14] PAGNINI L. & PALAZZO B. - Limiti di fessurazione in fase di tiro nelle travi in c.a.p. Atti Congresso CTE, ott., nov., 1986, Marina di Ravenna.

[15] DEI POLI S. & IORI I. - Osservazioni e rilievi sul comportamento a trazione dei calcestruzzi: analisi di risultauze sperimentali. Studi e Ricerche, Vol. 8, Politecnico di Milano, 1986, 35-62.

[16] DESAYL P. & BALAJI RAO K. - Markov Chain Model for Cracking Behaviour of Reinforced Concrete Beams. Journal of Structural Engineering. Vol. 115, No. 9, ASCE, sept., 1989.

[17] ACI COMMITTEE 318 - Building Code Requirements for Reinforced Concrete and CommentarY (ACI 318-89/ACI 318R-89). American Concrete Institute, 1989, Detroit, pp. 353.

[18] SHUSHKEWICH K.W. - Moment-Curvature Relationships for Partially Prestressed Concrete Beams. Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 10, ASCE, oct., 1990.

[19] EUROCODE No. 2 – Design of Concrete Structures. Part. I, oct., 1991
MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche. D.M. 14 febbraio 1992.

[20] KRISHNA MOHAN RAO S.V. & DILGER W.H. - Control of Flexural Crack Width in Cracked Prestressed Concrete Members. ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 2, march., apr., 1992

CARICO ULTIMO NELLE SOVRAPPOSIZIONI DELLE BARRE D'ARMATURA

Filippo ROMANO - Gaetano ZINGONE
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica - Università degli Studi di Palermo

CARICO ULTIMO NELLE SOVRAPPOSIZIONI DELLE BARRE D'ARMATURA

Filippo Romano
Ingegnere, Dottorando in
Ingegneria delle strutture

Gaetano Zingone
Professore ordinario di
Tecnica delle Costruzioni

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università di Palermo, Viale delle Scienze, 90128 Palermo

Sommario

Viene presentato il sistema di equazioni differenziali che governa l'interazione meccanica tra le barre d'armatura ed il calcestruzzo nelle giunzioni per sovrapposizione. Per piccole lunghezze di sovrapposizione e per elevate tensioni nell'acciaio il sistema di equazioni differenziali risulta disaccoppiabile: ciascuna barra può essere analizzata indipendentemente dall'altra. Il buon accordo tra le deformazioni teoriche nell'acciaio e quelle misurate sperimentalmente mostra l'attendibilità del modello sviluppato. Le lunghezze di sovrapposizione, in condizioni di crisi per splitting del calcestruzzo, dedotte sulla base dei risultati sperimentali sono state confrontate con quelle dedotte con la formula dell'Eurocodice EC2.

Summary

The system of differential equations governing the mechanical and kinematical interaction between reinforcing bars and concrete in lap joints is presented. For high stress level and for short lap length each reinforcing bar of the lap can be analyzed separately as a usual bond problem. The reliability of the model is shown by comparison with experimental results. The comparison of the failure length of the lap joint obtained by means experimental results is made with the lap joint length of the Eurocode (EC2) formula.

1. INTRODUZIONE

Le giunzioni per sovrapposizione delle barre d'armatura vengono comunemente effettuate allo scopo di realizzarne la continuità nelle strutture in cemento armato di notevoli luci quali per esempio gli impalcati da ponte, le strutture per il ricovero dei mezzi di trasporto e per l'attesa dei passeggeri. Le giunzioni in zona di calcestruzzo teso garantiscono l'integrità della struttura prima della fessurazione e ne impediscono il distacco tra le varie parti dopo la formazione delle fessure trasversali. Ciò per effetto delle tensioni d'aderenza che si sviluppano all'interfaccia acciaio-calcestruzzo per cui le forze di trazione presenti nelle armature sovrapposte si trasferiscono mutuamente da una barra all'altra. Nel calcestruzzo attorno alle barre d'armatura si sviluppano tensioni di trazione circolari (hoop stresses) che possono causare fessure longitudinali (splitting cracks). Se le fessure longitudinali raggiungono la zona in cui vi è la sovrapposizione, si verifica una crisi con distacco violento del calcestruzzo (explosive failure) [1-2]. In tali circostanze, il fenomeno viene generalmente correlato alla massima tensione d'aderenza.

Nelle pratiche applicazioni le giunzioni vengono usualmente analizzate assumendo una distribuzione costante della tensione d'aderenza. Sebbene questa schematizzazione è abbastanza soddisfacente per piccolissime lunghezze di sovrapposizione, in tutti gli altri casi risulta inadeguata in quanto il valore di picco della tensione d'aderenza è molto più grande del valore medio.

Lo studio delle giunzioni per sovrapposizione delle barre d'armatura è stato affrontato da pochi ricercatori [2-3]. Il modello analitico sviluppato da Tepfers [3] è basato su un legame locale tensione d'aderenza-slittamento lineare e trascura il contributo del calcestruzzo alla resistenza. Inoltre richiede che il calcestruzzo sia fessurato alle estremità; circostanza generalmente verificata in condizioni prossime al carico ultimo [2]. Pertanto il modello non è in grado di predire il comportamento delle barre sovrapposte nelle varie fasi di lavoro.

Sulla base del modello sviluppato da Tepfers, le formule ottenute da Judge et al. [2] per l'interpretazione dei risultati sperimentali richiedono che la tensione nell'acciaio nella sezione di simmetria sia la metà di quella della sezione caricata. Sebbene ciò si verifica grosso modo per alcuni campioni da loro esaminati, in generale ciò non accade.

Utilizzando il legame locale tensione di aderenza-slittamento non lineare osservato sperimentalmente [4-5-6], in Russo et al. [7] e in Russo e Romano [8], sono state risolte le equazioni differenziali che governano il fenomeno dell'aderenza. Le soluzioni sono state applicate per lo studio dei nodi trave-pilastro [7] e successivamente per lo studio della fessurazione negli elementi tesi in cemento armato [8].

2. FORMULAZIONE DEL PROBLEMA

Le equazioni di equilibrio nella generica sezione x delle barre della giunzione sono

$$A_{sI}\frac{d\sigma_{sI}}{dx} = -q\left(u_I(x)\right)\Sigma_{0I} \qquad (1)$$

$$A_{sII}\frac{d\sigma_{sII}}{dx} = q\left(u_{II}(x)\right)\Sigma_{0II} \qquad (2)$$

dove A_{sI} e Σ_{0I}, e A_{sII} Σ_{0I} sono rispettivamente l'area ed il perimetro delle barre I e II della giunzione; σ_{sI} e σ_{sII} le tensioni nelle armature, q la tensione d'aderenza funzione dello slittamento relativo e u_I, u_{II} gli slittamenti relativi a ciascuna barra.

$$\varepsilon_{sII} - \varepsilon_c = u'_{II} \qquad (5)$$

dove con ε_s si è indicato la deformazione nell'acciaio, con ε_c la deformazione nel calcestruzzo e con l'apice l'operazione di derivazione.

Se le barre della giunzione hanno lo stesso diametro, lo stato tensionale in ciascuna barra è simmetrico dell'altra rispetto all'asse di simmetria della giunzione.

La soluzione analitica del problema è ardua da ottenere poichè occorre risolvere le

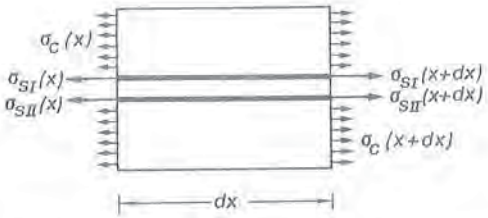


Fig. 1.- Elemento della giunzione per sovrapposizione

L'equazione di equilibrio di un elemento composito acciaio-calcestruzzo sottoposto a sforzo normale agente lungo l'asse dell'elemento (Fig. 1) risulta

$$A_{sI}\frac{d\sigma_{sI}}{dx} - A_{sII}\frac{d\sigma_{sII}}{dx} = -\psi A_c\frac{d\sigma_c}{dx} \qquad (3)$$

dove σ_c è la tensione nel calcestruzzo; A_c l'area della sezione trasversale del calcestruzzo e ψ un parametro, minore o uguale all'unità, che tiene conto della non uniforme distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo [9-10].

Le equazioni di congruenza risultano

$$\varepsilon_{sI} - \varepsilon_c = -u'_I \qquad (4)$$

Eqq. (4)-(5) tenendo conto delle Eqq. (1)-(2): il sistema di equazioni differenziali non risulta disaccoppiabile così come avviene per i problemi di dinamica strutturale in presenza di smorzamento viscoso arbitrario.

Nelle porzioni dell'elemento adiacente alla zona di sovrapposizione il problema è governato dall'equazione differenziale [7]-[8]

$$u''(x) - (1+\xi)\frac{\Sigma_0}{A_s E_s}q\left(u(x)\right) = 0 \qquad (6)$$

in cui

$$\xi = \frac{n\rho}{\psi};\quad n = \frac{E_s}{E_c};\quad \rho = \frac{A_s}{A_c} \qquad (7)$$

con E_s ed E_c modulo elastico dell'acciaio e del calcestruzzo, rispettivamente.

Per elevati valori di deformazione nell'acciaio, come quelli che generalmente si verificano all'atto della crisi della giunzione per sovrapposizione e per modeste lunghezze di sovrapposizione, la deformazione nel calcestruzzo risulta trascurabile. In questo caso il sistema di equazioni che governa il problema è costituito dalle Eqq. (1)-(2) e (4)-(5) con $\varepsilon_c = 0$. Ogni equazione risulta indipendente dall'altra e, per le barre I e II, si ottiene rispettivamente

$$u_I''(x) - \frac{\Sigma_{0I}}{A_{sI}E_s} q\left(u_I(x)\right) = 0 \qquad (8)$$

$$u_{II}''(x) - \frac{\Sigma_{0II}}{A_{sII}E_s} q\left(u_{II}(x)\right) = 0 \qquad (9)$$

Per valori di tensione d'aderenza compresi tra il valore nullo e quello massimo, il legame $q - u$ può esprimersi mediante la relazione [4],[6]

$$q = q_1 \left(\frac{u}{u_1}\right)^{\alpha} \qquad (10)$$

dove q_1 è la tensione massima d'aderenza, u_1 lo slittamento relativo corrispondente a q_1 ed α un esponente compreso tra 0.2 e 0.5.

Le soluzioni delle Eqq. (6) e (8)-(9) sono state ottenute in [7]-[8]. Nell'ambito degli spostamenti positivi (in cui ricade la presente analisi) risulta

$$u' = \mp\sqrt{2\left(\gamma u^{\beta} + C\right)} \qquad (11)$$

$$x = B \mp \frac{1}{\sqrt{2C}} \sum_{k=0}^{\infty} \binom{-\frac{1}{2}}{k} \left(\frac{\gamma}{C}\right)^k \frac{u^{1+k\beta}}{1+k\beta}$$

$$per \quad 0 \le u < \left|\frac{C}{\gamma}\right|^{\frac{1}{\beta}} \qquad (12)$$

$$x = B \mp \frac{1}{\sqrt{2\gamma}} \sum_{k=0}^{\infty} \binom{-\frac{1}{2}}{k} \left(\frac{C}{\gamma}\right)^k \frac{u^{\delta-k\beta}}{\delta-k\beta}$$

$$per \quad u > \left|\frac{C}{\gamma}\right|^{\frac{1}{\beta}} \qquad (13)$$

dove B e C sono costanti di integrazione e

$$\beta = 1 + \alpha \ , \ \delta = \frac{1-\alpha}{2} \qquad (14)$$

Per la zona in cui vi è la sovrapposizione dell'armatura il parametro γ è dato dall'espressione [7]

$$\gamma = \frac{\Sigma_0}{A_s E_s} \frac{q_1}{\beta u_1^{\alpha}} \qquad (15)$$

Fig. 2.- Elemento teso in cemento armato

mentre per le altre zone dall'espressione [8]

$$\gamma = (1+\xi)\frac{\Sigma_0}{A_s E_s}\frac{q_1}{\beta u_1^{\alpha}} \qquad (16)$$

Trascurando la deformazione del calcestruzzo, nella zona della sovrapposizione le deformazioni nell'acciaio sono fornite dall'espressione [7]

$$\varepsilon_s = \sqrt{2(\gamma u^{\beta} + C)} \qquad (17)$$

Nelle zone adiacenti alle giunzioni le deformazioni nei due materiali sono fornite dalle espressioni [8]

$$\varepsilon_s = \frac{D \pm \sqrt{2(\gamma u^{\beta} + C)}}{1+\xi} \qquad (18)$$

$$\varepsilon_c = \frac{D \mp \xi\sqrt{2(\gamma u^{\beta} + C)}}{1+\xi} \qquad (19)$$

dove D è una costante d'integrazione.

La soluzione dell'elemento di Fig. 2 è fornita dalle Eqq. (12), (13), (16), (18) e (19) per le porzioni 1 dell'elemento mentre è fornita dalle Eqq. (12), (13), (15) e (17) per la porzione 2 (Fig. 2). Nelle equazioni risolventi si assume il segno superiore per la barra di sinistra e quello inferiore per quella di destra.

3. CARICO ULTIMO E CONFRONTO SPERIMENTALE

Dopo la formazione delle fessure trasversali, all'aumentare del carico esterno, l'elemento è capace di sopportare ulteriori incrementi di carico fino a quando non si formano le fessure longitudinali da spacco "splitting cracks" [2]. Il carico ultimo è quello corrispondente alla crisi per splitting. È stato osservato sperimentalmente [2] e analiticamente [3] che la crisi per splitting si verifica per una tensione d'aderenza media compresa nel campo $1.2 \div 3\ f_{ct}$ (f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo). Considerando il valore $1.2 f_{ct}$ per la tensione d'aderenza media all'atto della rottura per splitting, è possibile, sulla base delle precedenti equazioni, determinare il valore del carico esterno che ne produce la crisi.

Per il calcolo del carico ultimo non è necessario riferirsi all'intero elemento ma è sufficiente considerare la zona dell'elemento in cui vi è la sovrapposizione. Infatti, nelle condizioni di crisi, alle estremità della giunzione il calcestruzzo risulta fessurato [2] e pertanto risultano note tutte le condizioni al contorno relative alla zona di sovrapposizione.

Il confronto sperimentale è stato fatto con il campione $250T20/20C$ esaminato da Judge et al. [2]. La lunghezza di sovrapposizione è di 250 mm e le barre sovrapposte hanno un diametro di 20 mm. Il calcestruzzo ha una sezione trasversale di 100x100 mm, una resistenza a trazione (prova brasiliana) di 2.3 MPa ed una resistenza a compressione di 48.8 MPa. le barre sono nervate ed hanno un elevato valore della tensione di snervamento.

I parametri relativi al legame tensione d'aderenza-slittamento sono stati dedotti sulla base dei risultati sperimentali su campioni di calcestruzzo teso ottenuti in [5] e

modificati sulla base delle indicazioni riportate in Russo e Romano [8]. Per q_1, u_1 e α si è ottenuto rispettivamente 6.47 MPa, 0.086 mm e 0.28.

In Fig. 4 sono riportati i rapporti tra le lunghezze di sovrapposizione calcolate con la formula suggerita dall'Eurocodice EC2 e quelle calcolate sulla base dei risultati sperimentali in condizioni di carico ultimo (tensione d'aderenza media all'atto della crisi per splitting $Q_M = 1.2 f_{ct}$) in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo. In particolare i rapporti sono stati calcolati per le classi di resistenza di riferimento dell'EC2. Il rapporto risulta di poco superiore all'unità per tutte le classi di resistenza; ciò comporta che progettando le giunzioni per sovrapposizione delle barre d'armatura sulla base delle indicazioni dell'EC2, la crisi per splitting si verifica quando la tensione

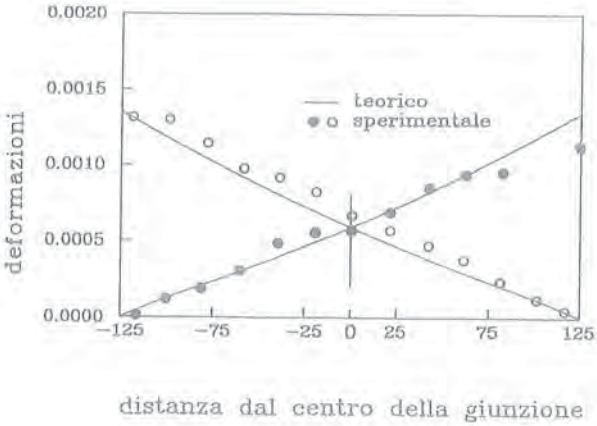


Fig. 3.- Deformazioni teoriche e sperimentali dell'acciaio lungo la giunzione

In Fig. 3 sono riportati i risultati sperimentali e le curve ottenute analiticamente relative alla condizione di carico ultimo $P = 96.5$ KN. Il buon accordo con i risultati sperimentali mostra la validità del procedimento analitico e dell'ipotesi di trascurabilità della deformazione nel calcestruzzo.

4. CONFRONTO CON I RISULTATI OTTENUTI CON LA FORMULA INDICATA DALL'EUROCODICE

dell'acciaio raggiunge quella di calcolo.

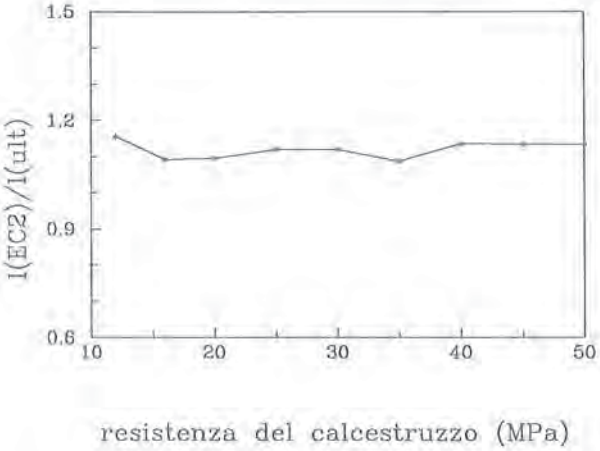


Fig. 4.- Rapporto tra le lunghezze di giunzione calcolate con la formula dell'EC2 e quelle dedotte sperimentalmente

5. CONCLUSIONI

Nelle giunzioni per sovrapposizione delle barre d'armatura, la crisi avviene generalmente per splitting del calcestruzzo (fessure parallele all'asse dell'armatura). Trascurando il contributo del calcestruzzo alla resistenza per modeste lunghezze di sovrapposizione e per tensioni elevate nell'acciaio, si semplifica il sistema di equazioni differenziali presentato e si ottengono risultati analitici in buon accordo con quelli sperimentali. Le lunghezze di sovrapposizione calcolate con la formula dell'EC2 risultano poco cautelative per stati tensionali nell'acciaio prossimi a quelli di calcolo.

6. BIBLIOGRAFIA

[1] REYNOLDS G.C., and BEEBY A.W.: Bond strength of deformed bars, *Proceedings of 2nd international conference on bond in concrete*, 1982, pp. 434-445.

[2] JUDGE R.C.B., SCOTT R.H., and GILL P.A.T.: Strain and bond stress distributions in tension lap joints in reinforced concrete, *Magazine of Concrete Research*, 1990, 42, N. 150, pp. 5-14.

[3] TEPFERS R.: Bond stress along lapped

reinforcing bars, *Magazine of concrete research*, 1980, 32, N. 112, pp. 135-142.

[4] ELIGEHAUSEN R., POPOV E.V., and BERTERO V.V.: Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations, *Report N. UCB/-EERC 83-23, Univ. of California, Berkeley, California.*

[5] DÖRR K.: Bond behaviour of ribbed reinforcement under transversal pressure, *IASS Symp. on Nonlinear Behaviour of Reinforced Spatial Struct.*, Vol. 1, Werner Verlag, Dusseldorf, Germany.

[6] REHM G.: Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton, *Deutscher Auschuss für Stahlbeton*, Berlin, Germany, 1961, (138), pp. 1-59.

[7] RUSSO G., ZINGONE G., and ROMANO F.: Analytical solution for bond-slip of reinforcing bars in R.C. joints, *J. Struct. Engrg., ASCE*, Vol. 116, N. 2, 1990, pp. 336-355.

[8] RUSSO G., and ROMANO F.: Cracking Response of R.C. members subjected to uniaxial tension, *J. Struct. Engrg., ASCE*, Vol. 118, N. 5, 1992, pp. 1172-1190.

[9] EDWARDS A., and PICARD A.: Theory of cracking in concrete members, *J. Struct. Div., ASCE*, Vol. 98, N. 12, pp. 2687-2700.

[10] JIANG D.H., SHAH S.P., and ANDONIAN A.T.: Study of the transfer of tensile forces by bond, *J. Amer. Concr. Inst.*,, 1984, Vol. 81, N. 4, pp. 251-259.

INDAGINE SULLO STATO DI DEGRADO DI PONTI DI CALCESTRUZZO ARMATO E VALUTAZIONE DELLA VITA UTILE DI SERVIZIO MEDIANTE MODELLI DI SIMULAZIONE DELLA DIFFUSIONE DI SOSTANZE AGGRESSIVE ALL'INTERNO DEL MATERIALE

Anna SAETTA
Dipartimento di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Istituto Universitario di Architettura di Venezia

Renato VITALIANI
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università degli Studi di Padova

INDAGINE SULLO STATO DI DEGRADO DI PONTI DI CALCESTRUZZO ARMATO E VALUTAZIONE DELLA VITA UTILE DI SERVIZIO MEDIANTE MODELLI DI SIMULAZIONE DELLA DIFFUSIONE DI SOSTANZE AGGRESSIVE ALL'INTERNO DEL MATERIALE

Anna SAETTA
Ricercatore
Dipartimento di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università di VENEZIA

Renato VITALIANI
Professore Associato
Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Università di PADOVA

SOMMARIO

In questa nota si presenta una indagine su ponti di calcestruzzo armato, per valutare lo stato di degrado delle strutture e per prevederne la vita di servizio. Si utilizza un modello numerico, basato sul metodo degli elementi finiti, per lo studio dei fenomeni di diffusione di sostanze aggressive all'interno di materiali multifase. Si pone particolare attenzione ai processi di penetrazione dell'anidride carbonica, dell'ossigeno e degli ioni cloruri. Nel modello numerico si considerano le interazioni chimiche tra le specie diffondenti ed i costituenti del calcestruzzo, e l'accoppiamento di tali processi con i fenomeni di trasporto di acqua e calore. Si studiano in dettaglio i ponti di S. Gregorio e Terranegra siti in Padova.

SUMMARY

The analyses of the degradation characteristics of concrete bridges are presented in order to evaluate the service life of the structures. A numerical model based on the finite element method is used to study the diffusion phenomena of aggressive substances through the multiphase materials. The carbon dioxide and the oxygen diffusion, and the chloride penetration are considered. The coupling phenomena and the chemical interaction of the diffusion substances with the concrete components are also taken into account in the numerical model. The S. Gregorio and Terranegra bridges are examined in detail.

1. INTRODUZIONE

Le esperienze degli ultimi anni nel campo della realizzazione di strutture di calcestruzzo armato hanno mostrato chiaramente come una progettazione *completa* non si possa limitare alle sole verifiche di *resistenza* e *deformabilità* richieste dalla normativa, ma debba necessariamente considerare il problema della *durabilità* del materiale e del manufatto nel tempo [1,2]. Il degrado delle strutture di calcestruzzo è, infatti, un importante problema sia da un punto di vista sociale che economico: oltre all'aspetto fondamentale della *sicurezza* della vita umana nei casi in cui il degrado sia talmente avanzato da causare il collasso delle strutture, è da non trascurare, nei casi meno gravi, il problema del *danno economico* derivante dall'interruzione del servizio e dalla riparazione dell'opera. I costi sempre più proibitivi dei restauri architettonici e strutturali delle opere di calcestruzzo armato hanno fornito, soprattutto negli ultimi anni, un notevole impulso alle ricerche ed agli studi sulla determinazione delle cause del degrado e sulla prevenzione di ulteriori danni che potrebbero verificarsi in manufatti vecchi e nuovi. In particolare sono stati individuati e classificati i principali fenomeni di attacco chimico, fisico e meccanico in grado di pregiudicare la capacità portante delle strutture in tempi che appaiono relativamente brevi se confrontati con la durata utile dell'opera, prevista in sede di progetto. In generale, la durata della *vita utile* di una struttura di calcestruzzo può venire ridotta dalla scarsa durabilità del materiale oppure da cause derivanti da una progettazione e/o realizzazione inadeguata, oppure da fenomeni accidentali o eccezionali.

Tra le cause *tecnologiche* (ovvero quelle connesse con la durabilità dei materiali, ed inerenti il confezionamento, la messa in opera del calcestruzzo ed il posizionamento delle armature) di degrado delle strutture di calcestruzzo

semplice od armato i principali fenomeni di origine chimico-fisica che intervengono ed influenzano direttamente la durabilità della struttura sono la *carbonatazione* e la *diffusione degli ioni cloruri* [3,4,5] (che sono strettamente correlati con la corrosione delle barre d'armatura e con il conseguente distacco del copriferro) e l'azione dei *solfati* (che provoca la distruzione del conglomerato cementizio).

Tutti questi fenomeni, così come il trasporto di acqua e calore [6] (senza il quale non si avrebbe il progredire del fronte di carbonatazione verso gli strati più interni del materiale) o la penetrazione di ossigeno dall'esterno (senza la quale non si potrebbe verificare la corrosione delle armature), sono *processi di diffusione* non lineare attraverso la matrice porosa del calcestruzzo, più o meno complicati dall'interazione chimica dei costituenti del calcestruzzo con le specie che diffondono.

Appare quindi evidente l'importanza di una analisi approfondita dei fenomeni di trasporto nel calcestruzzo e di una valutazione sia qualitativa che quantitativa del tempo necessario perché le sostanze aggressive penetrino nella matrice porosa, al fine di poter valutare correttamente la vita utile delle strutture e, quindi, di poter progettare opere durevoli nel tempo.

Nell'ambito dei problemi di durabilità delle strutture di calcestruzzo armato si inserisce il presente lavoro che illustra un modello teorico e numerico per lo studio dei fenomeni di diffusione di sostanze aggressive nei materiali multifase, sviluppato in [7,8,9] e successivamente esteso in [10]. Si considerano i fenomeni di carbonatazione e di diffusione di ioni cloruro, valutando l'influenza dell'umidità e della temperatura variabili all'interno della struttura. Tale modello viene applicato all'analisi dei ponti di S. Gregorio e di Terranegra, siti in Padova, valutando, in una prima fase lo stato di degrado degli stessi, e successivamente valutando la vita utile delle opere in termini di resistenza all'attacco di agenti aggressivi. Di tali ponti è stata anche effettuata una relazione di verifica delle sollecitazioni, in base alla nuova normativa sui ponti stradali.

2. DIAGNOSI DELLO STATO DI DEGRADO DELLE STRUTTURE

2.1 Premessa

Si può definire *diagnosi del degrado* di una struttura la valutazione dell'estensione e dell'entità del deterioramento e la determinazione delle cause che lo hanno provocato. Inizialmente risulta indispensabile eseguire un controllo visivo del manufatto per ottenere una indicazione di massima sullo stato generale di conservazione. Successivamente si esegue il rilievo geometrico per valutare eventuali spostamenti relativi o fuori piombo (utilizzando tecniche più o meno raffinate, dai semplici controlli topografici fino al rilievo fotogrammetrico che si adotta per le opere monumentali) e si analizzano le caratteristiche dei materiali impiegati. Una volta noti tutti i dati sulla struttura, si deve analizzare il livello di aggressività ambientale, per valutare i parametri che possono aver influenzato lo stato di degrado riscontrato nell'opera (presenza di cloruri, alta percentuale di anidride carbonica, cicli di gelo e disgelo ripetuti, etc.)

A questo punto, per poter valutare correttamente lo stato di degrado dell'opera e per programmare i necessari interventi di ripristino e le future ispezioni, risulta utile e, soprattutto, estremamente efficace, l'utilizzo di un modello di simulazione del degrado sufficientemente raffinato che tenga conto di tutti i parametri in gioco.

2.2 Modelli di previsione del deterioramento dei ponti di calcestruzzo armato

La maggior parte delle normative che riguardano le ispezioni dei ponti di calcestruzzo armato ordinario e precompresso prevedono intervalli di tempo costanti tra le successive operazioni di sorveglianza. Tale tipo di regolamento, se da un lato impone un controllo delle opere non oltre un certo periodo prefissato di tempo, dall'altro non consente una programmazione razionale dei suddetti controlli e degli eventuali interventi di ripristino.

Una possibile applicazione dei modelli di simulazione del degrado presentati in questo lavoro è quella di consentire la definizione di una metodologia di ispezione delle strutture basata sui risultati ottenuti con tali modelli e, quindi, di impostare un sistema più razionale di programmazione delle operazioni di sorveglianza.

L'utilizzo dei modelli di previsione del deterioramento nella diagnosi e nella programmazione razionale dei controlli e degli interventi di ripristino può essere esteso a tutte le forme di degrado, da quelle conseguenti al fenomeno della carbonatazione, agli attacchi da parte di sostanze chimiche, ai cicli di gelo e disgelo, a quelle che derivano dal fenomeno di penetrazione dei cloruri o dei solfuri.

Altre applicazioni dei metodi di simulazione dei fenomeni di degrado sono quelle legate alla possibilità di prevedere la vita utile di una struttura esposta a determinate condizioni ambientali. Se, infatti, si tratta di una struttura nuova, con i modelli di previsione è possibile modificare il progetto del calcestruzzo da impiegare per la realizzazione dell'opera, in modo da garantire il tempo di vita utile richiesto. Se, invece, si tratta di una struttura esistente, con i modelli di diagnosi è possibile valutare, sia pure in modo approssimato, l'effettivo stato di degrado e la durata della vita utile della struttura stessa.

3. CAUSE DI DEGRADO E PROCESSI DI TRASPORTO NEL CALCESTRUZZO

3.1 Premessa

Secondo una definizione ormai entrata nell'uso comune, per durabilità del calcestruzzo si deve intendere

"la sua capacità di durare nel tempo resistendo agli attacchi di tipo chimico, fisico o meccanico ed a qualsiasi altro processo di deterioramento o azione aggressiva dell'ambiente circostante". In linea di principio, quindi, un calcestruzzo *durevole* deve mantenere la sua forma e conservare inalterate, o addirittura migliorare, le sue proprietà e prestazioni originali, una volta posto in ambiente esterno per un determinato periodo. Da notare che per un calcestruzzo di buona qualità, posto in ambiente non aggressivo, le proprietà migliorano con il tempo grazie al continuo, anche se lento, processo di idratazione del cemento.

Viceversa, la durabilità di una struttura di calcestruzzo, semplice od armato, può essere definita come "la sua capacità di durare nel tempo in modo da garantire il servizio e le prestazioni per i quali era stata progettata". Da tali definizioni risulta evidente che la durabilità del materiale è una delle condizioni che devono verificarsi per ottenere una struttura durevole, ma non l'unica. È comunque indubbio che la causa principale del degrado di una struttura va attribuita al materiale, o per una sua inadeguata messa in opera o per un confezionamento sbagliato.

Risulta quindi di importanza fondamentale lo studio e l'analisi delle cause e dei processi di degrado che coinvolgono il materiale calcestruzzo e, parallelamente, l'acciaio eventualmente presente al suo interno. È da notare che la maggior parte dei problemi di durabilità delle strutture di conglomerato cementizio armato sono controllati dalla velocità di movimento degli agenti aggressivi attraverso il calcestruzzo.

Tra i diversi tipi di processi di trasporto che possono interessare i materiali multifase, quale è il calcestruzzo, i principali sono:

- *Diffusione Semplice* del vapore d'acqua durante i cicli di essiccazione e bagnamento, dell'ossigeno gassoso e, in generale, di tutti gli ioni e le sostanze che non reagiscono con la pasta di cemento;
- *Diffusione e Reazione Chimica*: dell'anidride carbonica, degli ioni solfuro, degli ioni magnesio (tutti agenti reattivi nei confronti dei diversi componenti della pasta di cemento) e degli ioni ossidrilici, nell'ipotesi in cui si abbiano reazioni alcali-aggregato;
- *Assorbimento:* fenomeno controllato dalle forze capillari durante i cicli di essiccazione e bagnamento;
- *Permeazione:* fenomeno che si verifica sotto pressioni (o sotto pressioni parziali) applicate alla struttura e che comprende il movimento di liquidi durante i cicli di gelo e disgelo, i flussi di gas attraverso il calcestruzzo ed i *processi osmotici*.

I primi due tipi di trasporto sono generalmente prevalenti rispetto agli altri due. Nell'ambito del processo di diffusione semplice va in particolare analizzata la diffusione dell'ossigeno gassoso e degli ioni cloruri in soluzione, accoppiati entrambi con il processo di diffusione di umidità e temperatura sempre presente nel calcestruzzo. Va inoltre analizzata la diffusione dell'anidride carbonica nel calcestruzzo anch'essa accoppiata con il processo di diffusione di umidità e temperatura, tenendo però conto che in questo caso l'agente trasportato reagisce con l'idrossido di calcio della pasta di cemento per formare carbonato di calcio ed acqua (reazione di *carbonatazione*).

È da notare che tutti questi processi di trasporto giocano un ruolo decisivo nel complesso del fenomeno corrosivo. Infatti, mentre la durata del periodo di innesco della corrosione dipende fortemente dalla velocità con cui l'anidride carbonica od i cloruri riescono a raggiungere le armature, trasformando conseguentemente l'ambiente protettivo alcalino tipico del calcestruzzo, in un ambiente in grado di corrodere l'acciaio, la durata del periodo di avanzamento della corrosione è invece legata alla velocità con cui l'ossigeno arriva alle armature e, contemporaneamente, alla conducibilità del calcestruzzo.

3.2 La diffusione di sostanze aggressive

La diffusione di sostanze aggressive all'interno del calcestruzzo può, in prima approssimazione, essere studiata utilizzando le leggi di Fick, secondo le quali si può scrivere:

$$\frac{\partial g}{\partial t} = \mathrm{div}\left[D\ \mathrm{grad}(g)\right]$$

in cui il termine grad(g) rappresenta il gradiente locale della concentrazione g misurato normalmente alla sezione ed il coefficiente D è la diffusività del materiale.

Particolare attenzione deve essere posta nella definizione del coefficiente D di diffusione [7,8] che, nel caso di materiali multifase, è comunemente sostituito dal *coefficiente di diffusione apparente*, definito, per mezzi saturi, dalla relazione:

$$D_a = D\frac{\varepsilon \times \delta}{\tau^2 \times \alpha}$$

in cui ε è la frazione in volume della porosità, τ è un parametro di "tortuosità" e δ un parametro di "costrittività" ed entrambi servono a descrivere il mezzo poroso e $\alpha = \varepsilon + (1-\varepsilon)\gamma$ è un parametro che può essere interpretato come una misura della capacità del mezzo nei confronti di una particolare specie diffondente, essendo $(\gamma = c_s / c_l)$ il coefficiente di distribuzione volumetrica delle specie tra fase solida e fase liquida.

Nell'ipotesi di parziale saturazione valgono tutti i concetti fin qui esposti, salvo il fatto che si deve tenere conto nell'espressione di α che non tutto il volume dei pori è occupato dalla soluzione. Una espressione approssimata per descrivere tale relazione è la seguente:

$$\alpha = \varepsilon \times \frac{w}{w_{sat}} + (1-\varepsilon) \times \gamma = w + (1 - w_{sat}) \times \gamma$$

in cui w è il contenuto d'acqua libera nei pori e w_{sat} il contenuto a saturazione.

3.3 La carbonatazione del calcestruzzo

Il fenomeno della carbonatazione del calcestruzzo, reazione chimica tra l'anidride carbonica atmosferica ed i prodotti dell'idratazione del cemento, usualmente viene rappresentato con la reazione chimica seguente:

$$CO_2 + Ca(OH)_2 \xrightarrow{H_2O} CaCO_3 + H_2O$$

Come noto [2,3] i valori dell'umidità relativa più favorevoli ad un rapido decorso della carbonatazione non possono essere né troppo elevati (viene impedito l'ingresso dell'anidride carbonica), né troppo ridotti (non si può sviluppare la reazione chimica), come confermato da numerose prove sperimentali. In particolare l'intervallo di umidità relativa più pericoloso per la carbonatazione risulta essere compreso tra il 40 e l'80%.

La carbonatazione produce effetti sia positivi che negativi sulla durabilità delle strutture di calcestruzzo. Usualmente tale fenomeno rende il calcestruzzo più duro e meno permeabile, però minaccia la vita di servizio delle opere di calcestruzzo armato a causa della riduzione del pH dell'acqua contenuta nei pori (fenomeno conseguente al consumo dell'idrossido di calcio) a livelli inferiori al minimo necessario per garantire una adeguata protezione delle armature contro possibili attacchi di tipo chimico (ad esempio corrosione da ossigeno).

Il processo di carbonatazione si sviluppa attraverso un meccanismo a più stadi, che si può così riassumere:

- *diffusione dell'anidride carbonica* atmosferica attraverso la struttura porosa del materiale a partire dagli strati più esterni e contemporanea diffusione di acqua, sotto forma di vapore, dall'interno verso l'esterno;
- *dissoluzione dell'anidride carbonica* nella soluzione acquosa presente nei pori capillari del calcestruzzo con formazione di acido carbonico e ione carbonato, con formazione intermedia dello ione bicarbonato;
- *dissoluzione dell'idrossido di calcio* presente in forma cristallina come prodotto dell'idratazione, fino a saturazione dell'acqua dei pori. Tale processo dissolutivo continua man mano che il $Ca(OH)_2$ viene sottratto dalla soluzione perché reagisce con la CO_2;

  trasporto dell'idrossido di calcio in soluzione attraverso la struttura porosa del materiale grazie al movimento dell'acqua causato dal processo di essiccazione del calcestruzzo;
- *reazione vera e propria* tra l'acido carbonico ed i costituenti alcalini, in forma di idrossidi, del calcestruzzo, entrambi presenti in soluzione.

Spesso l'analisi dei fenomeni fisici viene condotta attraverso la definizione di un *modello* che permette di rappresentare la situazione reale, più o meno complessa, mediante uno schema semplificato.

Caratteristiche essenziali della *modellazione* sono: la definizione delle equazioni che governano il fenomeno fisico, l'individuazione dei parametri caratteristici dei materiali e delle grandezze fisiche da rappresentare e l'imposizione delle condizioni al contorno e delle condizioni iniziali più opportune.

L'equazione che governa il fenomeno della diffusione dell'anidride carbonica all'interno del calcestruzzo segue, in prima approssimazione, le leggi di Fick sulla diffusione e può essere scritta nella forma:

$$\frac{\partial g}{\partial t} = \mathrm{div}\left[D_g(h,T)\ \mathrm{grad}\, g\right]$$

La dipendenza del coefficiente di diffusione dell'anidride carbonica dall'umidità relativa e dalla temperatura, rende necessario risolvere tale equazione insieme alle equazioni di trasporto di fluido e calore all'interno del calcestruzzo, che possono essere espresse in termini di umidità relativa e temperatura, come proposto da Bažant e Najjar [6]:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \mathrm{div}\,(C\ \mathrm{grad}\, h) + \frac{\partial h_s}{\partial t} + K\frac{\partial T}{\partial t}$$

$$\rho C_q \frac{\partial T}{\partial t} = \mathrm{div}(b\ \mathrm{grad}\, T) + \frac{\partial Q_h}{\partial t}$$

La velocità di carbonatazione dipende essenzialmente dalla capacità del calcestruzzo di legare l'anidride carbonica e dalla quantità di anidride carbonica che riesce a diffondersi nella matrice porosa. I principali fattori che influenzano l'evolversi del processo di carbonatazione sono, quindi, la permeabilità e la porosità del calcestruzzo e le condizioni dell'ambiente (umidità relativa, temperatura, concentrazione di CO_2) in cui il manufatto è posto. La relazione analitica che meglio si adatta a rappresentare la velocità di carbonatazione è la seguente [7,9,12,13]:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \alpha_3 \times f_1(c) \times f_2(g) \times f_3(h) \times f_4(T)$$

in cui c è la quantità di carbonato di calcio che si forma, g è la concentrazione relativa di anidride carbonica. Le funzioni f hanno le seguenti espressioni:

$$f_1(c) = 1 - \left(\frac{c}{c_{max}}\right)^n \qquad f_2(g) = g \qquad f_4(T) = A \cdot e^{-E_a/RT}$$

$$f_3(h) = \gamma h + \delta = \begin{cases} 0 & 0 \le h \le 0.5 \\ \frac{5}{2}(h - h_{min}) & 0.5 \le h \le 0.9 \\ 1 & 0.9 \le h \le 1 \end{cases}$$

Si osservi che le funzioni $f_1(c)$, $f_2(g)$ e $f_3(h)$ hanno per codominio l'intervallo (0,1) e, quindi, sono funzioni che riducono la velocità assoluta di carbonatazione espressa dal coefficiente α_3 moltiplicato per la funzione $f_4(T)$ che è la relazione di Arrhenius. La funzione $f_1(c)$, con $n = 1$, rappresenta esattamente la concentrazione relativa di $Ca(OH)_2$ nell'ipotesi che questo venga

convertito integralmente in $CaCO_3$ durante la reazione di carbonatazione. Il coefficiente α_3 tiene conto del fatto che la reazione di carbonatazione avviene in un sistema aperto, rappresentato dal calcestruzzo, che quindi può influenzarne la velocità, mentre la funzione $f_3(h)$ tiene conto del fatto che la reazione non può avvenire se non in presenza di acqua. Nell'espressione di $f_3(h)$, h_{min} rappresenta il valore dell'umidità al di sotto del quale non si ha più reazione di carbonatazione.

Per tenere conto dell'acqua e del calore prodotti nella reazione di carbonatazione e dell'anidride carbonica consumata, le equazioni di diffusione dell'anidride carbonica e quelle di trasporto di acqua e calore devono essere modificate nel modo seguente:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \mathrm{div}\left(C \ \mathrm{grad}\, h\right) + \frac{\partial h_s}{\partial t} + K\frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial h_c}{\partial t}$$

$$\frac{\partial g}{\partial t} = \mathrm{div}\left[D_g \ \mathrm{grad}\, g\right] - \frac{\partial g_c}{\partial t}$$

$$\rho C_q \frac{\partial T}{\partial t} = \mathrm{div}\left(b \ \mathrm{grad}\, T\right) + \frac{\partial Q_h}{\partial t} + \frac{\partial T_c}{\partial t}$$

in cui:

- $\frac{\partial h_c}{\partial t} = \alpha_1 \frac{\partial c}{\partial t}$, $\frac{\partial g_c}{\partial t} = \alpha_2 \frac{\partial c}{\partial t}$ e $\frac{\partial T_c}{\partial t} = \alpha_4 \frac{\partial c}{\partial t}$ sono, rispettivamente, la variazione di umidità relativa, la variazione di concentrazione relativa di anidride carbonica e la variazione di temperatura che si verificano nell'unità di tempo in seguito alla reazione di carbonatazione;
- α_1, α_2 e α_4 sono costanti adimensionali, minori od uguali ad uno e determinate in base alla reazione chimica, che dipendono dalla composizione del calcestruzzo, dal contenuto di cemento, dal rapporto acqua/cemento e dal grado di idratazione. Tali termini pesano rispettivamente la quantità di acqua prodotta, la quantità di anidride carbonica consumata e la quantità di calore prodotta nel corso della reazione di carbonatazione, per tenere conto di eventuali interazioni con i componenti del calcestruzzo;
- $\partial c / \partial t$ è la quantità di carbonato di calcio che si è formata nell'unità di tempo.

Per rapporti acqua/cemento inferiori a circa 0.8, la legge da utilizzare nel modello numerico per simulare l'andamento del coefficiente di diffusione dell'anidride carbonica in funzione dell'umidità relativa, può essere descritta dall'equazione:

$$\frac{D_g(h)}{D_g(0)} = \left(1 - \varphi h\right)^2$$

in cui $D_g(0)$ è il valore della diffusività per umidità relativa h uguale a zero (calcestruzzo secco) e φ è un parametro che dipende dal rapporto acqua/cemento.

Il processo di diffusione dell'ossigeno all'interno del calcestruzzo avviene con meccanismo del tutto analogo a quello che governa la diffusione di anidride carbonica e, quindi, si possono ancora utilizzare le leggi di Fick. In questo caso non si hanno però fenomeni di interazione chimica tra il gas ed i componenti del calcestruzzo e si ha un processo di diffusione semplice.

In Tabella I sono riportati alcuni valori sperimentali ottenuti per i coefficienti di diffusione dell'anidride carbonica e dell'ossigeno, per tre diversi rapporti acqua/cemento e per diversi valori dell'umidità relativa, [4,11,14].

3.4 La diffusione di cloruri nel calcestruzzo

Accanto al fenomeno di carbonatazione, per l'analisi del degrado di strutture di calcestruzzo armato, risulta necessario studiare i processi di trasporto dei cloruri all'interno del materiale. Infatti la presenza dei cloruri nella zona a diretto contatto con le armature provoca una rottura localizzata del film di ossido protettivo innescando fenomeni di corrosione estremamente pericolosi. Tale processo di degrado, oltre che nelle strutture a diretto contatto con acque marine, risulta di notevole interesse nei manufatti stradali del Nord Italia spesso soggetti, soprattutto in passato, all'azione dei sali disgelanti a base di cloruri.

La relazione che descrive il fenomeno di trasporto dei cloruri è, anche in questo caso, la legge di Fick:

U.R.	a/c = 0.4 (x 10^{-9})		a/c = 0.5 (x 10^{-8})		a/c = 0.8 (x 10^{-7})	
	CO_2	O_2	CO_2	O_2	CO_2	O_2
48%	(5.9±1.9)	(7.8±1.9)			(4.0±0.4)	(6.9±0.4)
55%	(5.5±1.5)	(7.7±1.8)	(2.2±0.1)	(3.0±0.1)	(3.6±0.4)	(7.0±0.4)
76%	(4.3±1.7)	(9.2±1.9)	(2.1±0.1)	(2.8±0.1)	(2.8±0.4)	(7.2±0.5)
86%	(4.2±1.6)	(8.0±1.7)	(1.9±0.1)	(2.7±0.2)	(2.0±0.4)	(7.4±0.6)
91%	(4.0±1.6)	(6.6±1.6)			(1.3±0.4)	(7.0±0.6)
95%	(3.4±1.3)	(5.2±1.4)			(1.2±0.4)	(6.9±0.6)

Tabella I Coefficienti di diffusione dell'anidride carbonica e dell'ossigeno (m^2/s)

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \mathrm{div}\left[D_{Cl}(h, T, t_h)\ \mathrm{grad}\, c\right]$$

La dipendenza del coefficiente di diffusione dalla temperatura segue la legge di Arrhenius, mentre per la dipendenza dall'umidità relativa si può assumere una relazione del tipo [7,10]:

$$D_{Cl}(h) = D_{Cl}(1) \times \frac{1}{1 + \left(\frac{1-h}{1-h_c}\right)^4}$$

in cui h_c rappresenta il valore dell'umidità relativa al di sotto del quale il coefficiente di diffusione subisce una brusca diminuzione.

La dipendenza del coefficiente D dal tempo di idratazione equivalente (t_e) e quindi dal grado di idratazione, si può esprimere nel modo seguente:

$$D_{Cl}(t_e)/D_{a(28gg)} = \chi + (1-\chi) \times \sqrt{\frac{28}{t_e}}$$

dove $D_{a(28gg)}$ è il coefficiente di diffusione a 28 giorni ed il parametro χ è dato dalla relazione:

$$\chi = \frac{D_{a(\infty)}}{D_{a(28gg)}}$$

in cui $D_{a(\infty)}$ è il coefficiente di diffusione a tempo infinito.

Si possono idealmente distinguere due differenti modi di assegnare le condizioni al contorno, corrispondenti a due diversi tipi di condizioni ambientali nelle quali si può verificare il fenomeno di diffusione dei cloruri [10].

Nel primo caso si assegna il valore della concentrazione dei cloruri nelle soluzioni a contatto con la superficie del materiale. In questo modo si simula l'effetto di immersione, o di bagnamento continuo o discontinuo, delle opere di calcestruzzo armato in acqua marina o le condizioni di prova dei provini immersi in soluzioni a concentrazione nota di cloruri.

Il flusso j di cloruri che attraversa lo strato superficiale, nell'unità di tempo e di area, è descritto dalla legge:

$$n \times j = B_{Cl} \times (c - c_0)$$

in cui n è il versore normale alla superficie, B_{Cl} rappresenta il *coefficiente di convezione dei cloruri*, c_0 la concentrazione nota della soluzione a contatto con la superficie del materiale e c la concentrazione variabile degli ioni all'interno della struttura porosa. L'uso di tale relazione permette, al variare del coefficiente B_{Cl}, di regolare la velocità con cui la concentrazione interna di cloruri raggiunge il valore imposto all'esterno. Il caso particolare di superficie impermeabile al passaggio di cloruri si ottiene per $B_{Cl} \to 0$ mentre il caso di superficie perfettamente permeabile ($c = c_0$) si ottiene per $B_{Cl} \to \infty$. Usualmente si assume per il coefficiente B_{Cl} un valore due ordini di grandezza maggiore a quello del coefficiente di diffusione D.

Il valore della concentrazione esterna c_0 si può assumere costante oppure variabile nel tempo per simulare la condizione di esposizione della struttura alle variazioni di marea o, più in generale, per simulare condizioni di esposizione a cicli periodici.

Nel secondo caso si vuole invece simulare l'esposizione delle strutture in atmosfera marina, quando i cloruri vengono trasportati dall'aria sulla superficie del manufatto sotto forma di goccioline d'acqua. Si ipotizza quindi di conoscere la velocità con cui gli ioni si depositano sulla superficie. È in questa seconda classe di condizioni al contorno che rientra il caso di estremo interesse ed attualità di aggressione dei manti stradali o delle solette dei ponti da parte dei cloruri utilizzati come sali disgelanti.

Il valore della concentrazione di ioni sulla superficie esterna del manufatto esposto all'atmosfera dipende essenzialmente dal processo di deposizione dei cloruri presenti nell'aria e dal processo di dilavamento della superficie stessa da parte degli agenti atmosferici.

Una rappresentazione matematica esatta di tali fenomeni sotto forma di condizioni al contorno del problema della diffusione risulta praticamente impossibile, a causa dell'estrema variabilità degli eventi atmosferici e delle condizioni ambientali. Risulta quindi necessario ricorrere ad una espressione approssimata delle suddette condizioni al contorno, che rappresenti in modo soddisfacente questo tipo di problemi. In particolare si può assumere che i cloruri arrivino alla superficie del calcestruzzo trasportati dal vento proveniente dal mare e, quindi, in proporzione agli ioni contenuti nell'atmosfera e che vengano portati via dalla superficie del manufatto dalla pioggia, in proporzione alla quantità di ioni presenti su tale superficie.

Queste ipotesi si possono matematicamente esprimere attraverso la relazione:

$$\frac{\partial Q_{Cl}}{\partial t} = \alpha \times c_f - k \times c_{x=0}$$

dove Q_{Cl} è il contenuto totale di cloruri, c_f è il contenuto di cloruri nell'atmosfera, α è un coefficiente e $\alpha \times c_f$ rappresenta il contenuto di cloruri depositati sulla superficie del calcestruzzo che vengono assorbiti all'interno nell'unità di tempo; $c_{x=0}$ è il contenuto di cloruri nello strato superficiale del calcestruzzo, k è un coefficiente e $k \times c_{x=0}$ rappresenta il contenuto di cloruri lavati via dalla pioggia nell'unità di tempo.

4. MODELLO NUMERICO

Nel caso della carbonatazione del calcestruzzo il sistema globale di equazioni che deve essere risolto è il seguente:

$$\begin{cases} \dfrac{\partial h}{\partial t} = \mathrm{div}\left[C\ \mathrm{grad}\, h\right] + \dfrac{\partial h_s}{\partial t} + K\dfrac{\partial T}{\partial t} + \alpha_1 \dfrac{\partial c}{\partial t} \\ \dfrac{\partial g}{\partial t} = \mathrm{div}\left[D_g\ \mathrm{grad}\, g\right] - \alpha_2 \dfrac{\partial c}{\partial t} \\ \dfrac{\partial c}{\partial t} = \alpha_3 \times f_1(c) \times f_2(g) \times f_3(h) \times f_4(T) \\ \rho C_q \dfrac{\partial T}{\partial t} = \mathrm{div}\left[b\ \mathrm{grad}\, T\right] + \dfrac{\partial Q_h}{\partial t} + \alpha_4 \dfrac{\partial c}{\partial t} \end{cases}$$

in cui le incognite del problema sono l'umidità relativa $h(x,y,z,t)$, la concentrazione relativa di anidride carbonica $g(x,y,z,t)$, la concentrazione di carbonato di calcio $c(x,y,z,t)$ e la temperatura esistente all'interno del calcestruzzo $T(x,y,z,t)$.

Tale sistema di equazioni differenziali è non lineare e presenta un elevato grado di accoppiamento, soprattutto per quanto riguarda i termini di umidità. Di conseguenza la soluzione analitica risulta praticamente impossibile ed occorre ricorrere ad approssimazioni numeriche

Nell'ipotesi di applicare il metodo degli elementi finiti al sistema, dopo alcune semplificazioni [7,8], si ottiene:

$$Q\,h + I\frac{dh}{dt} - TH\frac{dT}{dt} - CH\frac{dc}{dt} - \frac{\partial HG}{\partial t} = 0$$

$$L\,g + I\frac{dg}{dt} + CG\frac{dc}{dt} = 0$$

$$I\frac{dc}{dt} + Sc - CJ = 0$$

$$TR\,T + TS\frac{dT}{dt} - CT\frac{dc}{dt} - \frac{\partial TG}{\partial t} = 0$$

in cui il significato delle singole matrici è riportato in [7,8,9]. Tale sistema si può scrivere in forma compatta:

$$\mathbf{B}\,\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\,\mathbf{x} = \mathbf{F}$$

La soluzione nel dominio temporale viene effettuata utilizzando un classico schema a due livelli.

In modo del tutto analogo si può scrivere il sistema di equazioni che governa il fenomeno di trasporto di ioni cloruro, come riportato in [7,8,10]

6. I PONTI S.GREGORIO E TERRANEGRA

6.1 Lo stato di fatto

Come applicazione dei modelli di simulazione presentati in questo lavoro, si è analizzato lo stato di conservazione dei ponti di S. Gregorio e di Terranegra, siti in Padova. Entrambe le strutture, da un primo esame visivo, presentano evidenti segni di deterioramento del calcestruzzo accompagnati, in certe zone, dal distacco quasi totale del copriferro, con conseguente esposizione delle armature agli attacchi degli agenti atmosferici.

Per risalire ai progetti iniziali delle due opere ci si può riferire al "capitolato speciale d'appalto del 1930 per la costruzione di due Ponti in beton armato sul nuovo Canale Voltabarozzo - S. Gregorio" dal quale si legge: *I Ponti hanno le travi principali ad arco con spinta eliminata, le spalle sono formate da pilastri portanti la travata, mediante apparecchi d'appoggio in ghisa ed acciaio, e le pareti di sostegno del terrapieno stradale. Le fondazioni, in beton armato, su base di beton semplice, sono portate da pali di beton armato e frettato.* In allegato al capitolato è stato anche possibile reperire sia le relazioni tecniche ed i disegni originali, che i calcoli di stabilità dei due ponti, consentendo di ricostruire in modo sufficientemente esauriente le fasi di progettazione e di costruzione delle opere. In questo modo si è reso possibile un controllo della attuale capacità portante delle strutture, anche in relazione ai nuovi carichi previsti dal Regolamento Italiano. Scopo principale del presente lavoro è, comunque, ottenere una valutazione dello stato di degrado dei ponti utilizzando il modello numerico qui presentato, stato di degrado riscontrabile per via diretta sull'opera stessa. Passo successivo è la previsione della vita di servizio dei due ponti e la programmazione di eventuali interventi che, dalle analisi, risultino necessari.

In figura 1 sono riportate le fotografie dei due ponti, mentre in figura 2 si possono osservare alcuni particolari del loro stato di degrado.

Per avere un quadro generale dello stato di deterioramento dei ponti, documentato dall'analisi visiva e fotografica degli stessi, si è proceduto alla mappatura [15] di tutte le parti deteriorate, classificando i diversi tipi di fessurazione secondo lo schema di figura 3 [11].

Fig. 1: Ponte di S. Gregorio (foto a sinistra) e Ponte di Terranegra (foto a destra).

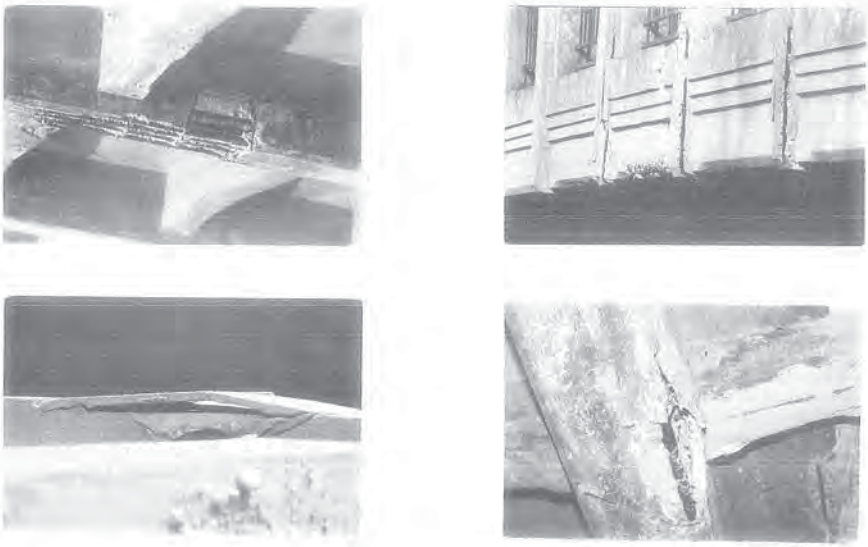


Fig. 2: Particolari del degrado dei Ponti di S. Gregorio (foto a sinistra) e di Terranegra (foto a destra).

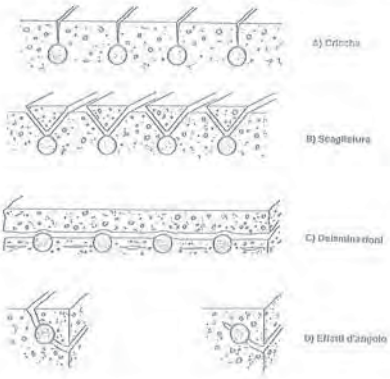


Fig. 3: Fessurazioni causate dalla corrosione

6.2 Il degrado strutturale

È da osservare come risultino degradate quasi esclusivamente le fiancate a Sud-Ovest dei due ponti. Nell'ipotesi di imputare, almeno in parte, questi danneggiamenti al fenomeno della carbonatazione, la spiegazione della diversa situazione delle due fiancate dei ponti può risalire al fatto che risultano usualmente più carbonatabili i lati non esposti al vento e, quindi, non direttamente investiti dalle piogge, e direttamente esposti alla radiazione solare. Questo perché le pareti colpite dalla pioggia risultano quasi sempre in stato di saturazione, non permettendo l'ingresso dell'anidride carbonica mentre l'esposizione diretta al sole è causa di sbalzi termici non trascurabili che possono indurre nella parete stati di coazione in grado di provocare microfessure che, come noto, accelerano qualsiasi processo di degrado legato all'ingresso di sostanze aggressive nel materiale. Tale fatto trova conferma nello studio presentato in [13] nel quale è riportato il grafico di figura 4 che mostra l'influenza dell'orientamento sulla profondità di carbonatazione in pareti di calcestruzzo site in Germania del Nord.

Fig. 4: Influenza dell'orientamento sulla carbonatazione

In quel caso il vento dominante proveniva da Ovest e le pareti con profondità maggiore di carbonatazione risultavano, quindi, quelle esposte a Sud-Est. Nel caso di Padova il vento dominante proviene da Nord-Est ed è l'orientamento Sud-Ovest quello più svantaggioso.

In molti punti, dove sono visibili le barre di armatura, si può rilevare una inadeguatezza, se non l'assenza totale, dello spessore di copriferro. A seguito di una indagine in sito mediante percussione delle parti strutturali, si è osservato un diffuso fenomeno di distacco dell'intonaco dal supporto sottostante. In alcune zone poste all'interno degli archi si possono osservare chiazze color ruggine sull'intonaco ancora integro; tali chiazze sono un chiaro sintomo dell'ossidazione delle armature sottostanti, pur senza visibili segnali di fessurazione.

Ulteriore considerazione può essere fatta sulla metodologia di realizzazione della pavimentazione del ponte di Terranegra, figura 5, (pavimentazione APECA), che prevedeva un getto di calcestruzzo dentro una gabbia metallica (si tratta di un brevetto di quel periodo). Si osserva come tale procedura abbia protetto l'estradosso della soletta dell'impalcato, sia dall'attacco di agenti atmosferici, sia dalla penetrazione dei cloruri spesso utilizzati come sali antigelo durante il periodo invernale.

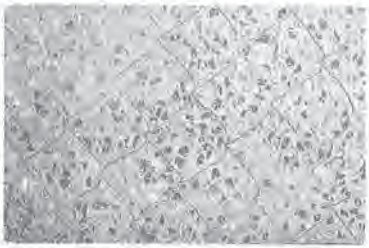


Fig. 5: Particolare della pavimentazione originale Apeca

6.3 La simulazione numerica

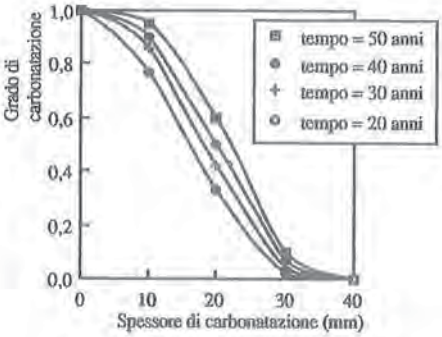
Con riferimento ai ponti di S. Gregorio e Terranegra, si è eseguita la simulazione numerica dell'evoluzione del degrado strutturale per un periodo di 50 anni a partire dalla data di costruzione. Si è fatta l'ipotesi di considerare causa principale del degrado il fenomeno della carbonatazione. I dati di umidità e temperatura sono quelli tipici della zona di Padova e, precisamente: umidità relativa variabile sinusoidalmente con ciclo stagionale tra un massimo del 90% ed un minimo del 70%; temperatura variabile sinusoidalmente con ciclo stagionale tra 30°C e 0°C (valori mediati nel corso di 50 anni).

I risultati dell'analisi relativa al ponte di Terranegra sono riportati in figura 6 e mostrano come, dopo 50 anni la profondità di carbonatazione risulti pari a 37 mm circa, valore superiore allo spessore di copriferro adottato (tra 2.5 e 3.5 mm). Del tutto analoghi si presentano i risultati ottenuti per il ponte di S. Gregorio.

A seguito di tale analisi si può concludere che già all'inizio degli anni ottanta il fronte di carbonatazione aveva raggiunto le armature e che, quindi, il processo di corrosione dell'acciaio poteva considerarsi iniziato. Di conseguenza lo stato attuale di avanzato degrado riscontrato dalle analisi dirette sulle opere trova una plausibile interpretazione.

Risulta quindi indispensabile operare un intervento di protezione e di ripristino del ponte nel suo complesso.

Successivamente si è fatta un'analisi per prevedere la durata della vita di servizio di tali strutture a partire dalla data di fine intervento di ripristino. Come risultato, si consiglia un controllo dell'opera dopo un periodo pari a circa 5 anni, tempo in cui, con il grado di umidità e di inquinamento oggi presente nella zona di Padova, è presumibile che si possa rilevare un inizio di fenomeno di degrado. In alternativa risulta necessario operare una protezione del calcestruzzo mediante trattamenti superficiale. Anche in questo caso i controlli devono comunque essere effettuati con regolarità.



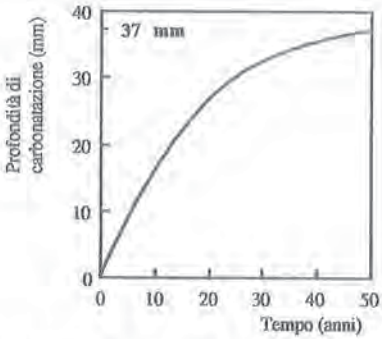


Fig. 6: Grado di carbonatazione (foto a sinistra) e profondità di carbonatazione nel tempo (foto a destra)

6.4 Relazione di verifica e proposta di intervento

Nell'ipotesi di effettuare un ripristino globale delle strutture del ponte, se si calcolano le sollecitazioni indotte dai carichi previsti dalla nuova normativa italiana sui ponti stradali, si ottengono valori generalmente inferiori ai momenti resistenti. Le uniche zone che richiedono un adeguamento strutturale sono le catene degli arconi, che devono essere rinforzate con un incremento dell'armatura esistente.

L'intervento di ripristino e di adeguamento consiste quindi nella bonifica delle zone dove le barre di armatura risultano scoperte, mediante sabbiatura delle parti arrugginite ed affiancamento di nuovi spezzoni collegati con resine alle gabbie esistenti e ripristino volumetrico del calcestruzzo deteriorato. Successivamente, nelle zone delle catene, si deve affiancare all'armatura esistente una armatura di supporto in grado di sopportare le nuove sollecitazioni.

7. CONCLUSIONI

Si è applicato il modello di simulazione numerica sviluppato in [7-10] al caso dei ponti di S. Gregorio e di Terranegra, siti nella provincia di Padova. Dalle analisi si è riscontrato un avanzato stato di degrado, confermato dalle osservazioni in sito. L'intervento di ripristino deve quindi prevedere il risanamento di tutte le parti ammalorate e, in base alla nuova normativa, deve anche prevedere un incremento delle armature delle catene.

A conclusione di questo lavoro si può affermare come l'utilizzo di modelli di simulazione del degrado consenta, con sufficiente approssimazione, una valutazione dello stato di conservazione delle strutture e, se utilizzato con regolarità, consenta la previsione della vita di servizio e la programmazione delle necessarie ispezioni o, quando opportuno, di interventi di ripristino strutturale.

RINGRAZIAMENTI

Si ringrazia l'allievo ingegnere Marco Frison per la sua collaborazione nella raccolta dei dati storici e nella realizzazione della mappatura dello stato di degrado dei ponti di S. Gregorio e Terranegra.

BIBLIOGRAFIA

[1] CEB - RILEM, Durability of concrete structures, *Workshop Report*, ed. S. Rostam, Copenhagen, 18th - 20th May., 1983

[2] RILEM (1984), Seminar on the durability of concrete structure under normal outdoor exposure, 26th - 29th March, Hannover.

[3] COLLEPARDI M., PRATESI R., MORICONI G., BRANCA C., Simoncini S., L'influenza della carbonatazione sulla corrosione dei ferri nel calcestruzzo armato, *Aicap '89*, Napoli

[4] HOUST Y., WITTMANN F.H., The diffusion of carbon dioxide and oxygen in areated concrete, Material and Science Restoration, Tech. Akad. Ess., Ostfildern, 1986.

[5] COLLEPARDI M., MARCIALIS A., TURRIZIANI R., La cinetica di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo, *il Cemento*, 4, 1970, pp. 157-164.

[6] BAŽANT Z.P., NAJJAR L.J., Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete, *Materials and Structures* (RILEM, Paris), vol. 5, n° 25, 1972, pp. 3-20.

[7] SAETTA A., Durabilità delle strutture di calcestruzzo armato e analisi dei fenomeni di diffusione in materiali multifase, *Tesi di dottorato* Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Università di Padova, Italy, Febbraio 1992.

[8] SAETTA A. V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V., "Analisi dei fenomeni di diffusione di sostanze aggressive all'interno delle strutture di calcestruzzo armato", *Studi e Ricerche*, volume n° 13, 1992, pp. 421-444.

[9] SAETTA A.V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V., "The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials", submitted to *Cement and Concrete Research*, 1992.

[10] SAETTA A.V., SCOTTA R., VITALIANI R.V., "The numerical analysis of chloride penetration in concrete", submitted to *ACI Materials Journal*, 1992

[11] PARROTT L. J., Carbonation in reinforced concrete: A bibliography, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1987.

[12] BRIEGER L., WITTMANN F.H., Numerical simulation of carbonation of concrete, *Material and Science Restoration*, Tech. Akad. Ess., Ostfildern, 1986.

[13] HOUST Y.F., ROELFSTRA P.E., WITTMANN F.H., A model to predict service life of concrete structure, in F.H. Wittmann ed., Proc. of the *International Colloquium on Material Science and Restoration*, Lack & Chemie, Filderstadt, 1983, pp. 181-186.

[14] HO D. W. S., LEWIS R. K., Carbonation of concrete and its prediction, Cement and Concrete Research, vol. 17, 1987, pp. 489-504.

[15] FRISON M., Tesi di Laurea, Facoltà di Ingegneria, Università di Padova, 1993.

VALUTAZIONE SPERIMENTALE DELL'EFFICACIA DELL'IMPIEGO DI FIBRE POLIACRILONITRILICHE (PAN) PER IL CONTRASTO DEL RITIRO PLASTICO NEL CALCESTRUZZO

Enzo SIVIERO - Michela FORIN
Istituto Universitario di Architettura di Venezia

Roberto SACCONE
MAC S.p.A. - Treviso

Giulio Maria CASARICO
MONTEFIBRE S.p.A - Milano

VALUTAZIONE SPERIMENTALE DELL'EFFICACIA DELL'IMPIEGO DI FIBRE POLIACRILONITRILICHE (PAN) PER IL CONTRASTO DEL RITIRO PLASTICO NEL CALCESTRUZZO.

Enzo SIVIERO
Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni
Facoltà di Architettura
Università degli Studi
VENEZIA

Michela FORIN
Architetto
Facoltà di Architettura
Università degli Studi
VENEZIA

Roberto SACCONE
Ingegnere
Società MAC SpA
TREVISO

Giulio Maria CASARICO
Ingegnere
Società MONTEFIBRE SpA
MILANO

SOMMARIO

Nel presente lavoro viene studiato il comportamento dei calcestruzzi fibrorinforzati nei confronti della fessurazione provocata da ritiro plastico.
Le prove eseguite sono state effettuate esponendo lastre di calcestruzzo a condizioni variabili di temperatura, umidità relativa e velocità dell'aria con l'obiettivo di proporre un parametro di "minima densità di fessurazione" da assumere in fase di progettazione.

SUMMARY

This work studies the behaviour of the fibre-reinforced concretes towards the crack due to the plastic shrinkage. The tests made were effected by exposing concrete slabs at variable temperature conditions, relative humidity and air speed. The aim was to propose a parameter of "minimum crack density" to assume during the planning phase.

1. INTRODUZIONE

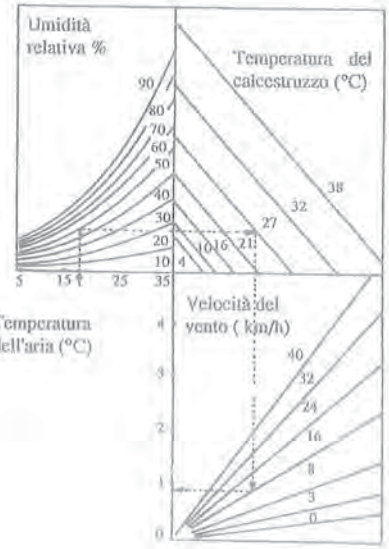
L' impiego di fibre associate ad una matrice legante è noto fin dai tempi antichi.

Nel nostro secolo tale utilizzo si è esteso a livello industriale. L'amianto è stato al contempo il primo ed il principale rappresentante.

Da qualche tempo, la proibizione del suo impiego ha portato l'Industria e la Ricerca a spostare l'attenzione verso materiali fibrosi sostitutivi ed altrettanto efficaci nel garantire la durabilità dei manufatti cementizi.

Sono così state studiate e realizzate fibre "specializzate" e con esse materiali completamente innovativi, dal GRC (Glass Reinforced Concrete) [1], al calcestruzzo fibrorinforzato, normale od armato con fibre sintetiche come la giapponese in polivinilalcool e l'europea in poliacrilonitrile [1] [2] [3] [4] [5] [6].

Fig. 1 - Influenza della temperatura dell'aria, della umidità relativa e del vento sul ritiro plastico.



Le prestazioni ed i campi di applicazione di questi nuovi materiali non sono ancora del tutto esplorati: senza dubbio essi offrono un validissimo contributo a tutti i problemi legati alla durabilità [7] [8] [9] [10] dei manufatti cementizi, primo fra tutti il degrado provocato dal ritiro plastico in funzione del rapporto a/c, delle condizioni termiche, igrometriche e di ventilazione presenti [3] [12] (Fig. 1).

Tale azione, come noto, si manifesta, nel conglomerato attraverso uno stato di fessurazione facilmente visibile in superficie (le aperture sono variabili da 0,5 ad oltre 3 mm in larghezza e fino a 15 cm in profondità).

Una struttura può così risultare compromessa ancor prima di iniziare la propria vita di servizio ed offrire, laddove si concentrano gli stati tensionali derivanti dalle sollecitazioni esterne, altrettante vie preferenziali all'ingresso di eventuali agenti aggressivi.

Lo stato fessurativo da ritiro plastico viene innescato in corrispondenza ad un valore critico, di perdita d'acqua, pari ad 1 kg/m²/h.

Tale dato risulta necessariamente legato alla velocità di evaporazione superficiale; se quest'ultima è superiore alla velocità di bleeding ha luogo la fessurazione.

Il bleeding inoltre, se da un lato assicura una stagionatura umida, e quindi appropriata, dall'altro induce una forte porosità capillare per migrazione dell'acqua nel conglomerato, pregiudicando la durabilità [13] [14] [15].

I manufatti in cemento armato più esposti al rischio della fessurazione da ritiro plastico risultano pertanto tutti quelli a forte sviluppo superficiale come solette, pavimentazioni e platee [16].
E' in questa prospettiva che si inserisce il programma di sperimentazione presentato dagli autori.

2. PRECEDENTI TRATTAZIONI SULL'ARGOMENTO

Nell'ambito di una precedente ed estesa indagine sperimentale [17] [18] è stata esaminata l'efficienza di vari tipi di fibre sintetiche [3] [19] [20] nei riguardi della fessurazione provocata da ritiro plastico sia su malta che su calcestruzzo.

In questa fase sono stati definiti dosaggi e dimensioni ottimali di fibra da impiegare.

Le prove di confronto hanno riguardato fibre in polipropilene (PP) singolarizzato e fibrillato, in poliacrilonitrile (PAN) e nylon.

Dall'analisi dei risultati è emersa la superiorità delle fibre in poliacrilonitrile (PAN) essendo caratterizzate, rispetto alle altre fibre analizzate, da un più alto rapporto lunghezza/diametro ed una più elevata adesione alla matrice in fase plastica.

3. PRESENTAZIONE E MOTIVAZIONI DELLA RICERCA

La positività di comportamento manifestata dalle fibre PAN ha suggerito di estendere il programma di ricerca su calcestruzzo variando le condizioni ambientali in riferimento ai diversi dosaggi di fibra.

Le motivazioni sono state dettate in primo luogo dall'approssimazione con la quale spesso si opera nell'applicare il dosaggio di fibra in un conglomerato, in secondo luogo dalla difficoltà spesso riscontrata nell'individuare in cantiere le condizioni atmosferiche ritenute più a rischio che provocano od intensificano la fessurazione degli impasti cementizi a poche ore dal getto.

Essere in grado di prescrivere in modo rigoroso l'uso di una fibra significa infatti evitare dosaggi superflui, o peggio ancora, insufficienti [21] [22].

4. DATI SPERIMENTALI E METODOLOGIA DI PROVA

In Tab. 1 sono riassunti i valori sperimentali scelti.
Negli impasti sono stati usati quattro diversi dosaggi di fibre in poliacrilonitrile (PAN).

Il calcestruzzo ordinario (senza fibre) è stato assunto quale termine di riferimento.

4.1 Composizione del calcestruzzo con fibre

Per il confezionamento delle miscele sono stati impiegati i seguenti materiali (Fig. 2):

- cemento tipo 325 Pozzolanico, con dosaggio di 500 kg/m^3;

- inerti monogranulari (diam. max 20 mm) secondo il seguente proporzionamento:

sabbia (fine, media e grossa)	38%
ghiaino	62%

- additivo superfluidificante RHEOBUILD 1000 per mantenere lo slump a valori costanti pari a 5 cm;

- fibre sintetiche in poliacrilonitrile (PAN) (Fig. 3) di lunghezza 24 mm con tre diversi dosaggi:

0.8 - 1.2 - 1.6 kg/m^3

- rapporto a/c pari a 0.4.

Tabella 1
Quadro generale delle variazioni termoigrometriche e di ventilazione in funzione dei diversi dosaggi (0-0,8-1,2-1,6 kg/m^3) di fibre PAN per un totale di 48 piastre.

N. di rif.	T (°C)	U.R. (%)	Vento (km/h)
1	40	40	5
2	40	40	15
3	40	40	30
4	40	70	5
5	40	70	15
6	40	70	30
7	20	70	5
8	20	70	15
9	20	70	30
10	20	40	5
11	20	40	15
12	20	40	30
13	10	40	5
14	10	40	15
15	10	40	30
16	10	70	5
17	10	70	15
18	10	70	30

4.2 Tipo di fibre e loro composizione

Le fibre in poliacrilonitrile (PAN), impiegate per la sperimentazione, rientrano nel campo delle fibre sintetiche stabili in ambiente alcalino e pertanto

particolarmente adatte, per essere impiegate quale rinforzo in matrici cementizie [23] [24] (Fig. 4).

Fig. 2 - I materiali impiegati per il confezionamento dei provini

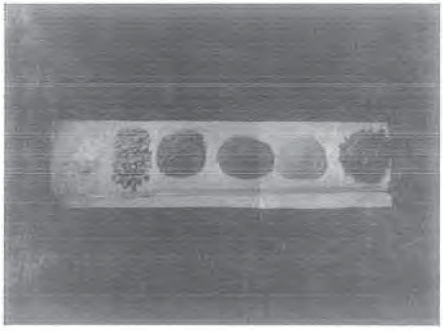


Fig. 3 - Fiocchi di fibre PAN - RICEM in poliacrilonitrile.

Fig. 4 Fibre PAN - RICEM da provini di cemento (60 ingrandimenti)

Le caratteristiche fisico-meccaniche sono indicate in Tab. 2 [25].

Composizione	poliacrilonitrile:	100%
Diametro equivalente:	micron:	16
Resistenza a trazione:	MPa:	570
Modulo elastico	MPa:	13.500
Allungamento a rottura		10%
Peso specifico	g/cm^3	1.18

5. PREPARAZIONE DEI PROVINI

Il calcestruzzo è stato confezionato con miscelazione di inerti e acqua con successiva introduzione di fibre ed additivo.

I provini consistono in una coppia di piastre 50 x 50 x 3 cm di spessore.

All'interno della piastra, in posizione intermedia nello spessore, è stata posizionata una doppia rete metallica elettrosaldata (diametro 4 mm e maglia 10 x 10 cm) con la funzione di predefinire un ambito direzionale all'insorgere della fessurazione provocata dal ritiro plastico nel conglomerato.

6. PROVE DI LAVORABILITA'

La lavorabilità del calcestruzzo fresco è stata determinata con due metodi:

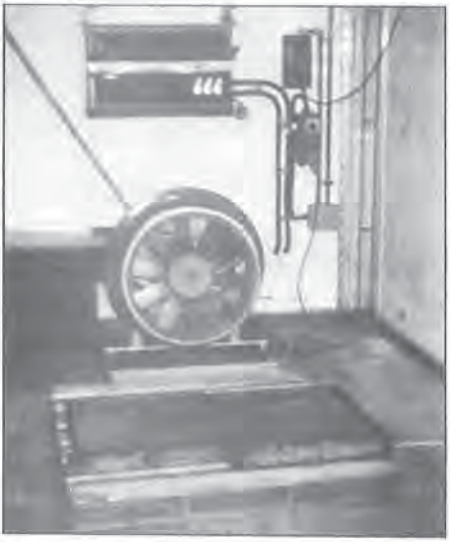
- cono di Abrams: lo slump richiesto è stato di 5 cm;
- consistometro di Vebe: il tempo misurato è stato di 3-4 secondi.

7. AMBIENTE DI PROVA

Per ottenere e mantenere i tre valori previsti per le condizioni ambientali di sperimentazione è stata utilizzata una "camera di prova" isolata termicamente dall'esterno.

All'interno sono stati resi operativi un climatizzatore in grado di regolare le condizioni termoigrometriche ed un ventilatore di tipo industriale per ottenere l'opportuna ventilazione (Fig. 5).

Fig. 5 - Camera di prova con ventilazione e coppia di piastre



In base alla velocità del vento (5, 15, 30 km/h) sono state stabilite le diverse distanze alle quali collocare i provini dal ventilatore, rispettivamente:

per 5 km/h a 4 m
per 15 km/h a 3 m
per 30 km/h a 0,9 m

I valori ambientali sono stati costantemente controllati da un termoigrografo ed un anemometro.

Le piastre confezionate sono state collocate nella camera di maturazione in numero di due per prova per evitare, durante il tempo di esposizione (circa 15 ore), posizioni d'angolo o situazioni favorevole a vortici d'aria e/o ristagni tali da non garantire le condizioni stabilite.

8. RISULTATI E DISCUSSIONE

I risultati ottenuti sono stati rappresentati sia qualitativamente, riportando la distribuzione fisica delle fessure così come sono state osservate sui provini, sia quantitativamente, tramite elaborazione in diagrammi per fornire un'esatta entità di fessurazione e consentire, per contro, l'individuazione del dosaggio di fibre più idoneo a contrastarla.

Nelle Fig. 6 (a,b,c) vengono rappresentati gli schemi riassuntivi dei quadri fessurati dalle 72 piastre di prova esaminate in prima istanza mediante ispezione visiva, raggruppate secondo le tre diverse velocità del vento (5, 15, 30 km/h) e per le singole condizioni ambientali di temperatura (10, 20, 40°C) e di umidità relativa (40, 70%).

Il quadro fessurativo è stato rilevato a 15 ore dal confezionamento dei provini.

I dati rilevati visivamente sono stati ulteriormente elaborati e tabulati per ottenere un parametro in grado di quantificare l'entità fessurativa presente su ogni campione di prova al variare del dosaggio di fibra e delle condizioni ambientali.

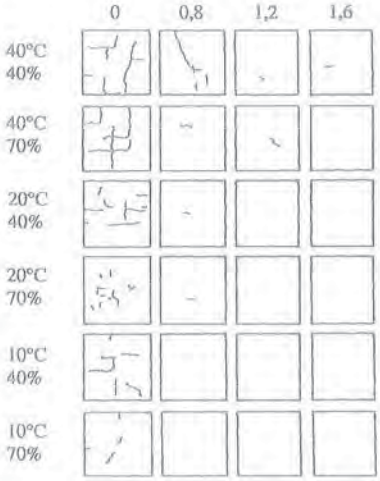
Sono stati costruiti i seguenti diagrammi (Fig. 7a, b, c) nei quali in ascissa compaiono i quattro dosaggi di fibre assunti e in ordinata la "densità di fessura" (espressa in cm/m^2 corrispondente al rapporto tra la lunghezza delle fessure e la superficie unitaria).

La differente simbologia che compare in ogni singolo diagramma corrisponde, in funzione della ventilazione scelta, per la Fig. 7a, b, c, alle diverse combinazioni di temperatura ed umidità relativa.

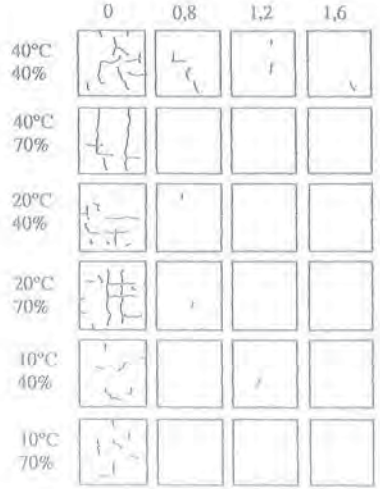
Fig. 6. Schema riassuntivo dei quadri fessurativi per le singole piastre

a) velocità del vento 5 km/h
b) velocità del vento 15 km/h
c) velocità del vento 30 km/h

a)



b)



c)

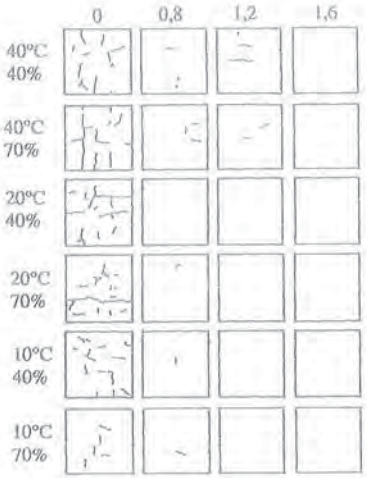
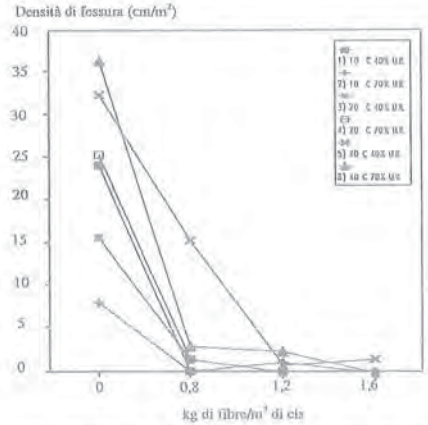
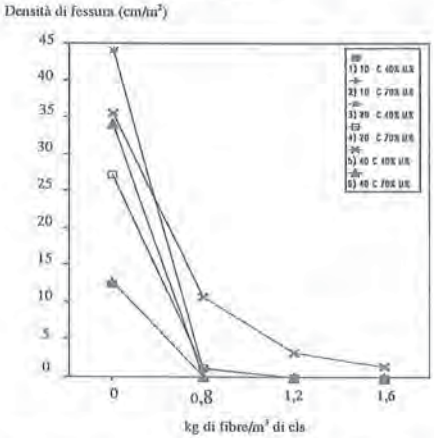


Fig. 7a)
Densità di fessure (cm/m²) al variare della T (°C) e dell'U.R. (%) con VV 5 km/h



kg fibre/m³ cls	1	2	3	4	5	6
0	96,4	31,8	62,4	101,5	129,2	145,3
0,8	0	0	5,3	5,5	61,5	11,7
1,2	0	4,5	0	0	3,3	9,4
1,6	0	0	0	0	6,4	0

Fig. 7b)
Densità di fessure (cm/m²) al variare della T (°C) e dell'U.R. (%) con VV 15 km/h



kg fibre/m³ cls	1	2	3	4	5	6
0	49,6	51,4	175,9	109,2	142,2	136,5
0,8	0	0	3,9	4,8	43,2	0
1,2	7,7	0	0	0	13,3	0
1,6	0	0	0	0	6,1	0

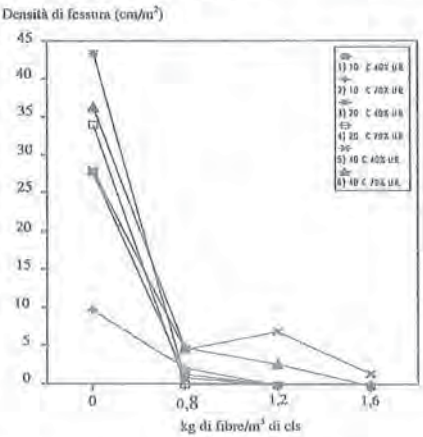
Dall'esame dei risultati ottenuti è possibile osservare quanto segue:

- i provini confezionati con il calcestruzzo ordinario presentano, con qualsiasi condizione termoigrometrica e di ventilazione scelta, un quadro fessurativo ben leggibile ad una semplice ispezione visiva (fessure di lunghezza e larghezza considerevoli e di profondità notevole, talvolta passanti) e direttamente quantificabile nei diagrammi;

- i provini con diverso dosaggio di fibre presentano notevole differenziazione fessurativa al variare del dosaggio stesso: la densità delle fessure diminuisce progressivamente all'aumentare del dosaggio. Infatti, già a 0,8 kg/m³ di fibre la riduzione è molto consistente;

il dosaggio di 1.6 kg/m³ è in grado di determinare una diffusione di tensione da ritiro plastico uniforme e generalizzata nel materiale, tale da annullare il fenomeno fessurativo.

Fig. 7c)
Densità di fessure (cm/m²) al variare della T (°C) e dell'U.R. (%) con VV 30 km/h



kg fibre/m³ cls	1	2	3	4	5	6
0	111,4	38,9	173,2	136,4	112,4	145,2
0,8	5,3	8,4	3,5	0	18,3	19,4
1,2	0	0	0	0	28,2	11,1
1,6	0	0	0	0	6,1	0

Quale ulteriore considerazione è stato osservato che la presenza delle fibre risulta scarsamente percepibile sul conglomerato. La superficie appare più compatta ed omogenea rispetto al calcestruzzo ordinario; infatti, la finezza, l'idrofilia ed il peso specifico delle fibre in poliacrilonitrile fanno si che queste rimangano completamente inglobate nella matrice, con dispersione uniforme e tridimensionale.

9. ATTIVITA' IN CORSO

Durante l'esecuzione delle prove è stato riscontrato che la diversa provenienza del cemento, a parità di caratteristiche nominali, può giocare un ruolo non trascurabile in relazione ai quadri fessurativi che emergono. Su quest'aspetto gli autori stanno indagando con un'attività sperimentale già iniziata , i cui risultati saranno resi noti in una prossima comunicazione.

Le prove sono state realizzate presso il laboratorio tecnologico della Società MAC SpA con la collaborazione del Centro Ricerche di Marghera della Società MONTEFIBRE - Gruppo Enichem.

BIBLIOGRAFIA

[1] G. GRASSI - L. STAFFERI - C. BADINI, "Comportamento all'attacco alcalino a 20°C delle fibre di vetro con rivestimento superficiale", Il Cemento, 3/1987;

[2] R.N. SWAMY, "New reinforced concretes", Surrey University Press, vol. 2, 1984;

[3] A. BENTUR - S. MONDESS, "Fiber reinforced cementitious composites" Elsevier applied Science London and N.Y., 1990;

[4] CNR, Documento di studio: " Comportamento di strutture in conglomerato cementizio fibrorinforzato" gruppo di lavoro: Calcestruzzi fibrorinforzati (in corso di pubblicazione);

[5] Concrete Library of JSCE, "Method of tests for steel fiber reinforced concrete", n. 3 Giugno 1984;

[6] J. DARDARE, "Attitudine al calcestruzzo di fibre polipropileniche ad impieghi nell'industria dei manufatti di cemento", BIBM, Maggio 1975;

[7] Concrete International 1980, "Fibrous concrete", The Construction Press, Lancaster London, New York, 1980;

[8] H. Krenkel, S.P. SHAH, "Synthetic fibre for tough and durable concrete", Third International Symposium on Development in fibre reinforced cement and concrete, Sheffield, Luglio 1986;

[9] A.H.J. AL TAYYIB, M.M. AL ZAHRAN, "Use of polipropilene fibers to enhance deterioration resistance on concrete surface skin subjected to cyclic wet/dry sea water exposure" AICAP, Febbraio 1991;

[10] CEB, "Durability of concrete structures; state of the art report", Bulletin d'information 184 Febbraio 1982;

[11] D. J. HANNANT, "Fibre cements and fibre concretes" John Wiley e Sons-Chicester, New York, Brisbane, Toronto, 1987;

[12] E. SIVIERO, "Durabilità delle strutture in calcestruzzo", Architettura e Strutture n. 3 CEV Padova;

[13] M. COLLEPARDI, "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Edizione Hoepli, 1991;

[14] Convegno CNR, "Composite materials in the building, state of the art, research and prospects", Milano, Maggio 1990;

[15] A.M. NEVILLE, "Le proprietà del calcestruzzo", Ed. Sansoni, 1980;

[16] V. ALUNNO ROSSETTI - L. CUSSINO - R. SACCONE - G.PERONI - M. LUMINARI , "Comportamento in ambienti aggressivi di calcestruzzi fibrorinforzati per pavimentazioni stradali" AITEC, Convegno "La Durabilità delle opere in calcestruzzo", Padova, Ottobre 1987;

[17] E. SIVIERO, "Impiego delle fibre sintetiche in malta e calcestruzzo per il contrasto del ritiro plastico", L'Edilizia 6/1992;

[18] E. SIVIERO - M. FORIN - G.M. CASARICO - R. SACCONE, "Influenza delle condizioni termoigrometriche e di ventilazione sul ritiro plastico di calcestruzzi fibrorinforzati", 9° Congresso CTE, Arezzo, Novembre 1992;

[19] A. DI TOMMASO, "A fiber reinforced concrete and mortar; a ductile building composite material", Proceed, Conference Europeenne: "La fissuration des betons et la durabilité des constructions", Afrem-Cec, Saint Reny, les Cherrese, Agosto 1988;

[20] A. DI TOMMASO - G. MANTEGAZZA - A.M. PENNA, "Fracture and adhesion Properties of a Carbon Fiber-Cementitious Composite with Silica Fume Variability in the matrix", in Fourth Canmet - ACI, 1992;

[21] C. SCHUMM - P.G. GAMBAROVA - E. GIURIANI, "Risultati sperimentali su calcestruzzi rinforzati con fibre poliacrilonitriliche", Studi e Ricerche, 1990;

[22] G. TOFFANELLO, "Il calcestruzzo fibrorinforzato: comportamento al ritiro plastico", Tesi di Laurea, IUAV, Novembre 1992;

[23] ACI Committee 544 and E 702, "Design with Fiber Reinforced Concrete", Chicago, 1985;

[24] M. COLLEPARDI - L. COPPOLA, "Durabilità dei calcestruzzi rinforzati con fibre in poliacrilonitrile" Industria Italiana del Cemento, Luglio-Agosto, 1991;

[25] Grafici forniti da informative tecniche di ditte produttrici di fibre (PAN - RICEM).

CARATTERIZZAZIONE DELLA DUTTILITA' DI BARRE DI ACCIAIO ORDINARIO E INOSSIDABILE PER CEMENTO ARMATO

Enzo SIVIERO - Salvatore RUSSO
Istituto Universitario di Architettura di Venezia

CARATTERIZZAZIONE DELLA DUTTILITÀ DI BARRE DI ACCIAIO ORDINARIO E INOSSIDABILE PER CEMENTO ARMATO

Enzo SIVIERO[1], Salvatore RUSSO[2]

[1]Professore Associato Tecnica delle Costruzioni,
[2]Tecnico laureato Laboratorio di Scienza delle Costruzioni
Istituto Universitario di Architettura di Venezia

SOMMARIO

Mediante un'indagine sperimentale effettuata su barre di acciaio ordinario e inossidabile di diversa sezione, questo lavoro si propone la valutazione di alcuni parametri di duttilità in funzione dei diametri. La sperimentazione riguarda acciai la cui adozione è all'esame all'interno degli Eurocodici.

SUMMARY

The present paper deals with the experimental evaluation of the ductility parameters of rebars made of normal and inox steel of different sections, with regard to the diameters. The type of steel examined is now under discussion within Eurocodes.

1. INTRODUZIONE

L'impiego di acciai con resistenze e allungamenti sempre più elevati influenza in modo sensibile il comportamento in campo plastico di una sezione in cemento armato e le conseguenti verifiche in termini di sicurezza strutturale.

Gli acciai attualmente sul mercato, infatti, a differenza di quelli usati prima degli anni '80 accoppiano buoni requisiti di resistenza a notevoli valori in allungamento, anche se ciò sembra contrastare con la natura stessa del materiale.

L'esigenza di una buona capacità in allungamento associata alle necessarie resistenze viene oggi recepita dalle normative imposte dai singoli Paesi produttori, ma soprattutto dagli Eurocodici e dalle normative internazionali [1], [2], [3], [4].

I parametri che definiscono le varie classi di duttilità sono come è noto, l'allungamento uniforme ε_u in corrispondenza del carico massimo, il rapporto f_t/f_y tra resistenza a trazione e tensione di snervamento, e l'*overstrength* f_{yo}/f_{yn}, che stabilisce una relazione diretta tra tensione allo snervamento effettiva, determinata cioè dagli stabilimenti o dai laboratori ufficiali, e quella nominale, riferita alla classe di appartenenza. A ciò si aggiunge la classica misura della deformazione a rottura valutata su base 5 o 10 diametri a cavallo della strizione.

I rischi strutturali legati ad un materiale le cui prestazioni divengono sempre più elevate, sono però evidenti. Frequentemente, ad elevati valori di rottura corrispondono allungamenti di valore ridotto rispetto a quelli prefissati dalle normative, con conseguente pericolo di comportamento fragile del materiale. Vengono così meno anche i requisiti di duttilità sia del materiale che della struttura, necessari per una corretta progettazione.

Si ricorda inoltre che le caratteristiche meccaniche

possono incidere su un buon comportamento duttile di una sezione in c.a. [5], [6], [7], [8]; ed intervenire nei fenomeni di adattamento, quali ad esempio quelli indotti dalle fessure [9], [10].

Per verificare il reale comportamento degli acciai ordinari oggi prodotti in Europa, sono state effettuate delle prove sperimentali limitate al solo diametro 12 mm [11]. I risultati ottenuti confermano le tendenze comprese nelle varie normative Europee.

In termini di modellazione, gli acciai tarati per i vari Paesi, pur presentando caratteristiche diverse, denunciano la tendenza di una crescita del ramo plastico orizzontale [12].

Relativamente agli acciai inossidabili è stata eseguita una campagna di prove al fine di ottenere idonei parametri di confronto rispetto agli acciai ordinari. A tal proposito si sono riscontrate significative differenze, soprattutto nella modellazione [13], e nell'impiego [14].

Nel presente lavoro vengono illustrati i risultati di una serie di prove su barre di acciaio ordinario e inossidabile di diversa sezione. L'obiettivo è la definizione dei parametri di duttilità per un loro utilizzo ai fini di una più puntuale caratterizzazione del reale comportamento del materiale.

2. QUADRO NORMATIVO

L'esigenza di una migliore caratterizzazione di acciai ordinari trova conferma nelle disposizioni dell'Eurocodice 2, del CEB-FIP Model Code '90 e dell'Euronorma 10080. I parametri in comune nei documenti sopra elencati sono il rapporto f_t/f_y e l'allungamento ε_u, mentre ancora in discussione appaiono le limitazioni imposte ai singoli parametri.

Nei citati documenti non viene riportato alcun limite per la deformazione a rottura, mentre essa viene ripresa nell'Eurocodice 8 per costruzioni in zone sismiche, redatto ancora sotto forma di bozza, per le tre classi previste, "L", "M", ed "H", relative al comportamento ed al tipo d'impiego degli acciai. In quest'ultimo documento, manca inoltre ogni riferimento all'allungamento uniforme (Tab. 1).

L'EC8, tuttavia, rispetto all'EC2 fissa limitazioni più elevate per f_t/f_y e ne stabilisce una soglia superiore. Ciò sembra confermare la tendenza a definire la duttilità anche come relazione diretta tra la resistenza a rottura e lo snervamento. L'EC8 fissa inoltre un rapporto per l'*overstrength* con limiti pari a 1.25 per la classe "M" e a 1.15 per la classe "H", con criteri meno restrittivi rispetto al coefficiente del CEB, stabilito pari a 1.3.

Una sostanziale coincidenza si rileva inoltre per quanto riguarda le classi di normale ed alta duttilità proposte dall'EC 2 e dal CEB, i cui parametri, e relative limitazioni, sono uguali.

Appare ancora da approfondire il legame dei parametri indicativi del comportamento duttile con il variare del diametro. A tal proposito, una proposta è contenuta nell'E-CISS [15], ed è ancora oggetto di continui approfondimenti [16], in vista di una revisione globale della EN 10080, come indicato in tabella. La tendenza attuale sembra comunque essere quella di limitare a due, normale e sismica, le classi di duttilità.

Sempre in merito al documento europeo, si registra inoltre la possibilità di un abbandono della misurazione della deformazione a rottura su base 5 diametri, a favore di quella su 10. L'allungamento uniforme ε_u, infine, verrebbe fissato pari all'8%, come valore minimo necessario.

Tabella 1 Quadro normativo

	Classi duttilità	f_t/f_y	ε_u	ε_5	f_{yo}/f_{yn}
EC2	N	1.05*	2.5*	–	–
	H	1.08*	5*	–	–
	L	1.2*	–	6*	–
EC8	M	1.25* – 1.45°	–	9*	1.25°
	H	1.30* – 1.45°	–	12*	1.15°
	B	1.05*	2.5*	–	–
CEB-FIP	A	1.08*	5*	–	–
	S	1.15*	6*	–	1.3°
	S	1.05*	2.5*	–	1.3°
EN 10080	H	1.08	5*	–	–
(proposta italiana)	N	1.10*	8*	–	–

CEB, EC2: B e N = normale; A e H = alta; S = sismica; * i limiti sono inferiori.
EC8: ° i limiti sono superiori.

3. MATERIALI IMPIEGATI E MODALITÀ DI PROVA

La sperimentazione effettuata riguarda provini di diametro variabile tra gli 8 e i 32 mm per gli acciai ordinari (12 spezzoni per ogni diametro), e per gli inossidabili tra 5 e i 20 mm (6 spezzoni per ogni diametro).

Gli acciai ordinari appartengono alla classe Fe B44 k della norma italiana, e rientrano nella classe sismica europea B 500 S. In riferimento alle più note normative del CEB e dell'EC8, gli acciai italiani hanno quindi una valutazione, per quanto riguarda la sola classe sismica, superiore a quella prevista dal CEB e inferiore a quella stabilita dall'EC8.

Gli acciai inossidabili rispondono alle stesse caratteristiche di qualificazione degli acciai ordinari e, metallur-

gicamente sono del tipo AISI 304-316, denominati Reval 30-31, il cui impiego è consigliato in ambienti con condizioni climatiche particolarmente aggressive, cioè con elevata presenza di cloruri.

Per entrambi i tipi di acciaio le prove sono state eseguite in controllo di deformazione, con una macchina universale di capacità pari a 1200 KN.

La determinazione dell'allungamento uniforme ε_u è stata ottenuta direttamente dal diagramma σ-ε, a termine della prova di trazione.

Per una ulteriore conferma della misura, il valore di ε_u è stato valutato con un estensimetro meccanico a base 200 mm applicato sul provino sino a rottura.

Si è eseguito inoltre, secondo le norme ISO, il rilevamento manuale dell'ε_u (denominato Agt), e si è verificato che i tre tipi di misurazione forniscono valori sostanzialmente coincidenti.

Per la determinazione della tensione allo snervamento e della corrispondente deformazione, è stato impiegato un estensimetro elettronico centesimale con la stessa base di lettura.

Nel rispetto delle normative in materia di velocità di esecuzione della prova, si è calibrato un diverso andamento per la fase elastica e quella plastica.

Le prove sono state eseguite sulla base di prefissati "gradini" di carico, tarati sulle caratteristiche fornite dai produttori, per valutare più puntualmente l'intero diagramma.

Con l'esecuzione della prova in controllo di deformazione, è stata individuata la posizione di ε_u, che separa il campo delle deformazioni uniformi da quelle concentrate. Si è riscontrato che tale valore può essere anche verificato come deformazione per il valore di resistenza a rottura ε_t, ridotta del 5%.

Con l'ausilio dell'estensimetro meccanico sino a rottura, si sono ottenuti due diversi ordini di deformazioni ultime, a seconda che la strizione avvenga all'interno o all'esterno dello strumento di misurazione.

4. RISULTATI OTTENUTI

4.1 Acciaio ordinario

I valori medi di ε_u all'interno di ogni diametro si mantengono sostanzialmente costanti, e variano, indipendentemente dalla sezione, da 9.01 a 11.83%, con coefficienti di variazione variabili tra 0.063 e 0.172 (Tab. 2).

Tabella 2 Acciai ordinari

ø mm	ε_y %		ε_u %		f_y N/mm²		f_t N/mm²		f_t/f_y		f_{ye}/f_{yn}		5 ø %		10 ø %		$\varepsilon_u/\varepsilon_y$
	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$	COV	$\bar{x}$
8	0.32	0.093	10.2	0.169	517.99	0.020	609.19	0.010	1.17	0.0128	1.03	0.021	29.46	0.043	21.86	0.052	31.87
10	0.36	0.054	10.0	0.149	534.81	0.009	632.36	0.007	1.17	0.007	1.00	0.0087	24.34	0.088	17.78	0.098	27.77
12	0.42	0.087	10.2	0.083	570.77	0.020	583.66	0.011	1.13	0.0159	1.07	0.0155	21.29	0.117	15.50	0.118	24.28
16	0.515	0.233	10.6	0.0915	534.74	0.014	627.25	0.018	1.16	0.007	1.068	0.0146	22.27	0.186	18.21	0.047	20.58
20	0.50	0.042	9.64	0.1161	574.77	0.022	657.98	0.0246	1.13	0.0168	1.148	0.0221	20.09	0.039	14.74	0.0350	19.28
24	0.51	0.0274	11.90	0.094	549.56	0.0111	662.56	0.0050	1.2	0.0083	1.093	0.00919	21.97	0.0646	17.33	0.0446	23.33
26	0.54	0.042	11.2	0.1723	511.05	0.0231	604.08	0.0223	1.17	0.0054	1.021	0.0352	24.62	0.0430	18.09	0.0465	20.74
28	0.57	0.0315	9.01	0.0688	548.67	0.0066	658.22	0.0043	1.19	0.00055	1.097	0.0066	21.62	0.0439	15.22	0.0372	15.80
30	0.60	0.0366	11.83	0.0633	493.12	0.0754	588.13	0.0743	1.18	0.0054	0.98	0.0760	23.87	0.03812	18.49	0.0387	19.71
32	0.64	0.0328	9.73	0.1027	578.64	0.0129	704.65	0.0050	1.21	0.142	1.156	0.0129	19.95	0.0390	15.40	0.0272	15.20

Le deformazioni a rottura misurate su base 5 diametri appaiono inversamente proporzionali alla riduzione del diametro, se si fa eccezione per i valori relativi ai diametri 26 e 30 mm, che non rispondono a questa progressiva diminuzione. Questo legame tra diametri e deformazione a rottura è confermato per le letture effettuate su base 10 diametri.

Per le deformazioni a rottura, è possibile già affermare che i risultati ben rispondono alle limitazioni imposte dagli Eurocodici e dall'Euronorma. Fa eccezione il valore pari al 14.74% rilevato per il diametro ø 20 sulla misurazione a base 10 diametri. Tale percentuale, infatti, non risponderebbe adeguatamente al limite inferiore del 15% fissato dall'ECISS per la classe S.

In relazione ai risultati ottenuti sembra eccessivamente prudenziale la limitazione pari a 1.3 per il rapporto f_{ye}/f_{yn}. Il valore medio più elevato è infatti pari a 1.15. Sembra più rispondente, a tal proposito, una limitazione che si avvicina al valore di 1.2 come prescritto dall'EC8, con valori pari a 1.25 e 1.15 rispettivamente per le classi "M" e "N".

I valori contenuti per l'*overstrength* dipendono anche dall'assunzione di un valore di tensione allo snervamento nominale pari a 500 N/mm^2, indicato dagli stessi produttori come limite massimo possibile, e ben distante dunque dalla classe d'appartenenza, Fe B44 K.

Considerando comunque il valore nominale della classe italiana, i risultati riportati (Tab. 2) restano al di sotto delle limitazioni dell'EC8 e del CEB, tranne il valore di f_{ye}/f_{yn} per il diametro 32 il cui rapporto è pari a 1.315.

I rapporti f_t/f_y che variano tra 1.13 e 1.21, sono sostanzialmente superiori ai valori della classe sismica prevista dal CEB, e sono invece compresi nella classe sismica di normale duttilità dell'EC8, "L", e ben al di sotto dei valori previsti per le classi "M" e "N".

I valori massimi per il rapporto tra resistenza a trazione e allo snervamento si ottengono per i diametri 20 e 32 mm, con risultati pari a 1.2, mentre il rapporto più basso è relativo ai diametri 12 e 20 mm. Sembra dunque di non semplice risoluzione l'adozione di un unico parametro, indipendentemente dal variare della sezione.

Lo scostamento medio tra f_t e f_y è pari a 97.60 N/mm^2, cui corrisponde un rapporto f_t/f_y di 1.17.

La differenza maggiore si rileva per il diametro 32 mm, con un valore di 126.01 N/mm^2. Lo scostamento più piccolo è pari a 69.6 N/mm^2 per il diametro 20 mm.

4.2 Acciai inossidabili

Dalle tabelle dei risultati relativi alle prove sugli acciai inossidabili si osserva che le deformazioni a rottura misurate manualmente su base 5 diametri possono considerarsi variabili in aumento con il variare della sezione per l'AISI 316 e almeno sino al ø10 per l'AISI 304. Lo stesso legame vige per l'allungamento uniforme ε_u (Tabb. 3 e 4). Il legame tra deformazioni e crescita dei diametri sembra dunque essere, con qualche eccezione, di tipo lineare, sia per gli allungamenti a rottura sia per quelli uniformi.

Per i Reval 31 il rapporto f_t/f_y varia da 1.02 a 1.18, mentre la differenza tra le due tensioni varia da 21.16 N/mm^2 a 121.54 N/mm^2. Per i Reval 30, la variazione del rapporto f_t/f_y è più contenuta, con valori compresi tra 1.02 e 1.05.

La differenza tra resistenza a rottura e tensione di snervamento è di 18.76 N/mm^2 per il diametro 8 mm, e di 40.73 N/mm^2 per il diametro 10 mm.

Per quanto concerne l'*overstrength*, infine, i risultati variano da 1.37 e 1.62 per i Reval 30 e da 1.46 a 1.70 per i Reval 31: i risultati sono nettamente superiori alle limitazioni dell'EC8 pari a 1.3.

Va comunque segnalato che il valore di snervamento misurato è molto elevato.

Tabella 3 Acciaio inossidabile AISI 304 (Reval 30) (Valori medi)

Diametro mm	f_y N/m^2	f_t N/m^2	f_t/f_y	ε_u %	f_{ye}/f_{yn}	$5\,\phi$ %
5	785.13	808.83	1.03	3.22	1.57	18.12
6	862.82	892.71	1.03	2.86	1.65	20.31
8	883.29	902.05	1.02	3.37	1.76	21.31
10	733.80	774.53	1.05	5.92	1.46	29.12
12	811.54	839.32	1.03	3.99	1.62	22.00

Tabella 4 Acciaio inossidabile AISI 316 (Reval 31) (Valori medi)

Diametro mm	f_y N/m^2	f_t N/m^2	f_t/f_y	ε_u %	f_{ye}/f_{yn}	$5\,\phi$ %
5	862.98	893.55	1.03	2.21	1.65	13.78
6	853.74	877.01	1.02	3.33	1.70	18.76
8	853.76	874.92	1.02	2.07	1.70	19.51
10	811.38	833.43	1.02	3.58	1.62	19.16
12	798.20	833.12	1.04	4.29	1.59	21.00
16	733.10	820.97	1.11	16.02	1.46	27.94
20	642.16	763.70	1.18	18.70	1.28	28.74

5. CONCLUSIONI E PROPOSTE

5.1 Acciai ordinari

La classificazione degli acciai secondo gli Eurocodici e secondo il CEB è in funzione dell'allungamento per carico massimo ε_u, e del rapporto f_t/f_y tra resistenza a rottura e a snervamento.

Una correlazione – in base alle prove sperimentali – in relazione al diametro può essere ora ipotizzata, come rappresentato in tabella 5, tenendo conto anche dell'*overstrength*. Al di là delle caratteristiche rilevate nella sperimentazione, è possibile fare alcune riflessioni che riguardano il comportamento globale degli acciai.

In figura 1 vengono infatti sovrapposti i diagrammi sperimentali tensioni-deformazioni medie determinati per gli acciai ordinari oggetto dell'indagine, e il diagramma qualitativo indicato nel CEB Model Code '90.

È possibile notare il sensibile scostamento, in termini di resistenza, del ramo di libera dilatazione previsto dal CEB, rispetto a quello ottenuto con prove di laboratorio; la differenza si attesta sull'ordine dei 100 N/mm^2. Ciò dovrebbe essere attentamente valutato in relazione ad un eventuale comportamento fragile del materiale.

Un buon campo di duttilità è tuttavia garantito dai valori del rapporto f_t/f_y che soddisfano le limitazioni imposte dalle singole classi, mentre le deformazioni percentuali allo 0.10 e quella del CEB sostanzialmente coincidono.

Si osserva inoltre come il lavoro di deformazione in campo elastico dell'acciaio è nettamente inferiore al lavoro di deformazione in campo plastico. Aspetto, questo, confermato dal rapporto $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ tra i valori medi delle deformazioni uniformi e quelle allo snervamento. Tale rapporto varia tra 15.20 e 31.87 rispettivamente per il diametro più grande, 32 mm, e quello più piccolo, 8 mm (Tab. 2); ed è stato fissato come limite inferiore pari a 25 per i diametri tra gli 8 e i 20 mm, pari a 19 per diametri fino a 32 mm, (Tab. 5) .

Tabella 5 Caratteristiche meccaniche di duttilità dell'acciaio ordinario Fe B44 K omologabile all'acciaio europeo B 500 S

ϕ mm	ε_y %	ε_u %	$\varepsilon_{5\phi}$ %	$\varepsilon_{10\phi}$ %	fy N/mm^2	f_{ye}/f_{yn}	f_t/f_y –	$\varepsilon_u/\varepsilon_y$ –
$8 \le d \le 20$	0.36	10	20	14	550	1.05	1.15	25
$20 \le d \le 32$	0.57	10	22	17	550	1.10	1.19	19

Tutti i valori riportati sono limiti inferiori.

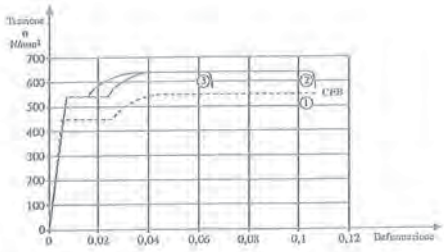


Fig. 1 Diagramma σ-ε (valori medi) degli acciai Fe B44 K omologabili all'acciaio europeo B 500 S

Tale parametro è stato già proposto, per la prima volta, all'interno dell'analisi già effettuata, sugli acciai di diametro 12 mm di produzione europea [11].

Questa scelta va inquadrata nella ricerca di una più adeguata parametrazione dei valori che rappresentano il comportamento in termini di deformazione di una singola barra [17], [18], [19]. Il rapporto $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ descrive, attraverso valori numerici, l'intervallo di plasticità di ogni singola barra. Si fa notare che tale rapporto, assieme a quello tra le corrispondenti resistenze, f_t/f_y, meglio risponde all'esigenza di una coppia di valori, in resistenza e in allungamento, capaci di inquadrare le caratteristiche generali delle barre.

Si nota altresì che le deformazioni allo snervamento variano tra lo 0.32% del diametro 8 mm e lo 0.64% del diametro 32 mm, più piccolo il campo di variazione dell'allungamento uniforme ε_u, come già indicato, variabile tra 9.01 e 11.83.

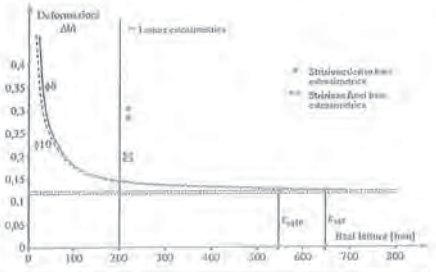


Fig. 2 Diagramma delle deformazioni a rottura degli acciai ø 8 e ø 10

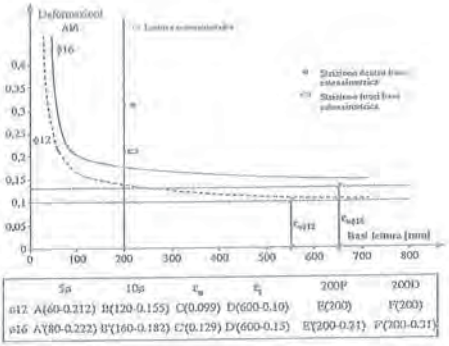


Fig. 3 Diagramma delle deformazioni a rottura per gli acciai ø 12 e ø 16

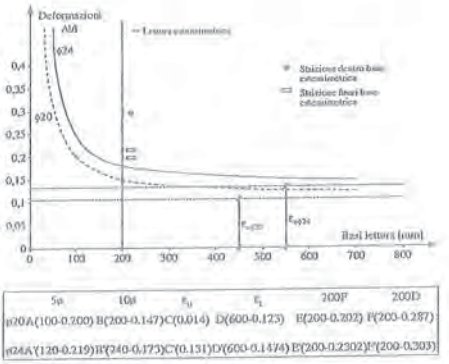
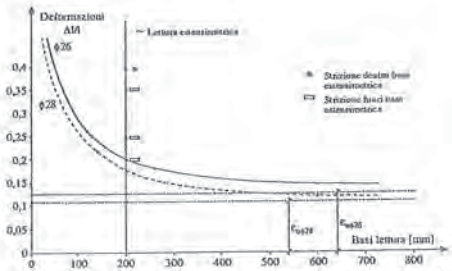


Fig. 4 Diagramma delle deformazioni a rottura per gli acciai ø 20 e ø 24.

Con riferimento al diagramma sperimentale di figura 1 rapportato a quello del CEB, si nota quanto segue:

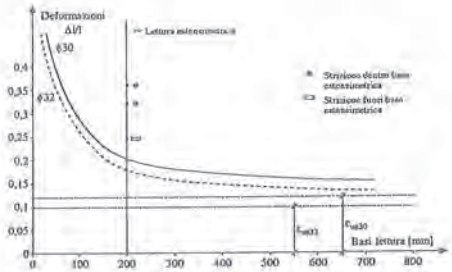
- se la strizione avviene all'interno dell'estensimetro meccanico, i valori percentuali di deformazione praticamente coincidono;
- se la rottura avviene all'esterno del medesimo strumento, la lettura sperimentale fornisce ovviamente valori sostanzialmente ridotti rispetto alle previsioni CEB (0.6% contro 10%).

Le deformazioni a rottura sono state diagrammate ponendo in ascissa le basi di lettura, e in ordinata le corrispondenti deformazioni (Figg. da 2 a 6). Le basi di lettura sono le deformazioni su 5 e 10 diametri, su 200 mm e sull'intera lunghezza della barra pari a 600 mm.



	5ø	10ø	ε_u	ε_t	200P	200D
ø26	A(130-0.246)	B(260-0.18)	C(0.124)	D(600-0.146)	E(0.246)	F(0.393)
ø28	A'(140-0.216)	B'(280-0.15)	C'(0.106)	D'(600-0.127)	E'(0.197)	F'(0.35)

Fig. 5 Diagramma delle deformazioni e rottura per gli acciai ø 26 e ø 28



	5ø	10ø	ε_u	ε_t	200F	200D
ø30	A(150-0.23)	B(300-0.18)	C(0.118)	D(0.156)	E(0.245)	F(0.36)
ø32	A'(160-0.199)	B'(320-0.154)	C'(0.097)	D'(0.133)	E'(0.199)	F'(0.321)

Fig. 6 Diagramma delle deformazioni a rottura per gli acciai ø 30 e ø 32

In ordinata, oltre i valori percentuali, relativi alle diverse basi di misurazione, è stato riportato il valore dell'allungamento uniforme ε_u.

Le curve sono relative a diametri simili. È così possibile confrontare direttamente eventuali differenze tra diametri le cui caratteristiche dovrebbero essere simili; e controllare, più in generale, i comportamenti in fase plastica avanzata.

A tal proposito si rileva che nei diagrammi accoppiati 12-16 mm e 20-24 mm i diametri superiori, a parità di base di lettura, presentano deformazioni a rottura più elevate rispetto ai diametri inferiori. Si riscontra infine che le deformazioni per carico massimo ε_u coincidono sostanzialmente con le deformazioni ultime, ε_t.

5.2 Acciai inossidabili

Gli acciai AISI 304, Reval 30 del tipo trafilato, sono caratterizzati da bassi valori di ε_u, variabili tra 2.86 e 5.92, e da una piccola dispersione degli stessi valori.

Si rileva inoltre dai dati riportati in tabella che il rapporto f_t/f_y risulta ridotto e rientra nelle limitazioni previste dagli Eurocodici 2 e 8, dal CEB e dalle EN 10080 solo per il diametro 10 mm, pari a 1.05.

Si nota altresì che l'*overstrength* medio, indipendentemente dal diametro, è pari a 1.61, di gran lunga superiore al limite massimo delle EN 10080, fissato in 1.3. Viene confermato poi il legame lineare in aumento tra deformazioni e rottura misurate in 5 diametri e variazione della sezione della barra.

Per gli acciai AISI 316, Reval 31, si rilevano sostanziali differenze di comportamento in relazione al processo di trafilatura (diametro compreso tra 5 e 12 mm) e di laminazione (diametro compreso tra 16 e 20 mm). Elevati valori per l'allungamento omogeneo si riscontrano solo per i diametri 16 e 20 mm ma la dispersione dei valori è notevole.

Scarsa attendibilità sembrano avere anche i risultati relativi al f_t/f_y: i valori sono infatti al di sotto dei limiti stabiliti dagli Eurocodici per i piccoli diametri; compresi invece, per i diametri superiori, nelle categorie di normale e alta duttilità dell'EC2, nelle tre classi del CEB e nella proposta italiana fatta all'interno dell'ECISS.

La questione va tuttavia ulteriormente approfondita poiché consistenti variazioni possono riscontrarsi tra le diverse colate.

RINGRAZIAMENTI

Per la collaborazione fornita nella fornitura del materiale necessario alle prove si ringrazia il gruppo Riva Prodotti siderurgici di Milano, le Acciaierie "Valbruna" di Vicenza e l'Alfa Acciai di Brescia.

BIBLIOGRAFIA

[1] EUROCODE 2: Design of concrete structures, Final Draft, October 1990.

[2] EUROCODICE 8: Strutture in zone sismiche – Progetto, Parte 1, Parte generale ed edifici.

[3] CEB FIP MC '90: Bollettini CEB 203-204-205, luglio 1991.

[4] ISO 326 E: Steel for the reinforcement and prestressing of concrete, Draft report, 1992.

[5] E. SIVIERO: Rotation capacity of monodimensional members in structural concrete, Bollettino CEB 105, 1975.

[6] R. ELIGEHAUSEN, P. LANGER: Rotation capacity of plastic fingers and allowable degree of moment redistribution, Bollettino CEB 175, marzo 1987.

[7] E. COSENZA, G. GRECO, G. MANFREDI: La valutazione teorica delle rotazioni plastiche nelle travi in c.a.: influenza del legame costitutivo dell'acciaio e dello schema di carico, Giornate AICAP '91.

[8] V. MANFRON, A. MATTARUCCO, E. SIVIERO: On the ductility conditions for t-beams with variable spans and loading patterns, Bollettino CEB 105, 1975.

[9] G. CREAZZA, R. DI MARCO: Tension stiffening in reinforced concrete elements, IABSE Colloquium, Stuttgart, 1991.

[10] G. CREAZZA, R. DI MARCO: Effects on transverse reinforcement on tension stiffening in reinforced concrete elements subjected to bending and axial load, Riga, October 1992.

[11] S. RUSSO, E. SIVIERO: Confronti normativi per la valutazione della duttilità degli acciai europei per cemento armato, 9° Congresso CTE sulla Industrializzazione edilizia, Tecnologia e Qualità, Arezzo, novembre 1992.

[12] E. SIVIERO, S. RUSSO: Determinazione della duttilità degli acciai per c.a. laminati a caldo e modellazione del diagramma sforzi-deformazioni, CEB Italia Notizie 4, novembre 1992.

[13] G.M. PAOLUCCI, S. RASERA, E. SIVIERO, G. BARBA: Caratteristiche meccaniche del tondo nervato di acciaio inossidabile, In corso di pubblicazione nel Giornale del Genio Civile.

[14] E. SIVIERO: Durabilità delle strutture di cemento armato e uso dell'acciaio inossidabile, L'Edilizia 1-2, 1991.

[15] ECISS/TC 19/SC 1: Reinforcing steels.

[16] G. MACCHI: A note on requirements for reinforcing steel in EC8, Part 1.32, Pubblicato su CEB Italia 4, novembre 1992.

[17] E. COSENZA, G. GRECO, G. MANFREDI: Remarks on defining the concept of "equivalent steel", Technical report 29, Istituto di Ingegneria Civile, Università di Salerno.

[18] E. COSENZA, G. GRECO, G. MANFREDI: Further remarks on the concept of "equivalent steel", Palma di Maiorca, 1992.

[19] C. BOSCO, P.G. DEBERNARDI: Influenza della duttilità degli acciai sulla capacità di rotazione plastica delle strutture in cemento armato, Giornate AICAP '91, Spoleto 16-18 maggio 1991.