

LA DURABILITÀ

Presidente di sessione: prof.ing. Giuseppe GRANDORI

Relatore generale: prof.ing. Antonio MIGLIACCI

LA BIBLIOTECA

Presidente di sezione: prof. Giuseppe GRANIGORI

Relatore generale: prof. Antonio MIGLIARDI

DIAGNOSI DEL DEGRADO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NEL REPARTO DI FILATURA ACRILICA DELLA MONTEFIBRE A MARGHERA (VE)

Dario ALMESBERGER, Ingegnere Civile - SER.CO.TEC. Trieste
Milenko TONCIC, Ingegnere Geodetico - SER.CO.TEC. Trieste
Antonio RIZZO, Ingegnere Civile - Università di Trieste
Loris SARTORE, Perito Chimico - Università di Trieste

SOMMARIO

La relazione prende in esame le indagini per determinare lo stato di conservazione delle strutture in cemento armato. Il degrado è dovuto all'attacco chimico del bagno di coagulo delle macchine di filatura acrilica che nella sua composizione contiene una percentuale di acido acetico e di cloruri. L'acido acetico abbassa il valore pH del calcestruzzo e la presenza di cloruri aumenta la velocità di corrosione dei ferri. In certe zone si è proceduto subito al ripristino, mentre nelle zone di minore pericolosità è stato montato un impianto di monitoraggio in tempo reale che terrà sotto controllo il pH del calcestruzzo, il valore del potenziale di corrosione e lo stato tensionale dei ferri d'armatura.

SUMMARY

The report examines the research work to determine the state of preservation of the reinforced concrete structures in the acrylic spinning department. The deterioration of the structure is caused by the chemical attack of the coagulation bath of the machinery which contains a percentage of acetic acid and a percentage of chlorides in its composition. The presence of acetic acid reduces the pH value of concrete and the presence of chlorides speeds up iron corrosion. Some areas have been immediately repaired, while areas less exposed to danger will be equipped with a real time monitoring system which will check the pH value of concrete, the corrosion potential and the state of tension of reinforcement bars.

1. PREMESSA

Gli impianti petrolchimici sono impianti industriali quasi sempre a tecnologia complessa, funzionanti in ciclo continuo. In tali impianti si movimentano e si elaborano materie prime, additivi, prodotti finiti e residui quasi sempre rientranti tra le "sostanze aggressive". Queste sostanze aggressive sono pericolose sia per le persone che per le strutture in cemento armato costituenti l'impianto.

L'affidabilità e la durabilità di un'opera in c.a. è legata al controllo di qualità degli elementi strutturali costituenti. A tali tecniche di indagine si prestano in particolare i metodi di controllo non distruttivi che permettono di operare su strutture al vero, in seno alla loro capacità intrinseca di dare una caratterizzazione dei materiali più significativa di altre forme tradizionali (metodi distruttivi su elementi isolati). Ciò porta ad una valutazione più reale dello stato di "salute" delle opere in esame in tempi relativamente contenuti. Comunque l'affidabilità dei metodi non distruttivi dipende dai criteri con cui vengono impiegati, dalla cura posta nelle fasi esecutive e dall'effettuazione di frequenti

riscontri con i risultati di prove tradizionali. A questo fine risulta fondamentale l'uso di diverse tecniche di indagine (metodi combinati), integrate tra di loro in modo da portare ad una sensibile riduzione dell'errore di valutazione, caratteristico per i metodi di prova applicata singolarmente.

In base a tutte le informazioni rilevate in sito ed in laboratorio, è stata compilata una graduatoria di degrado della struttura in cemento armato sotto le varie macchine di filatura acrilica che ci ha permesso di fare un programma di interventi. Lo scopo dell'intervento è la salvaguardia della vita umana nei casi eccezionali in cui il degrado è in uno stato così avanzato da provocare il collasso della struttura e nei casi di minor gravità evitare il danno economico derivante dall'interruzione della produzione per la riparazione della struttura.

2. DEGRADO DELLA STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

Il solaio considerato ai fini dell'indagine è realizzato con travi e soletta in cemento armato (Fig. 1).

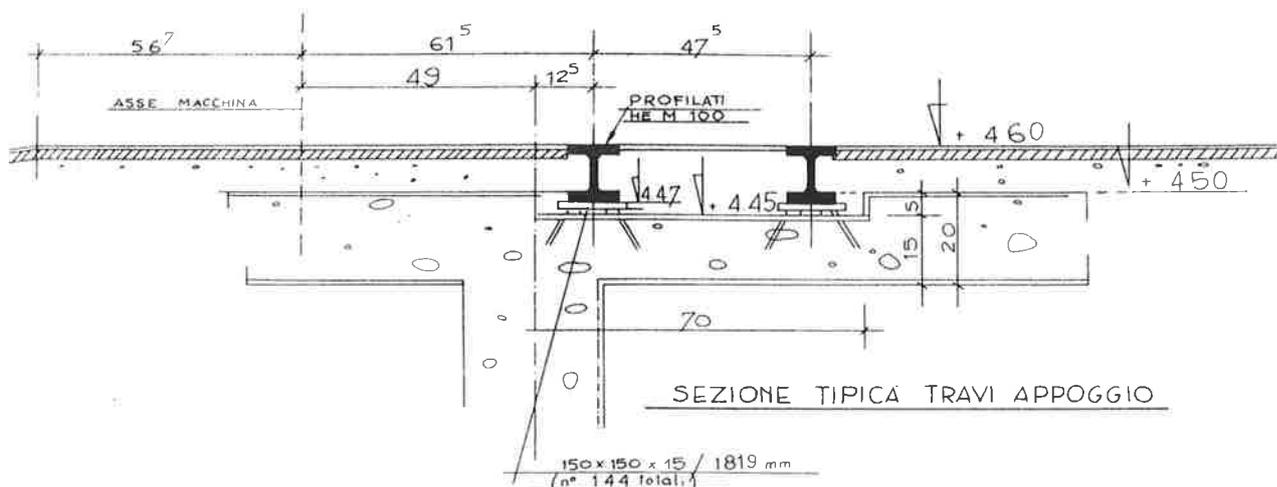


Figura 1 - Particolare della struttura

La costruzione è stata eseguita nel 1959 con calcestruzzo a dosaggio 300 kg/mc. Il degrado della struttura è dovuto all'attacco chimico del bagno di coagulo delle macchine di filatura acrilica che nella sua composizione ha una percentuale di acido acetico che raggiunge il valore dello 0,31% come pure di una

percentuale di cloruri nel caso di impiego di coloranti. Gli acidi attaccano severamente la pasta di cemento e distruggono nel tempo la struttura del calcestruzzo (vedi in allegato la tabella ACI - American Concrete Institut - e la tabella ISO 9690).

EFFECT OF COMMONLY USED CHEMICALS ON CONCRETE - TABELLA ACI

| Rate of attack at ambient temperature | Inorganic acids | Organic acids | Alkaline solutions | Salt solutions | Miscellaneous |
|---------------------------------------|--|----------------------------|---|--|---|
| Rapid | Hydrochloric Hydrofluoric Nitric Sulfuric | Acetic Formic Lactic | / | Aluminum chloride | / |
| Moderate | Phosphoric | Tannic | Sodium hydroxide - > 20 percent | Ammonium nitrate Ammonium sulfate Sodium sulfate Magnesium sulfate Calcium sulfate | Bromine (gas) Sulfite liquor |
| Slow | Carbonic | / | Sodium hydroxide 10-20 percent Sodium hypochlorite | Ammonium chloride Magnesium chloride Sodium cyanide | Chlorine (gas) Seawater Softwater |
| Negligible | / | Oxalic Tartaric | Sodium hydroxide < 10 percent Sodium hypochlorite Ammonium hydroxide | Calcium chloride Sodium chloride Zinc nitrate Sodium chromate | Ammonia (liquid) |

Avoid siliceous aggregates because they are attacked by strong solutions of sodium hydroxide.

**GRADO DI AGGRESSIONE E CLASSE DI ESPOSIZIONE
PER AMBIENTI LIQUIDI (ACQUOSI)**

| Composto | Concentrazione [mg/m ³] | Grado di aggressione [ISO 9690] | Classe di esposizione [ENV 206] |
|---|---|---|---|
| acidi | pH = 6,5 - 5 | debole | 5a |
| acidi | pH = 5 - 4 | moderato | 5b |
| acidi | pH = 4 - 2* | forte | 5c |
| CO ₂ aggressiva | 15 - 40 | debole | 5a |
| CO ₂ aggressiva | 40 - 100 | moderato | 5b |
| CO ₂ aggressiva | > 100 | forte | 5c |
| SO ₄ ²⁻ (solfato) | 250 - 500 | debole | 5a |
| SO ₄ ²⁻ (solfato) | 500 - 1000 | moderato | 5b |
| SO ₄ ²⁻ (solfato) | 1000 - 6000** | forte | 5c |
| Mg ²⁺ (magnesio) | 1000 - 2000 | debole | 5a |
| Mg ²⁺ (magnesio) | 2000 - 3000 | moderato | 5b |
| Mg ²⁺ (magnesio) | > 3000 | forte | 5c |
| NH ₄ ⁺ (ammonio) | 20 - 50 | debole | 5a |
| NH ₄ ⁺ (ammonio) | 50 - 100 | moderato | 5b |
| NH ₄ ⁺ (ammonio) | > 100 | forte | 5c |
| Cl ⁻ (cloruri) | 500 - 100 | debole | 5a |
| Cl ⁻ (cloruri) | 1000 - 5000 | moderato | 5b |
| Cl ⁻ (cloruri) | > 5000 | forte | 5c |

* per pH < 4 prevedere un rivestimento protettivo anti-acido.

** per tenori di SO₄²⁻ > 6000 mg/l prevedere un rivestimento protettivo

L'azione distruttiva consiste sostanzialmente in una dissoluzione della pasta dovuta alla trasformazione del Ca(OH)₂, del CaCO₃, degli alluminati idrati di calcio, e soprattutto del gel idrosilicatico, in sali più solubili e quindi asportabili.

In pratica, l'effetto degli acidi è paragonabile ad un dilavamento che non può essere arrestato neppure confezionando calcestruzzi impermeabili di buona qualità. In tale caso, l'azione dell'acido può esplicarsi, anche senza penetrare in profondità, deteriorando il materiale in superficie e rinnovando l'attacco sul materiale sottostante dopo l'asportazione di quello già degradato. Vero è che nel nostro caso il calcestruzzo viene protetto con trattamenti di resine sintetiche e piastrelle antiacido, però le difficili condizioni ambientali, l'alta temperatura, le continue vibrazioni, la movimentazione di carrelli, la duttilità del materiale, possono provocare la rottura del manto impermeabile e

la penetrazione del liquido (bagno di coagulo) fino al calcestruzzo.

Se si vuole calcolare il pericolo che minaccia un calcestruzzo a causa dell'acqua acida, si deve prima di tutto precisare quale "grado di acidità" possiede quella determinata acqua. Come misura il chimico impiega il valore pH. In generale, le acque acide vengono considerate come nocive per il calcestruzzo se il valore di pH è inferiore a 7.

Come è noto, si definisce acida una sostanza con tenore d'idrogeno che in soluzione acquosa dissocia gli atomi d'idrogeno carichi d'elettricità (ioni d'idrogeno); al contrario viene chiamata basica quella sostanza che scinde i gruppi OH (ioni-ossidrilici). Quanto più completamente avviene questo processo, tanto più forte è la base o l'acido. Negli acidi forti, per esempio nell'acido cloridrico, la dissociazione è completa. Nella soluzione acquosa essa si ritrova esclusivamente in forma di ioni d'idrogeno carichi positivamente (H⁺) e di ioni di cloro carichi negativamente (Cl⁻). Le molecole invece degli acidi deboli, come per esempio l'acido acetico, si ritrovano in soluzione solo in parte in stato scisso, o come si dice "dissociato". La misura per intensità di un acido è quindi il quantitativo di ioni d'idrogeno nell'unità di volume. Qui è sufficiente la constatazione che la scala comune dei valori pH va da 0 a 14 e che l'acqua pura completamente neutra possiede il valore pH 7. Il pH 0 corrisponde ad una soluzione acquosa molto acida, il pH 14 a una molto basica. A causa della natura logaritmica del valore pH, la variazione di una unità significa la variazione 10 volte maggiore della concentrazione dell'acidità o della basicità. Come soluzioni fortemente acide si intendono quelle con un pH da 0 a 3, come acide quelle con un pH da 4 a 6. Similmente il campo del pH da 8 a 10 corrisponde a soluzioni basiche, quello da 11 a 14 alle soluzioni fortemente basiche.

Per esempio, l'acqua di calce satura ha un pH di circa 12,5, è quindi fortemente basica, mentre la soluzione all'1% dell'acido acetico con un pH 3,5 dovrebbe essere considerata tra le soluzioni acide di media concentrazione.

La misurazione del valore pH può essere effettuata con molta esattezza con l'aiuto della conduttività elettrica della soluzione. Nel nostro caso i quantitativi di acido acetico che si impiegano nel bagno di coagulo (0,31%) e nel bagno tintura (0,47%) per quanto bassi, sono sufficienti a dare all'acqua di coagulo un valore di pH 5,22 ed all'acqua di tintura un valore di pH 3,89. Si riscontra pertanto una situazione di ambiente acido molto pericoloso per la pietra cementizia.

I processi di dissoluzione della pietra cementizia stanno in stretta connessione con il fenomeno delle "efflorescenze" che troviamo sul calcestruzzo ammalorato. Le efflorescenze sono sostanze che, sciolte in acqua, si sono trasportate alla superficie dell'elemento della costruzione ed ivi si sono separate. In genere questo spostamento avviene con l'aiuto della forza

capillare ("un effetto del lucignolo"). Con il progredire dell'evaporazione dell'acqua, alla superficie delimitante dell'aria e della soluzione avviene la separazione delle sostanze dissociate, la "efflorescenza". Nella massa con legante cementizio, l'acqua d'impasto è una soluzione satura di idrato di calcio già al momento della lavorazione. L'idrato di calcio sciolto si deposita alla superficie dell'elemento della costruzione e viene trasformato dall'anidride carbonica dell'aria in carbonato di calcio. Le efflorescenze della pietra cementizia sono quasi sempre carbonato di calcio.

La presenza di cloruri nel bagno di coagulo e specialmente nel bagno di tintura è pericolosa per i ferri di armatura. È nota da tempo l'azione corrosiva esercitata

dai cloruri di qualsiasi tipo (di sodio o di calcio) sull'acciaio in genere e sui ferri di armatura in particolare. Il meccanismo corrosivo si esplica mediante una azione incisiva e localizzata (pitting) che consiste nella rimozione dello strato di ossido ferrico compatto e protettivo (passivante) che in presenza di cloruro diviene incoerente e consente, quindi, l'ulteriore ossidazione del ferro.

Lo spandimento della soluzione acida in questo caso porta alla completa distruzione della struttura.

Il grado di ossidazione dei ferri di armatura può essere rilevato con un impianto di monitoraggio del potenziale di corrosione determinato con un elemento galvanico (UNI 9747) posizionato nella zona interessata.

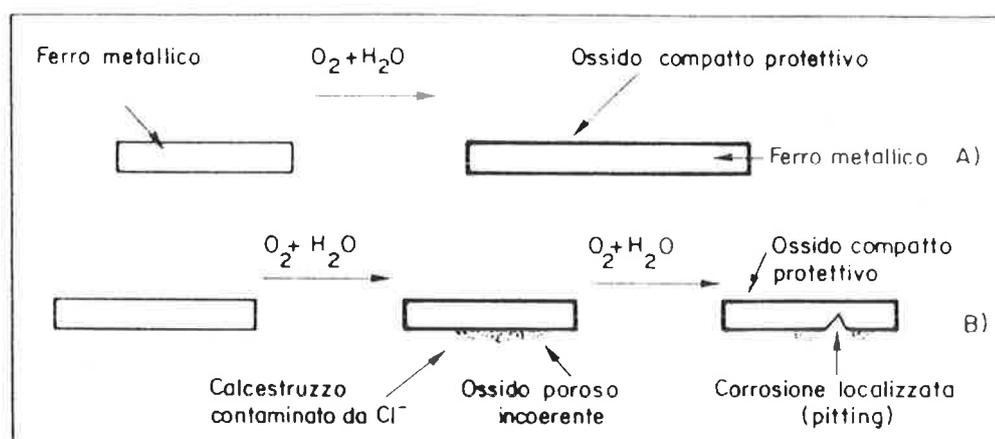


Fig. 2 Schema di ossidazione dell'armatura metallica in calcestruzzo esente da cloruri (A) e di corrosione localizzata (pitting) per presenza di cloruri (B)

3. METODOLOGIA DI INDAGINE E ANALISI SPERIMENTALE IN SITU

La diagnosi, finalizzata essenzialmente al controllo di qualità del calcestruzzo ed alla determinazione delle armature degli elementi strutturali (travi, soletta e pilastri) è stata estesa per campioni ai diversi blocchi del corpo di fabbrica. L'esame della qualità del calcestruzzo permette di individuare possibili anomalie delle sezioni resistenti, come la presenza di fessure e nidi di ghiaia legate al degrado chimico nel tempo, nonché di determinare la resistenza meccanica nei diversi punti della struttura.

Il controllo del potenziale di corrosione risulta indispensabile considerato che il bagno di coagulo contiene cloruri. La determinazione di questi parametri è di fondamentale importanza per il fabbricato in esame.

Il controllo dello stato conservativo è stato eseguito prevalentemente con metodi di controllo non distruttivi, che permettono di operare su strutture al vero, in seno alla loro capacità intrinseca di dare una caratterizzazione reale dei materiali impiegati e della morfologia delle strutture interessate. Comunque l'affidabilità dei metodi non distruttivi dipende dai criteri con cui vengono

impiegati, dalla cura posta nelle fasi esecutive e dall'effettuazione di frequenti riscontri con i risultati di prove distruttive tradizionali (prove a compressione su carote prelevate in sito). A questo fine risulta fondamentale l'uso di diverse tecniche di indagine (metodi combinati), integrate tra di loro in modo da portare ad una sensibile riduzione dell'errore di valutazione, caratteristico per i metodi di prova applicati singolarmente. Non per ultimo, alla base di una corretta indagine diagnostica, risulta necessaria l'esperienza e la professionalità del personale specializzato nel settore per una reale interpretazione dei parametri rilevati.

In seguito ad un'accurata indagine visiva delle strutture in esame sono state applicate le metodologie di controllo non distruttive al fine di verificare la qualità del calcestruzzo e lo stato di corrosione delle armature. In ogni punto di indagine è stato eseguito un preliminare controllo pacometrico per individuare la posizione e le caratteristiche dei ferri di armatura (staffe e barre longitudinali) dei vari elementi strutturali. Le superfici di prova sono state opportunamente preparate levigando le superfici stesse. Naturalmente il rilevamento della armatura e le altre indagini sono state

limitate in certi casi alle sole zone "accessibili" degli elementi strutturali.

Nelle zone non influenzate dalla presenza di armature, all'interno dei reticolati tracciati in seguito all'indagine pacometrica, è stata successivamente effettuata per ogni elemento strutturale la prova della resistenza meccanica con lo sclerometro.

Il controllo di qualità del calcestruzzo è stato eseguito per tutti i punti di prova con la misura della velocità dell'onda ultrasonora. Un'indicazione significativa della qualità del calcestruzzo nei vari punti di indagine è rappresentata anche dall'andamento dell'onda ultrasonora riportata sul monitor dell'oscilloscopio, caratterizzata da una forma più o

meno smorzata, a seconda dello stato riscontrato all'interno degli elementi strutturali.

La prova di estrazione pull-out è stata effettuata in posizioni prossime ai punti di indagine sclerometrica ed ultrasonica, comunque dove si è ritenuto necessario.

I valori della temperatura ambiente e dell'umidità relativa rilevati nel periodo delle indagini erano comprensivi tra:

$$t = 29^{\circ}\text{C} - 35^{\circ}\text{C}$$

$$u = 27\% - 52\%$$

Per ciascuna zona di indagine sono riportati i relativi valori locali della resistenza media a compressione, del potenziale di corrosione e le relative osservazioni.

MONTEFIBRE - STRUTTURE IN C.A. REPARTO DI FILATURA ACRILICA

| ZONA MC 30 | | T = 29°C | | U _r = 52% | | data 28. 05. 1996 |
|----------------|-----------------------|-----------------------------|-------------|-------------------------------------|---------------------------------------|---|
| POS. | DISTANZA SONDE [mm] | VELOCITÀ ONDA MEDIA [m/s] | SCLEROMETRO | METODO SONREB [N/mm ²] | POTENZIALE CORROSIONE ARMATURA [mV] | OSSERVAZIONI |
| U30/1 pilastro | 400 | 4150 | 44 | 37,3 | | Pilastro in buone condizioni. |
| U30/2 trave | 200 | 4050 | 50 | 49,1 | 195 | Trave in buone condizioni. |
| U30/3 pilastro | 400 | 4130 | 44 | 53,0 | | PULL-OUT 36 N/mm ² Pilastro in buone condizioni. |
| U30/4 soletta | 120 | 4220 | 48 | 45,1 | 480 | Misura diretta. Soletta in buone condizioni. |
| U30/5 trave | 200 | 4340 | 52 | 43,2 | 140 | Trave degradata a seguito attacco sostanze chimiche contenute nel bagno di coagulo. |
| U30/6 pilastro | 400 | 4200 | 52 | 39,2 | | PULL-OUT 44 N/mm ² Pilastro in discrete condizioni. |

4. ANALISI SPERIMENTALE IN LABORATORIO

I campioni di microcarote prelevati in situ sono serviti per l'esecuzione di una accurata analisi meccanica e chimica in laboratorio.

4.1 Analisi meccanica dei campioni di calcestruzzo

Allo scopo di ottenere un fattore di correlazione tra le prove non distruttive e quelle distruttive sono state prelevate n° 3 microcarote Ø 50 mm nei punti apparentemente sani della soletta in prossimità delle macchine MC 17, MC 26 ed MC 30. Sui suddetti campioni è stata eseguita la prova di resistenza a compressione presso il Laboratorio di Ingegneria Civile dell'Università degli Studi di Trieste. Prima dell'esecuzione di tale prova è stata rilevata la velocità

dell'onda ultrasonica. È stato così possibile ottenere un fattore di correlazione tra la velocità dell'onda ultrasonica e la resistenza meccanica del calcestruzzo determinata con lo schiacciamento della microcarota. Tale dato ci ha permesso di controllare i valori di resistenza determinati con il metodo SONREB e di ridurre il possibile errore a cca 10%. I risultati della prova a compressione sono dati nel certificato allegato dove si evidenziano valori di resistenza notevolmente alti. Ciò sta ad evidenziare che la struttura è stata costruita con calcestruzzo di buona resistenza e che non si riscontra un attacco chimico diretto. La sicurezza della struttura non è pertanto compromessa.

4.2. Analisi chimica dei campioni di calcestruzzo

Nelle zone più degradate dove il calcestruzzo evidenziava fessurazioni, efflorescenze e corrosione sono

stati prelevati i campioni per l'esecuzione dell'analisi chimica. Sui provini prelevati è stato importante rilevare il grado di acidità del calcestruzzo impregnato dal bagno di coagulo. Questa analisi viene eseguita con la determinazione del valore pH del calcestruzzo. I risultati delle analisi sono dati nel certificato ufficiale dell'Università degli Studi di Trieste - Dipartimento di Ingegneria dei Materiali e Chimica Applicata.

La presenza dei cloruri nel calcestruzzo è stata determinata secondo le norme europee ENV 196 ed ENV 197 e controllata con l'apparecchio Microprocessor Ionalyzer Orion mod. 901. Il quantitativo degli ioni cloro è definito in % sul peso del calcestruzzo. La soletta è costruita con un calcestruzzo a resistenza caratteristica Rbk 35 e densità 2200 kg/m³. Il cemento impiegato era di cca 350 kg/m³. Per giungere al contenuto di ioni cloro sul peso del cemento bisogna moltiplicare tutti i valori per 6,28 come è dato nella tabella seguente. La normativa italiana prevede per il calcestruzzo armato un massimo di 0,3 di ioni cloro sul peso del cemento e 0,2% per il calcestruzzo precompresso.

| CAMPIONE | %Cl nel CLS | % Cl nel cemento |
|----------|-------------|------------------|
| 14 | 0,020 | 0,125 |
| 13A | 0,067 | 0,420 |
| 13 | 0,007 | 0,043 |
| 5 | 0,021 | 0,131 |

Dai certificati ufficiali si può notare che sul campione 13A è stato rilevato un quantitativo di ioni cloro superiore alla normativa e sui campioni MC 17, MC 24, 9, 10, 11, 12, 13, 13A e 14 una notevole diminuzione del valore pH dovuta all'aggressione chimica dell'acido acetico. La zona più pericolosa è la soletta sotto la macchina MC 16 dove si è riscontrato nel calcestruzzo un alto contenuto di ioni cloro (0,067 %) ed un basso valore del pH (8,64).

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'azione aggressiva degli acidi sul calcestruzzo è stata nel passato studiata pochissimo ed in modo quasi sempre qualitativo poiché queste sostanze venivano giustamente considerate disgregatrici della pasta cementizia indurita ed il calcestruzzo un materiale non idoneo per impieghi che lo portassero a contatto con dette sostanze. Purtroppo non è sempre chiaro dalla lettura diretta, tanto delle norme UNI 9858 quanto di quelle ENV 206, quali siano le sostanze che rendono chimicamente aggressivo un ambiente e quali siano i livelli di concentrazione di queste sostanze per rendere l'aggressione di tipo debole, moderata o forte.

Per quanto concerne la definizione del grado di aggressione, riferendoci alla normativa ISO 9690, possiamo con certezza trarre la conclusione che nel

nostro caso, dove abbiamo un valore pH di 5,22 per il bagno di coagulo e un valore pH di 3,89 per il bagno di tintura, il calcestruzzo presenta un grado di aggressione "forte" ed appartiene ad una classe di esposizione "5 c" secondo la normativa ENV 206. Le informazioni reperite dalla diagnosi degli elementi strutturali allo scopo di garantire la sicurezza degli stessi, ci hanno portato alle seguenti considerazioni e conclusioni:

1. Il degrado del calcestruzzo è dovuto all'azione distruttiva dell'acido acetico presente nel bagno di coagulo e nel bagno di tintura. L'azione aggressiva si manifesta attraverso un meccanismo di dissoluzione dei prodotti costituenti la pasta cementizia e con formazione di efflorescenze. Nelle patologie derivanti da agenti chimici esterni (ambiente industriale) che comportano reazioni chimiche accompagnate da aumento di volume, occorre distinguere se la reazione chimica avviene sulla superficie esterna del calcestruzzo quando i sintomi più apprezzabili risultano le alterazioni di colore e di grana superficiale; oppure la reazione chimica avviene all'interno della massa del calcestruzzo, quando i sintomi più significativi sono le microlesioni che nascono dall'aumento di volume. Tale fenomeno inizia dalla superficie esterna dell'elemento strutturale con formazioni di fessure incrociate, causate dall'aumento di volume del calcestruzzo, conseguente alle reazioni chimiche in atto. Se a ciò si somma anche la corrosione delle armature sottostanti (come nel nostro caso) il processo di degrado è molto più veloce. La legge cinetica dell'attacco è di tipo esponenziale.

Per determinare la cinetica dell'attacco chimico si è analizzata la perdita in peso dei campioni prelevati in zone degradate rispetto a quelli prelevati in zone sane:

$$\Delta P = \frac{P_0 - P}{P_0}$$

dove P_0 è il peso iniziale (ottenuto dal peso di un campione sano) e P il peso dopo il tempo di esposizione aggressiva t . I dati sperimentali concordano con una legge cinetica del tipo:

$$\Delta P = 100 \left[1 - \exp \left(- \frac{(t - t_0)}{\tau} \right) \right]$$

In questa relazione t_0 e t sono costanti e rappresentano rispettivamente il tempo di induzione e la costante di tempo del processo di disgregazione. In base a questa equazione ed ai valori di resistenza a compressione e potenziale di corrosione rilevati in sito è stata compilata una graduatoria di degrado della struttura in cemento armato sotto le varie macchine di filatura acrilica.

2. La corrosione in prossimità delle macchine di filatura acrilica è dovuta ai cloruri presenti nel bagno di

coagulo e nel bagno di tintura. La corrosione dell'armatura nel calcestruzzo è un fenomeno elettrochimico legato alla presenza di aree anodiche e catodiche dovute ad inomogeneità micro e macroscopiche esistenti sulla superficie dell'acciaio e nel liquido che riempie i pori del cemento. Corrispondentemente si parla di "microcelle" di corrosione elettrochimica, caratterizzate da distanze microscopiche tra anodo e catodo, e di celle "macroscopiche" dove i due elementi galvanici si trovano a distanze notevolmente superiori. La combinazione del metallo con O_2 o OH^- dà luogo ad un aumento di volume, che sottopone a stati di tensione il calcestruzzo circostante. Quando queste tensioni superano la resistenza a trazione, si verificano la fessurazione ed il distacco del copriferro, cosicché l'armatura, esposta direttamente agli agenti aggressivi, viene rapidamente corrosa. La corrosione dell'acciaio quindi, oltre a diminuire la resistenza meccanica dell'armatura, porta alla degradazione progressiva e profonda del calcestruzzo. Sotto l'aspetto strutturale la corrosione dell'armatura è un evento da considerare con la massima attenzione in quanto i prodotti di corrosione occupano un volume maggiore, da 2 a 3 volte, di quello occupato dal metallo consumato. Di conseguenza, anche se la riduzione della sezione del ferro di armatura è ancora limitata e tale da non corrispondere a situazioni di danno strutturale imminente, tuttavia la quantità di ruggine prodotta può essere sufficiente a sviluppare nel calcestruzzo forze che portano a fessurazione, sgretolamento e distacco del copriferro. La normativa italiana prevede per il cemento armato un massimo di 0,3% di cloruri riferiti al cemento. Comunque si può dire che il rischio di corrosione sia basso per quantitativi di cloruri inferiori allo 0,4% ed elevato per quantitativi superiori all'1%. La vita in servizio di una struttura in calcestruzzo per quanto si riferisce alla corrosione dell'armatura può essere considerata come la somma di uno stadio di induzione e di uno stadio di propagazione fino ad un grado accettato di danno (Fig. 3).

Lo stadio di induzione rappresenta l'intervallo di tempo t_1 intercorso perché l'acciaio diventi attivo, cioè il tempo di transizione tra lo stato passivo e quello di corrosione attiva. In ambiente chimicamente aggressivo t_1 dipende principalmente dalla velocità con la quale i cloruri penetrano attraverso il copriferro e raggiungono la concentrazione di soglia. Lo stadio di propagazione rappresenta il tempo t_2 durante il quale si raggiunge la quantità di corrosione che non può essere accettata senza che la statica della struttura sia compromessa. La velocità di corrosione aumenta notevolmente nello stadio di propagazione ed i fattori determinanti sono la resistività elettrica del liquido che permea il sistema dei pori del calcestruzzo ed il rifornimento di ossigeno alle regioni catodiche. Inoltre bisogna tenere presente che pure l'alta temperatura nel reparto di filatura influisce sul processo di corrosione agendo sulla velocità di reazione e sulla mobilità di ioni e di molecole. Nel nostro caso

possiamo dire che la vita utile della struttura si trova nel periodo di avviata propagazione della corrosione dei ferri d'armatura (Fig. 3)

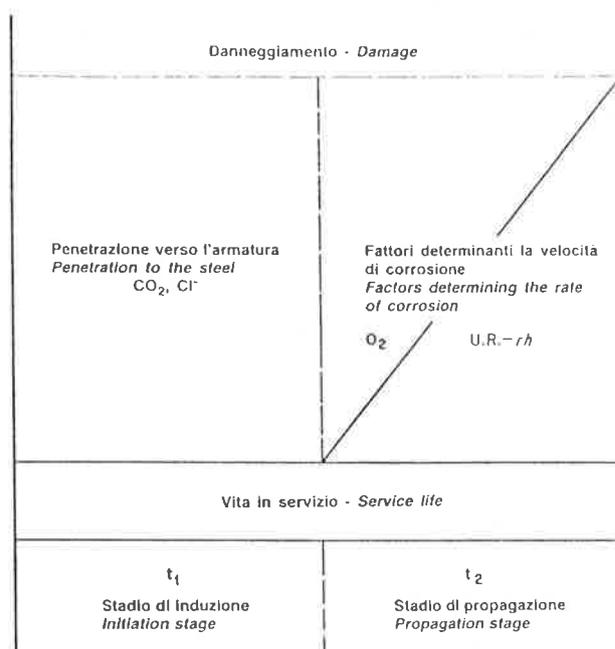


Fig. 3 Processo di corrosione in funzione del tempo

3. Il restauro del calcestruzzo eseguito con malte cementizie speciali di buona aderenza ed alta resistenza crea nel calcestruzzo l'effetto "pila" (presenza di due diversi materiali), che provoca un aumento di velocità di corrosione dei ferri di armatura.

4. I diversi sistemi di protezione del calcestruzzo (impiego di resine sintetiche e piastrelle antiacido) non hanno dato a lungo tempo risultato soddisfacente. Purtroppo in tutti i punti di analisi il bagno di coagulo ha trovato la possibilità di infiltrarsi e venire a contatto con il calcestruzzo.

5. Rispetto alle analisi eseguite nel 1993 sulla linea di filatura acrilica N.15, possiamo constatare che tutti i campioni ora analizzati hanno un valore pH inferiore (attacco acido maggiore). La risposta potrebbe essere, oltre al periodo di tempo più lungo di aggressione chimica, anche il maggiore contenuto di acido acetico (0,31%) riscontrato nel bagno di coagulo. Nel 1993 il contenuto di acido acetico nel bagno di coagulo era nei valori da 0,18 allo 0,22%.

6. Il lubrificante sintetico per supporti ed ingranaggi MOBIL SCH 629 che a causa dello spandimento ha imbevuto una buona parte della soletta (vedi MC 30, MC 28, MC27, MC24 e MC13) in teoria non dovrebbe danneggiare il calcestruzzo. Resta il fatto però che gli additivi contenuti nell'olio e la miscelazione di

questi con il bagno di coagulo può portare a composti chimici che lentamente disintegrano il calcestruzzo.

7. Le indagini sono state eseguite in tutti i punti accessibili. Dove non si è potuto accedere il degrado è stato rilevato con una documentazione fotografica. Tutto il lavoro di diagnosi era subordinato alla non interruzione del lavoro di produzione della filatura acrilica. Alla luce di quanto esposto finora nella relazione, ed in particolare quanto rilevato nei punti 1 e 2 delle considerazioni conclusive, consigliamo:

a) Intervenire immediatamente sulle macchine MC 16 ed MC 13. Il calcestruzzo della soletta sotto la macchina MC16 ha un valore pH di 8,64 (notevole attacco dell'acido acetico); i ferri presentano un valore alto di potenziale di corrosione (410 mV) ed un elevato contenuto di ioni cloro nel calcestruzzo (0.067%). Il calcestruzzo della soletta sotto la macchina MC13 ha un valore pH di 8,85 ed i ferri rivelano un valore altissimo di potenziale di corrosione (745 mV).

La tecnologia di restauro consigliato è quella già applicata sulla soletta sotto la macchina MC15 già diagnosticata nel 1993.

b) Montare un impianto di monitoraggio che rilevi il valore del pH ed il valore del potenziale di corrosione della soletta sotto tutte le macchine. Per le macchine MC24, MC26 ed MC29 se non è possibile montare subito i sensori che tengano sotto controllo i valori del pH del calcestruzzo ed il valore del potenziale di corrosione dei ferri di armatura, dovranno essere montati entro i successivi 2 anni.

8. Il degrado delle strutture in calcestruzzo è un problema di enorme importanza dal punto di vista sociale ed economico. Infatti, oltre agli aspetti drammatici connessi con la sicurezza della vita umana nei casi eccezionali in cui il degrado è così avanzato da provocare il collasso delle strutture, esiste, anche nei casi di minor gravità, il problema del danno economico derivante dalla interruzione del servizio e dalla riparazione dell'opera. Per evitare questo problema c'è oggi la possibilità di montare sulla struttura interessata dei trasduttori (sensori) che rilevano il valore del pH del calcestruzzo, il valore del potenziale di corrosione e la tensione dei ferri di armatura. In tale modo si può tenere sotto controllo il degrado del calcestruzzo, l'ossidazione dei ferri d'armatura ed il comportamento della struttura.

5.1 Bibliografia

[1] D. Almesberger, M. Tonic - 1996 - Diagnosi dello stato di conservazione delle strutture in cemento armato nel reparto di filatura acrilica della "Montefibre" a Marghera (VE) - Relazione tecnica

[2] W. Czernin - 1960 - La chimica del cemento, Bauverlag

[3] Adam M. Neville - 1980 - Le proprietà del calcestruzzo, Manuali Sansoni

[4] Mario Collepari - 1980 - Scienza e tecnologia del calcestruzzo, Ulrico Hoepli Milano

[5] D. Almesberger, A. Rizzo - 1993 - Monitoraggio e sorveglianza delle grandi opere in C.A. e C.A.P. con sistemi automatici di acquisizione e trasmissione dati in tempo reale - Estratto dal volume degli Atti delle Giornate AICAP '93

[6] D. Almesberger, I. Smotlak - 1991 - Applicazione dei C.N.D. nella diagnosi e nel controllo di qualità delle costruzioni in C.A. e C.A.P. Metodologie ed esperienze - Estratto dal volume degli Atti delle Giornate AICAP '91

OTTIMIZZAZIONE DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DI PONTI INSERITI IN UNA RETE STRADALE IN REGIME DI RISORSE LIMITATE

Giuliano Augusti Marcello Ciampoli

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

SOMMARIO

In una serie di lavori recenti, gli Autori hanno sviluppato una ricerca sull'allocazione ottimale delle risorse disponibili per l'adeguamento sismico di una rete stradale esistente, considerando diverse funzioni obiettivo (la connettività della rete, il flusso di traffico, ...). Per ridurre l'entità dei dissesti causati da un terremoto, può essere infatti necessario attuare interventi preventivi di adeguamento degli elementi vulnerabili della rete (i ponti, le gallerie, i tratti in rilevato o in trincea, ...). Le risorse economiche disponibili a tal fine sono però in genere limitate: la loro allocazione ottimale è pertanto l'elemento chiave per garantire l'efficacia di un programma di riduzione del rischio sismico. Nel presente lavoro, viene svolto un esempio specifico di allocazione, ottimizzata con riferimento a singole funzioni obiettivo, o a più funzioni obiettivo. Nell'esempio si assume che gli elementi vulnerabili della rete siano ponti a travata in c.a. Le fragilità dei ponti (ovvero le probabilità di collasso condizionate all'intensità del sisma) sono assunte note, sia nelle condizioni effettive che nelle condizioni risultanti dalla esecuzione di interventi di adeguamento di varia tipologia.

SUMMARY

In a series of recent papers a procedure has been developed for optimal allocation of limited resources in preventive interventions aimed at increasing the seismic reliability of highway networks; the optimization has been carried out with respect to several alternative objectives (connectiveness of the network, traffic capacity, etc.). In fact, in order to reduce the risk of disruption by an earthquake, preventive interventions on existing facilities are sometimes necessary, but often hindered by the limitation of the available economic resources: therefore, the optimal allocation of resources becomes a key point for the effectiveness of any risk-reduction programme. In the present paper, an example of optimal allocation to a specific network is developed in detail, firstly, with respect to single objectives, then, to multiple objectives. The vulnerable elements of the network are identified with reinforced concrete bridges located in the nodes of the network. The fragilities (i.e. the probabilities of failure vs. the earthquake intensity) of the bridges, either in the original or the upgraded conditions, are assumed to be known. The results obtained are compared and discussed.

1. INTRODUZIONE

Le difficoltà nei trasporti e nelle comunicazioni possono essere, in alcuni casi, tra le più pesanti conseguenze dei dissesti causati da un terremoto o da altre calamità: gli eventi sismici che hanno interessato di recente le città di Los Angeles e Kobe ne sono esempi significativi.

Può esser quindi necessario non solo adottare un

programma di manutenzione delle reti stradali esistenti, ma anche realizzare una serie di interventi di riparazione e/o adeguamento preventivo.

In genere però, le risorse economiche disponibili a tal fine sono limitate; da ciò scaturisce l'opportunità di utilizzarle in modo ottimale. E' infatti conveniente impiegarle in modo da rendere massimo il *guadagno* (valutabile in termini di danni economici diretti o indiretti, di riduzione del tempo di mancato esercizio, ecc.)

che si ottiene per effetto di interventi di riparazione e/o adeguamento preventivo, nel caso che il sistema sia colpito da un sisma.

Per dare concretezza alla impostazione concettuale ed agli sviluppi analitici e numerici, è stato affrontato un problema specifico: l'ottimizzazione degli interventi di adeguamento sismico preventivo di ponti a travata in c.a., considerati come gli unici elementi vulnerabili di una rete stradale. E' però evidente che le strategie e le procedure introdotte possono essere facilmente estese a trattare altri problemi, quali l'ottimizzazione dei programmi di manutenzione, di riparazione, ecc., o altri sistemi territoriali di infrastrutture.

Le incertezze nella definizione sia dello stato di ogni elemento vulnerabile della rete stradale, sia degli scenari di azioni prevedibili per la vita utile residua (ad esempio in relazione alla distribuzione spaziale e temporale ed alle caratteristiche degli eventi sismici prevedibili per la zona interessata) rendono indispensabile riferirsi sempre ai valori medi, o attesi, delle grandezze in gioco.

Questo approccio è stato proposto dagli Autori in diversi contributi [1-7], e, tra essi, anche in occasione delle Giornate AICAP'93 [1].

Sono state prese in esame ed ottimizzate diverse funzioni obiettivo, tra cui: l'affidabilità della rete, misurata dalla probabilità che, in caso di evento sismico, almeno una connessione tra uno o più siti origine ed uno o più siti destinazione rimanga attiva; il tempo di mancato esercizio in seguito ad un evento sismico; il flusso di traffico nell'emergenza che segue il verificarsi di un evento sismico. Con riferimento a tali funzioni obiettivo, sono stati sviluppati diversi esempi di ottimizzazione.

Si è quindi rilevato che le singole ottimizzazioni possono portare a risultati anche contrastanti tra loro. Di conseguenza, è stata messa a punto una procedura per l'ottimizzazione multiobiettivo, che permette di ottimizzare l'allocazione delle risorse economiche disponibili per l'adeguamento sismico di una rete stradale tenendo conto contemporaneamente di più funzioni obiettivo. Tale procedura richiede, per un insieme assegnato di funzioni obiettivo, la individuazione di un certo numero di soluzioni ottime nel senso di Pareto, e quindi l'applicazione di una strategia decisionale che permetta di selezionare la soluzione *ottima tra tutte* in relazione ad un assegnato criterio di scelta. Con riferimento a questo secondo aspetto, sono state implementate e poste a confronto due procedure: la prima è l'analisi del valore utile; la seconda rientra nell'ambito delle procedure di tipo ELECTRE.

Nel presente lavoro viene sviluppato un esempio specifico di allocazione ottimale, e vengono discussi alcuni problemi aperti.

2. DEFINIZIONE DEL PROBLEMA E DESCRIZIONE DELLA RETE

Il problema esaminato consiste nell'individuare la distribuzione degli interventi di adeguamento preventivo dei ponti presenti in una rete stradale, in modo che, nel caso si verifichi un terremoto di assegnata intensità, siano ottimizzate una o più funzioni obiettivo, per un prefissato ammontare di risorse economiche disponibili.

Se si indica con C_{ava} tale ammontare, la sua allocazione ottimale è determinata dall'insieme di interventi (ognuno di costo H_i) che ottimizza la funzione obiettivo considerata, nell'ipotesi che si verifichi un terremoto di assegnata intensità (definita dal valore di picco a_g dell'accelerazione orizzontale), e sotto il vincolo

$$\sum_i H_i \leq C_{ava}$$

Per definire una strategia per l'allocazione ottimale delle risorse, è innanzitutto necessario determinare la porzione di rete stradale oggetto di studio, e definirne la topologia. Questa dipende dalle condizioni di funzionamento, dalle prestazioni richieste, e dalle connessioni tra gli elementi vulnerabili; connessioni che siano effettivamente esistenti o siano attuabili nell'emergenza che segue il verificarsi di un evento sismico. Nelle analisi svolte, la rete è quindi modellata come un grafo, nei cui nodi sono disposti gli elementi vulnerabili; ai rami (ai quali viene eventualmente associato un peso) è invece attribuita una vulnerabilità nulla.

Definita la topologia della rete e determinate le vulnerabilità degli elementi critici, è possibile valutare l'affidabilità della intera rete.

E' poi necessario stimare i costi ed i corrispondenti benefici di possibili interventi di adeguamento preventivo degli elementi vulnerabili: tali benefici vanno valutati con riferimento agli effetti degli interventi sulla vulnerabilità sia dei singoli elementi che della rete nel suo complesso. Per rendere il problema trattabile, è necessario individuare un insieme discreto di possibili interventi: di conseguenza i costi ed i corrispondenti benefici sono definiti da variabili discrete. Ciò porta alla impostazione e risoluzione di problemi di ottimizzazione di tipo non lineare ed a variabili discrete.

Occorre precisare che, nel corso di questa ricerca, si è scelto di non operare il confronto tra i costi ed i benefici associati ad un possibile intervento e la scelta di non intervenire affatto. E' infatti opinione degli Autori che tale confronto sarebbe privo di significato, per l'impossibilità di quantificare tutta una serie di fattori: tra essi, in primo luogo, le vite umane, ma anche i valori culturali, storici, artistici ed ambientali, ed i costi indiretti associati alla interruzione di una rete di trasporti. Questi ultimi infatti possono avere effetti anche molto duraturi sull'economia della regione, e quindi causare

danni economici superiori di molti ordini di grandezza ai costi di sostituzione delle strutture danneggiate. Si è pertanto assunto di aver preso la decisione di intervenire, e di destinare a ciò un assegnato ammontare di risorse economiche. L'obiettivo è quindi quello di indicare come impiegare queste risorse nel miglior modo pos-

sibile.

Negli esempi numerici svolti, si è ipotizzato che gli elementi vulnerabili siano i ponti con impalcato in c.a.p. semplicemente appoggiato su pile in c.a., che sono dettagliatamente illustrati in [8-10]; la loro geometria è sinteticamente presentata in Tabella 1.

Tabella 1 - Geometria dei ponti assunti come elementi vulnerabili della rete di Fig. 1

| PONTE | ALTEZZA DELLE PILE (m) | NUMERO E LUCE (in m) DELLE CAMPATE |
|-------|--------------------------|---------------------------------------|
| a | 10 - 30 - 20 | 4 / 50 |
| b | 40 - 10 - 10 - 40 | 5 / 50 |
| c | 10 - 20 - 20 - 10 | 5 / 50 |
| d | 10 - 20 - - 20 - 10 | 8 / 40 |
| e | 20 - 40 - 20 | 4 / 40 |

Nel valutare l'affidabilità di questi ponti nelle loro condizioni attuali, si è ipotizzato che fossero stati progettati con il metodo delle tensioni ammissibili, per un'azione sismica di progetto caratterizzata da un valore di picco $a_g = 0.10$ g. La condizione limite di collasso è stata identificata in un esteso danneggiamento delle pile: si è assunto cioè che il collasso del ponte si verifichi quando un indicatore di danno supera un valore di soglia in almeno una pila. La fragilità di ciascun ponte (cioè la probabilità di superamento dello stato limite di collasso, condizionata al valore assunto per il valore di picco della intensità del sisma) è stata valutata, per diversi valori dell'accelerazione sismica orizzontale, nelle condizioni originarie di progetto (condizione O), o ipotizzando di avere attuato uno tra tre possibili inter-

venti di adeguamento (indicati con le sigle I-II-III). Tali interventi consistono rispettivamente: nel rinforzo delle pile con un ringrosso della sezione in calcestruzzo e con l'aggiunta di armatura ordinaria (in percentuale pari al 50% di quella esistente, nel caso dell'intervento I, ed al 100% nel caso dell'intervento II); nell'introduzione di dispositivi isolatori-dissipatori sulle pile e nella eliminazione dei giunti di espansione (intervento III). In [8-10], le tipologie di intervento prese in esame sono discusse ed illustrate nel dettaglio, così come la procedura impiegata per le analisi di fragilità. A titolo d'esempio, si riportano in Tabella 2 i valori numerici delle fragilità dei cinque ponti, nelle quattro condizioni ipotizzate, per un valore di picco dell'accelerazione orizzontale $a_g = 0.35$ g.

Tabella 2 - Fragilità P_i dei ponti nella condizione originaria (O) o nel caso siano sottoposti ad un intervento di adeguamento (I-II-III)

| PONTE | | a | b | c | d | e |
|-------------------------|-----|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| P_i ($a_g = 0.35$ g) | O | $\cong 1.00$ | $\cong 1.00$ | $\cong 1.00$ | $\cong 1.00$ | $2.42 \cdot 10^{-1}$ |
| | I | $\cong 1.00$ | $8.72 \cdot 10^{-1}$ | $\cong 1.00$ | $\cong 1.00$ | $1.15 \cdot 10^{-1}$ |
| | II | $\cong 1.00$ | $4.94 \cdot 10^{-1}$ | $\cong 1.00$ | $\cong 1.00$ | $1.22 \cdot 10^{-1}$ |
| | III | $3.02 \cdot 10^{-2}$ | $1.54 \cdot 10^{-2}$ | $1.14 \cdot 10^{-2}$ | $2.50 \cdot 10^{-2}$ | $7.57 \cdot 10^{-3}$ |

La rete presa in esame è schematicamente presentata in Fig. 1: gli elementi vulnerabili sono disposti nei nodi a-e. Nonostante l'apparente semplicità dello schema, si tratta di un sistema complesso dal punto di vista dell'analisi di affidabilità. La logica funzionale della rete, che collega il nodo origine S al nodo destinazione D, non può essere infatti interpretata attraverso la connessione in serie o in parallelo di sottosistemi tra loro indipendenti, cioè privi di elementi comuni.

La rete perde la sua funzionalità quando si interrompe la connessione tra i nodi S e D. Di conseguenza, per allocare in modo ottimale le risorse economiche disponibili per l'adeguamento sismico degli elementi vulnerabili, appare naturale assumere come funzione obiettivo l'affidabilità della rete R, ovvero la probabilità che, in caso di evento sismico, rimanga attiva almeno una connessione tra S e D (o, in modo equivalente, la probabilità di collasso della rete: $P_f = 1 - R$).

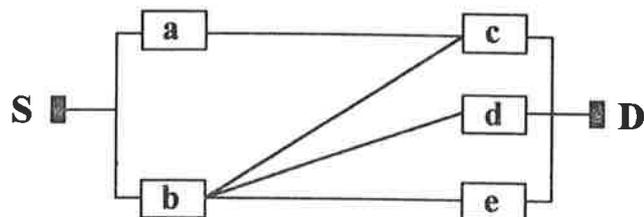


Fig. 1 - Schema della rete stradale presa ad esempio

Le altre funzioni obiettivo prese in esame sono:

- il valore atteso del *flusso di traffico* che può transitare tra S e D, dopo un terremoto di assegnata intensità;
- il *tempo di mancato esercizio* della rete, ovvero il valore atteso dell'intervallo di tempo durante il quale è necessario interrompere l'esercizio della rete dopo un evento sismico di assegnata intensità, per effettuare le necessarie ispezioni e riparazioni;
- l'*efficienza temporale degli interventi*, definita dal rapporto tra il tempo necessario ad attuare una certa serie di interventi e l'incremento di affidabilità ad essi associato.

Al fine di svolgere l'applicazione, si sono scelti ragionevoli valori numerici per i costi di costruzione dei ponti esaminati, così come per i costi ed i tempi di esecuzione degli interventi di adeguamento I-II-III. Tali valori sono riportati in Tabella 3, assumendo il costo di costruzione del ponte più lungo (il ponte d) pari a 100 unità di risorsa (*udr*), ed il tempo richiesto dall'intervento II sullo stesso ponte pari ad un intervallo di riferimento.

In Tabella 3 sono anche riportati (pure in forma adimensionale) i valori attesi dei tempi di mancato esercizio di ogni ponte.

Tabella 3 - Costi di costruzione e di adeguamento di ogni ponte (unità di risorsa - *udr*), tempi di intervento e tempi di mancato esercizio (in forma adimensionale)

| PONTE | | a | b | c | d | e |
|----------------------------|-----|------|------|------|------|------|
| COSTO DI COSTRUZIONE (udr) | | 56 | 72 | 56 | 100 | 48 |
| COSTO DI ADEGUAMENTO (udr) | I | 3 | 6 | 3 | 7 | 5 |
| | II | 4 | 8 | 4 | 9 | 6 |
| | III | 7 | 9 | 9 | 14 | 7 |
| TEMPO DI INTERVENTO | I | 0.33 | 0.67 | 0.33 | 0.83 | 0.50 |
| | II | 0.50 | 0.83 | 0.50 | 1.00 | 0.67 |
| | III | 0.25 | 0.50 | 0.25 | 0.67 | 0.33 |
| TEMPO DI MANCATO ESERCIZIO | O | 0.91 | 0.82 | 1.00 | 1.00 | 0.64 |
| | I | 0.18 | 0.36 | 0.18 | 0.45 | 0.27 |
| | II | 0.23 | 0.41 | 0.23 | 0.50 | 0.32 |
| | III | 0.09 | 0.23 | 0.09 | 0.27 | 0.14 |

Tabella 4 - Valori stimati della capacità di ogni ramo del grafo di Fig. 1 (in unità arbitrarie)

| RAMO | S → a | S → b | a → c | b → c | b → d | b → e | c → D | d → D | e → D |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| CAPACITÀ | 105 | 520 | 100 | 200 | 100 | 200 | 1200 | 500 | 1500 |

Infine, poiché per ipotesi i ponti sono gli unici elementi vulnerabili della rete, si assume che il valore atteso della capacità di traffico di ogni ramo ($n_i \rightarrow n_j$) sia definito dal prodotto di un valore stimato per l'affidabilità del nodo terminale del ramo, valutata con riferimento alle condizioni effettive (originarie - O - o risultanti dagli interventi di adeguamento I, II, III) dello

stesso. Il valore stimato della capacità di ogni ramo è riportato in Tabella 4, in unità arbitrarie.

I valori numerici riportati nelle Tabelle 3 e 4 non sono stati stimati con accuratezza, ma solo con l'obiettivo di esemplificare le procedure studiate ad un caso concreto; non hanno pertanto alcuna pretesa di validità, ma piuttosto di un qualche realismo.

3. ALLOCAZIONE OTTIMALE RISPETTO A SINGOLE FUNZIONI OBIETTIVO

Si presentano ora alcuni risultati delle ottimizzazioni svolte con riferimento alle quattro funzioni obiettivo considerate; le procedure impiegate sono illustrate in dettaglio rispettivamente in [2-3], [6], [4-5], [3-4].

Occorre rilevare che i calcoli sono stati svolti ipotizzando che il valore di picco dell'accelerazione fosse lo stesso nell'intera regione considerata, ovvero per tutti i ponti; questa ipotesi può essere rimossa senza difficoltà, assumendo valori di picco differenti nei diversi siti, ovvero definendo la distribuzione spaziale delle intensità sismiche a partire da uno scenario di rischio ipotizzato, applicando un modello di propagazione e considerando i fenomeni di amplificazione locale.

3.1 Affidabilità della rete

Un esempio dei risultati ottenuti è presentato in Tabella 5, nella quale sono riportate le distribuzioni di interventi ottimizzate con riferimento ad un valore di picco dell'accelerazione sismica, al variare delle risorse economiche disponibili, e sino a raggiungere il valore di 46 udr, che corrisponde all'esecuzione su tutti i ponti dell'intervento tipo III, che è risultato il più efficiente dalle analisi di fragilità [3].

La Tabella 5 fornisce diverse indicazioni di un certo interesse. In primo luogo, risulta evidente che l'elemento più significativo per l'affidabilità della rete è il ponte b, sul quale è necessario intervenire anche dispo-

nendo di risorse molto limitate; di conseguenza il percorso più significativo tra S e D è il percorso S-b-c-D.

Se si considera l'andamento della probabilità di collasso P_f della rete all'aumentare delle risorse disponibili (si veda la Fig.2), è immediato rilevare che P_f diminuisce con regolarità all'aumentare delle risorse; tuttavia, la diminuzione è abbastanza modesta per $C_{ava} > 24$ udr, e diviene del tutto trascurabile per $C_{ava} > 32$ udr, ovvero quando si interviene anche sul ponte d, che ha una influenza minore sull'affidabilità della rete.

Conclusioni di questo tipo sono di grande interesse ai fini di una ripartizione globale delle risorse.

Si noti però che la procedura, così come formulata, non impone un controllo specifico del livello di sicurezza effettivo di ogni elemento vulnerabile. Nei casi reali bisognerebbe quindi predisporre misure idonee, se necessarie, da attuare nell'emergenza che segue il verificarsi di un evento sismico. Qualora infatti non si intervenisse sul ponte d, sarebbe necessario o limitare le categorie di traffico in transito su di esso, o addirittura chiuderlo al traffico (qualora l'evento sismico fosse caratterizzato da un picco di accelerazione $a_g \geq 0.35$ g), fino ad aver attuato i necessari interventi di riparazione.

In ogni caso, da tutti gli esempi svolti si è potuto osservare che l'allocazione ottimale delle risorse risulta molto più efficiente di una scelta non guidata (quale ad esempio l'esecuzione dello stesso tipo di intervento su tutti i ponti); a parità di risorse impiegate, si ottengono riduzioni della P_f addirittura di uno o due ordini di grandezza.

Tabella 5 - Distribuzioni degli interventi di adeguamento preventivo tra i ponti (a-e) della rete stradale di Fig.1, per diversi ammontare di risorse economiche disponibili C_{ava} (3-46 udr), ottimizzate rispetto all'affidabilità delle rete per $a_g = 0.35$ g

| C_{ava} | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 | 27 | 30 | 33 | 36 | 39 | 42 | 45 | 46 |
|-----------|---|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a | - | - | - | - | - | - | - | - | III |
| b | - | I | III |
| c | - | - | - | - | - | III |
| d | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | III | III | III | III |
| e | - | - | - | - | I | - | - | I | - | I | III | III | - | - | I | III |

3.2 Valore atteso del flusso di traffico

La capacità della rete può essere identificata con il massimo flusso di traffico F_{max} che può essere smaltito tra il nodo origine S ed il nodo destinazione D, nel rispetto delle capacità dei singoli rami e dei vincoli di bilanciamento nelle intersezioni.

I risultati dell'allocazione ottimale, con riferimento alla capacità della rete dopo l'evento sismico, sono ri-

portati in Tabella 6, ancora per un solo valore del picco di accelerazione [6].

E' interessante notare che, se $a_g = 0.35$ g, e se sono disponibili meno di 18 udr, è necessario intervenire sul ponte b per aumentare la probabilità che resti attiva almeno una connessione tra S e D, e quindi la possibilità di smaltire un certo volume di traffico; di conseguenza, anche per questa funzione obiettivo, il percorso più significativo è il percorso S-b-c-D.

Nella valutazione dei risultati riportati in Tabella 8, si è assunto che il tempo T^* sia pari alla somma degli intervalli di tempo richiesti dalla esecuzione di ogni intervento.

Dall'esame della Tabella 8, si rileva che il percorso S-a-c-D è quello più efficiente, come nel caso dell'ottimizzazione svolta con riferimento al tempo di mancato esercizio.

Se l'ammontare di risorse disponibili è maggiore di quanto serve ad assicurare il funzionamento del percorso più efficiente, ulteriori interventi possono essere eseguiti sul percorso più efficiente tra quelli residui oppure in maniera da rendere massima l'affidabilità complessiva della rete. Nel caso dell'esempio trattato, le differenze che derivano dai due criteri di scelta sono del tutto trascurabili.

3.5 Confronto dei risultati

Nella Fig. 2 viene riportata l'evoluzione della probabilità di collasso P_f della rete al variare delle risorse disponibili, allocate in modo ottimale rispetto a ciascuna delle quattro funzioni obiettivo considerate. Naturalmente, all'aumentare del quantitativo di risorse disponibili, le curve tendono a coincidere. Per valori intermedi di C_{ava} tuttavia, sussistono differenze significative. Come si è già notato, o il percorso S-b-c-D o altri percorsi che contengono il ponte a possono essere significativi in relazione alla funzione obiettivo presa in esame. Di conseguenza è importante tenere conto di più obiettivi contemporaneamente, applicando la strategia di allocazione ottimale multiobiettivo illustrata nel successivo Par.4.

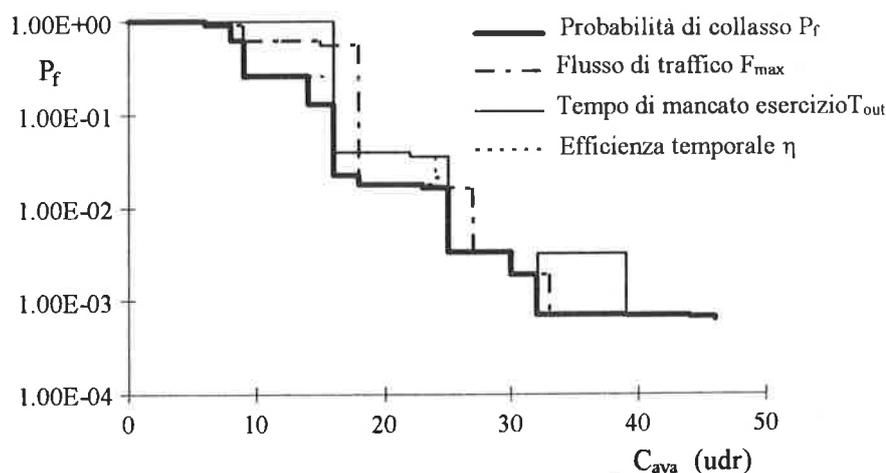


Fig.2 - Probabilità di collasso della rete ottimizzata con riferimento alle quattro funzioni obiettivo, al variare delle risorse economiche disponibili e per $a_g = 0.35 g$

4. OTTIMIZZAZIONE MULTI-OBIETTIVO

Per eseguire l'ottimizzazione multiobiettivo è necessario fare riferimento ad una descrizione della rete stradale più articolata rispetto a quella di Fig.1: ogni elemento vulnerabile deve essere infatti rappresentato in ciascuna delle quattro condizioni possibili per esso (O-I-II-III). Ad ogni ramo del grafo così esplosivo, è possibile associare un peso, che rappresenta il valore atteso del tempo necessario a ripristinare la funzionalità dell'elemento vulnerabile che costituisce il nodo terminale del ramo stesso (nelle condizioni effettive), oppure il valore atteso del traffico che può transitare lungo il ramo.

Il numero dei nodi del grafo, e quindi la complessità del problema, aumentano molto rapidamente con il

numero di condizioni alternative, ovvero con il numero di interventi possibili: ad esempio, il grafo a 5 nodi di Fig.1 diviene un grafo pesato a 58 nodi.

Di conseguenza, il problema è di difficile trattazione per reti caratterizzate da un elevato numero di nodi. E' comunque possibile semplificare il grafo, eliminando i percorsi sui quali siano presenti elementi la cui vulnerabilità superi un valore di soglia ritenuto accettabile.

Si indichi con g_h la h -esima funzione obiettivo ($h=1, \dots, k$), con d_n l' n -esimo percorso del grafo esplosivo che connette il nodo origine S con il nodo destinazione D, e con $g_h(d_n)$ il valore assunto dalla h -esima funzione obiettivo dopo l'insieme di interventi preventivi su quel percorso.

Se l' h -esima funzione obiettivo è una funzione

sommabile, si ottiene:

$$g_h(d_n) = \sum_{(n_i \rightarrow n_j) \in d_n} f_h(n_i, n_j)$$

dove $f_h(n_i, n_j)$ è il valore della h -esima funzione obiettivo relativa al percorso $(n_i \rightarrow n_j)$, che viene assunto come peso (o lunghezza) di quel ramo.

Se la funzione obiettivo non è sommabile (come nel caso dell'affidabilità della rete o del volume di traffico complessivamente smaltito), è necessario applicare una formulazione diversa e definire di volta in volta il valore della funzione obiettivo con riferimento all'intero sistema.

Il problema dell'allocazione ottimale multiobiettivo consiste nella ricerca della distribuzione degli interventi tra gli elementi vulnerabili che compongono un percorso da S a D (nel rispetto del vincolo sull'ammontare delle risorse economiche utilizzabili), in maniera che k funzioni obiettivo siano prese in esame. La procedura impiegata si articola in due fasi distinte:

- identificazione di distribuzioni di interventi *ottime nel senso di Pareto*, nel rispetto del vincolo;
- scelta della soluzione *ottima tra tutte* secondo una strategia decisionale opportuna.

4.1 Ricerca dei percorsi ottimi nel senso di Pareto

Un percorso d^P è *ottimo nel senso di Pareto* se per ogni percorso $d_n \neq d^P$, si verifica che:

$$g_h(d_n) = g_h(d^P)$$

per ogni funzione obiettivo $g_h(d_n)$, o che per almeno una funzione obiettivo:

$$g_h(d_n) < g_h(d^P)$$

cioè il percorso d^P è preferibile al percorso d_n con riferimento alla h -esima funzione obiettivo [$g_h(d_n) < g_h(d^P)$ se la funzione $g_h(d_n)$ deve essere massimizzata, o $g_h(d_n) > g_h(d^P)$ se $g_h(d_n)$ deve essere minimizzata].

Generalmente, tra tutte le *soluzioni ammissibili*

(ovvero tra tutti i percorsi ai quali corrisponde una spesa totale non superiore all'ammontare di risorse effettivamente disponibili), esiste un certo numero di soluzioni ottime nel senso di Pareto. Per reti stradali di dimensioni limitate, è possibile esaminare tutti i percorsi e trovare tutte le dette soluzioni; per reti di maggiori dimensioni, il problema può risultare non trattabile dal punto di vista computazionale, ed è necessario adottare un procedimento alternativo. A questo scopo, è stato implementato un algoritmo illustrato in [11], in una versione modificata per tenere conto di funzioni obiettivo non sommabili. Di volta in volta, solo i percorsi ammissibili, ovvero quelli che soddisfano il limite sull'ammontare massimo di risorse disponibili, sono presi in esame.

4.2 Strategie decisionali

Le soluzioni ottime nel senso di Pareto sono utilizzate in due diverse strategie decisionali: l'*analisi del valore utile* (UVA); ed una *analisi di concordanza e discordanza*, che rientra nell'ambito delle procedure denominate ELECTRE.

Per le quattro funzioni obiettivo considerate, sono stati assunti i seguenti pesi w_h : 0.50 (affidabilità); 0.20 (flusso di traffico atteso); 0.25 (tempo di mancato esercizio); 0.05 (efficienza temporale degli interventi). In un caso reale, i pesi dovrebbero essere calibrati sulla base delle utilità marginali delle diverse funzioni obiettivo; la loro scelta andrebbe comunque supportata da indagini di sensitività, che illustrino l'influenza del valore attribuito ad ognuno di essi.

In Tabella 9, vengono illustrati i risultati delle ottimizzazioni multiobiettivo, eseguite, rispettivamente, adottando l'analisi del valore utile ed il metodo ELECTRE. E' immediato rilevare che i risultati coincidono per quel che riguarda la scelta dei ponti su cui intervenire prioritariamente (b-c), mentre sussistono differenze abbastanza modeste per quel che riguarda i tipi di intervento.

Tabella 9 - Distribuzioni degli interventi di adeguamento risultate *ottime tra tutte* dalla applicazione della analisi del valore utile (UVA) e della procedura ELECTRE, per diversi valori di risorse economiche disponibili (in udr) e per $a_g = 0.35 g$

UVA

| C _{ava} | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 |
|------------------|---|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a | - | - | - | - | - | - | - | - |
| b | - | I | III | III | III | III | III | III |
| c | I | - | - | I | - | III | III | III |
| d | - | - | - | - | - | - | - | - |
| e | - | - | - | - | I | - | - | - |

ELECTRE

| C _{ava} | 3 | 6 | 9 | 12 | 15 | 18 | 21 | 24 |
|------------------|---|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| a | - | - | - | - | - | - | - | - |
| b | - | I | III | III | III | III | III | III |
| c | I | - | - | I | - | III | III | III |
| d | - | - | - | - | - | - | - | - |
| e | - | - | - | - | I | - | - | - |

Nella Tabella 10, che merita particolare attenzione, sono posti a confronto, per un assegnato ammontare di risorse disponibili ($C_{ava} = 24$ udr) i risultati delle ottimizzazioni multi- e mono- obiettivo.

E' evidente che il percorso privilegiato tra S e D è quello che coinvolge i ponti b e c: infatti, la funzione obiettivo che ha maggior peso è l'affidabilità della rete

(il peso relativo è pari a 0.50), ed il percorso S-b-c-D è quello che risulta privilegiato anche dalla ottimizzazione con riferimento a tale singolo obiettivo.

Infine, nella Fig.3 viene mostrata l'evoluzione dell'affidabilità della rete, per vari valori del picco di accelerazione ed al variare dell'ammontare di risorse disponibili nel campo da 3 a 24 udr.

Tabella 10 - Confronto tra le ottimizzazioni multiobiettivo o monoobiettivo (probabilità di collasso della rete / valore atteso del massimo flusso di traffico / tempo di mancato esercizio / efficienza temporale degli interventi) per $C_{ava} = 24$ udr, $a_g = 0.35$ g ed i pesi indicati nel testo

| PONTE | FUNZIONE OBIETTIVO | | | | |
|-------|--------------------|-------|-----------|-----------|--------|
| | Multi | P_f | F_{max} | T_{out} | η |
| a | - | - | - | III | III |
| b | III | III | III | - | - |
| c | III | III | III | III | - |
| d | - | - | - | - | - |
| e | - | - | - | - | - |

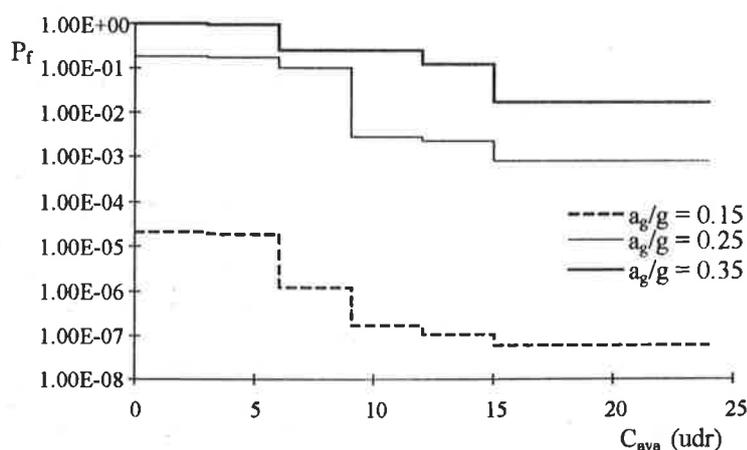


Fig.3 - Probabilità di collasso della rete corrispondente alla alternativa ottimizzata per più obiettivi (con pesi assegnati), al variare delle risorse disponibili e per $a_g = 0.15$ g, 0.25 g e 0.35 g

4. CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

L'usuale limitazione di fondi (soprattutto pubblici) disponibili per l'attuazione di programmi di protezione dal rischio sismico rende necessario mettere a punto delle procedure sulla base delle quali massimizzare i benefici conseguibili: ciò porta naturalmente ad affrontare problemi di allocazione ottimale delle risorse. Nella ricerca svolta, è stato affrontato un esempio, ritenuto molto significativo, ovvero la scelta della distribuzione ottimale degli interventi preventivi di adeguamento sismico di ponti inseriti in una rete stradale.

Per studiare questo problema, servono competenze specifiche multidisciplinari: di un ingegnere strutturista per la progettazione degli interventi di adeguamento e per la stima della fragilità dei ponti e dei conseguenti benefici; di un sismologo, per la scelta di un terremoto di riferimento e per la caratterizzazione della sua intensità nella regione interessata; di un ingegnere trasportista, per la stima dei flussi di traffico e dei requisiti della rete stradale.

Gli Autori hanno cercato di affrontare tutti questi aspetti: e sebbene le procedure attualmente impiegate debbano ancora essere rifinite e migliorate, soprattutto

per poter trattare problemi di maggiore complessità, le applicazioni svolte hanno mostrato che esse sono applicabili ad esempi concreti. Un notevole aumento (nella misura di ordini di grandezza) è stato infatti riscontrato nell'efficienza delle risorse impiegate, se confrontate con una allocazione non guidata.

Si sta ora prospettando l'applicazione della procedura ad esempi concreti: in particolare alla rete autostradale della Calabria ed alla rete stradale esistente nella zona di Catania.

Inoltre si sta applicando una procedura analoga alla programmazione degli interventi di manutenzione dei ponti inseriti in una rete stradale, tenendo conto del loro degrado.

L'estensione a casi più generali (ad esempio, tenendo conto di altri elementi vulnerabili, quali rilevati, gallerie, ecc., e di altre cause accidentali di dissesto) è in linea di principio immediata, se sono definite le relazioni che caratterizzano le fragilità degli elementi vulnerabili

RINGRAZIAMENTI

La ricerca illustrata è parzialmente finanziata dal Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti. Un sincero ringraziamento va all'ing. Pasquale Carotenuto, Ricercatore al Consiglio Nazionale delle Ricerche (Progetto Finalizzato Trasporti) per il contributo nello sviluppo delle procedure di ottimizzazione multiobiettivo, ed all'ing. Fabrizio Purchiaroni per l'aiuto fornito nello sviluppo delle procedure e delle analisi numeriche.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Augusti, G., Borri, A., Ciampoli, M. (1993): Ottimizzazione degli interventi di adeguamento sismico delle reti autostradali; Giornate A.I.C.A.P. '93 "Le opere in c.a. e c.a.p. nelle infrastrutture per la mobilità e il trasporto;" Pisa; pp.25-36.
- [2] Augusti, G., Borri, A., Ciampoli, M. (1995): Optimal resource allocation for seismic reliability upgrading of existing structures and lifeline networks; *Reliability and Optimization of Structural Systems*, Proc. 6th IFIP WG 7.5 Conference; Assisi; IFIP/Chapman & Hall, 1995; pp.3-24.
- [3] Augusti, G., Ciampoli, M. (1994): On the seismic risk of highway networks and its reduction; *Risk Analysis*, Proc. of a Symposium; Univ. Michigan, Ann Arbor, MI, USA; pp.25-36.
- [4] Augusti, G., Ciampoli, M. (1995): Optimal allocation of resources for increasing the seismic reliability of lifelines; *Applications of Statistics and Probability: Civil Engineering Reliability and Risk Analysis*; Proc. CERRA-ICASP 7, Parigi; A.A.Balkema for CERRA; Vol.2; pp.813-820.
- [5] Augusti, G., Ciampoli, M. (1995): Reduction of the seismic risk of a highway network; *Lifeline Earthquake Engineering*, Proc. 4th U.S. Conference on Lifeline Earthquake Engineering, San Francisco, California; ASCE; pp.1-8.
- [6] Augusti, G., Ciampoli, M. (1996): Optimal distribution of seismic upgrading interventions to maximize the expected flow in a road network; *Reliability and Optimization of Structural Systems*, Proc. 7th IFIP WG 7.5 Conference; Boulder, Colorado, USA (in stampa).
- [7] Augusti, G., Ciampoli, M. (1997): Multi-objective optimal allocation of resources to increase the seismic reliability of highways; *Zeitschrift für Operations Research*; Special Issue on *Stochastic Structural Reliability and Optimization* (in stampa)
- [8] Ciampoli, M., Augusti, G. (1993): Seismic reliability assessment of retrofitted bridges; *Structural Dynamics*, Proc. EURO DYN'93; Trondheim, Norvegia; A.A.Balkema; Vol.1; pp.193-200.
- [9] Ciampoli, M. (1995): Upgrading r.c. bridges for seismic risk reduction; Proc. 10th European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, A.A. Balkema; Vol.4; pp.2209-2214.
- [10] Ciampoli, M. (1996): The Optimal Design of Upgrading Operations on R.C. Bridges in Seismic Areas; *Structural Dynamics*, Proc. EURO DYN'96, Firenze; A.A.Balkema; Vol. 1; pp.121-128.
- [11] Osyczka, A. (1984): *Multicriterion Optimization in Engineering with FORTRAN programs*; Ellis Horwood Limited, Chichester.

CONSIDERAZIONI GENERALI SULL'UTILIZZO DELLA SPERIMENTAZIONE DINAMICA NELL'ANALISI DI PONTI E VIADOTTI

Gabriele CAMOMILLA

Società Concessioni e Costruzioni Autostrade S.p.A

Carmelo GENTILE

Dip. di Ing. Strutt., Politecnico di Milano

Francesco MARTINEZ y CABRERA

Dip. di Ing. Strutt., Politecnico di Milano

SOMMARIO

La sperimentazione dinamica in scala reale è stata, sinora sistematicamente applicata in ambito civile allo studio di edifici in zona sismica e grandi strutture. Va, tuttavia, registrato un incremento di interesse per le applicazioni a ponti e viadotti seppur con finalità prevalentemente diagnostiche. Nella presente nota vengono discusse altre possibili applicazioni (p. es. in fase di costruzione) e posto l'accento sull'accuratezza dei rilievi da traffico, particolarmente adatti al monitoraggio in quanto non richiedono la chiusura del sistema indagato. Sono, infine, richiamati alcuni indici di tipo globale utili per un'interpretazione sintetica dei risultati di più prove successive a fini diagnostici.

SUMMARY

Full-scale dynamic testing is currently applied in civil engineering to very important structures, like dams, suspended or cable-stayed bridges and to structures in seismic-prone areas. Recently, some application to bridge structures was carried out mainly to detect damage. In the paper, other applications are proposed (e.g. in the erection phases). Furthermore, the accuracy of ambient vibration methods and the utility of some global measures of mode shapes correspondence are discussed.

1. INTRODUZIONE

Le prove di vibrazione su strutture reali rappresentano il metodo più affidabile per effettuarne la caratterizzazione dinamica [1]-[2] (tipicamente in termini di parametri modali) nonché per verificare le assunzioni adottate in modelli teorici o numerici [3]. L'utilizzo della sperimentazione dinamica è stato, tuttavia, recepito nel settore civile con notevole ritardo rispetto ad altri campi applicativi quali quello meccanico ed aeronautico. In tali settori, infatti, la complessità dei comportamenti e l'incertezza nella definizione di alcune variabili in gioco nonché esigenze legate al controllo della produzione di serie hanno determinato uno sviluppo progettuale tradizionalmente affiancato sin dalla prima impostazione da analisi sperimentali sia di elementi semplici che di sistemi complessi in configurazione finale. In questi ambiti, la modellazione numerica è sempre stata impostata e

successivamente corretta in base a sperimentazioni, sovente molto estese ed accurate.

La progettazione civile, viceversa, si è sempre fondata su modelli teorici e/o numerici e solo occasionalmente, per le strutture in zona sismica e per opere speciali come dighe, ponti sospesi e strallati è stata accompagnata dalla realizzazione di modelli e da una solida tradizione di sperimentazione dinamica anche in scala reale.

Tale differenza di impostazione risente, probabilmente, del fatto che nell'ingegneria civile, a differenza dei citati settori meccanico ed aeronautico, si opera di fatto su prototipi e per conseguenza l'incidenza economica dell'onere di prova risultava ammortizzabile solo per strutture di grandissima importanza.

D'altro canto, l'attuale incalzante evoluzione dell'elettronica sia nel settore dell'elaborazione dati che in quello della strumentazione di misura ed il concomitante abbattimento dei costi di prova inducono

– per strutture di notevole costo ed importanza quali di norma sono ponti e viadotti – a ritenere non più accettabile che l'impostazione del progetto e della modellazione, della costruzione, del collaudo e della manutenzione non siano sostenute anche da adeguati riscontri sperimentali. Per tali sistemi, i futuri sviluppi sembrano già orientati verso una costruzione dell'opera "assistita dalla sperimentazione" (in particolare di tipo dinamico) come è riconosciuto anche nel progetto di normativa UNI [4] su "Criteri generali per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici su ponti e viadotti" alla cui stesura gli autori hanno contribuito.

Il futuro assetto delle applicazioni di prove rilievi dinamici su ponti e viadotti appare, quindi, quello sinteticamente riassunto nella parte inferiore dello

schema a blocchi di Fig. 1.

Prove di vibrazione in fase di costruzione possono avere molteplici impieghi quali:

1. valutazione dell'importanza di fenomeni d'interazione terreno-struttura [5];
2. verifica della corrispondenza degli elementi portanti verticali alle ipotesi di progetto;
3. controllo dell'evoluzione di particolari schemi statici (si pensi, ad esempio, a ponti a sbalzo posti in opera per avanzamento di conci come quello rappresentato in Fig. 2, [6]);
4. identificazione di eventuali difetti di costruzione;
5. taratura di modelli numerici di progetto.

Oltre la fase di realizzazione dell'opera, una prova in scala reale eseguita contestualmente alle operazioni

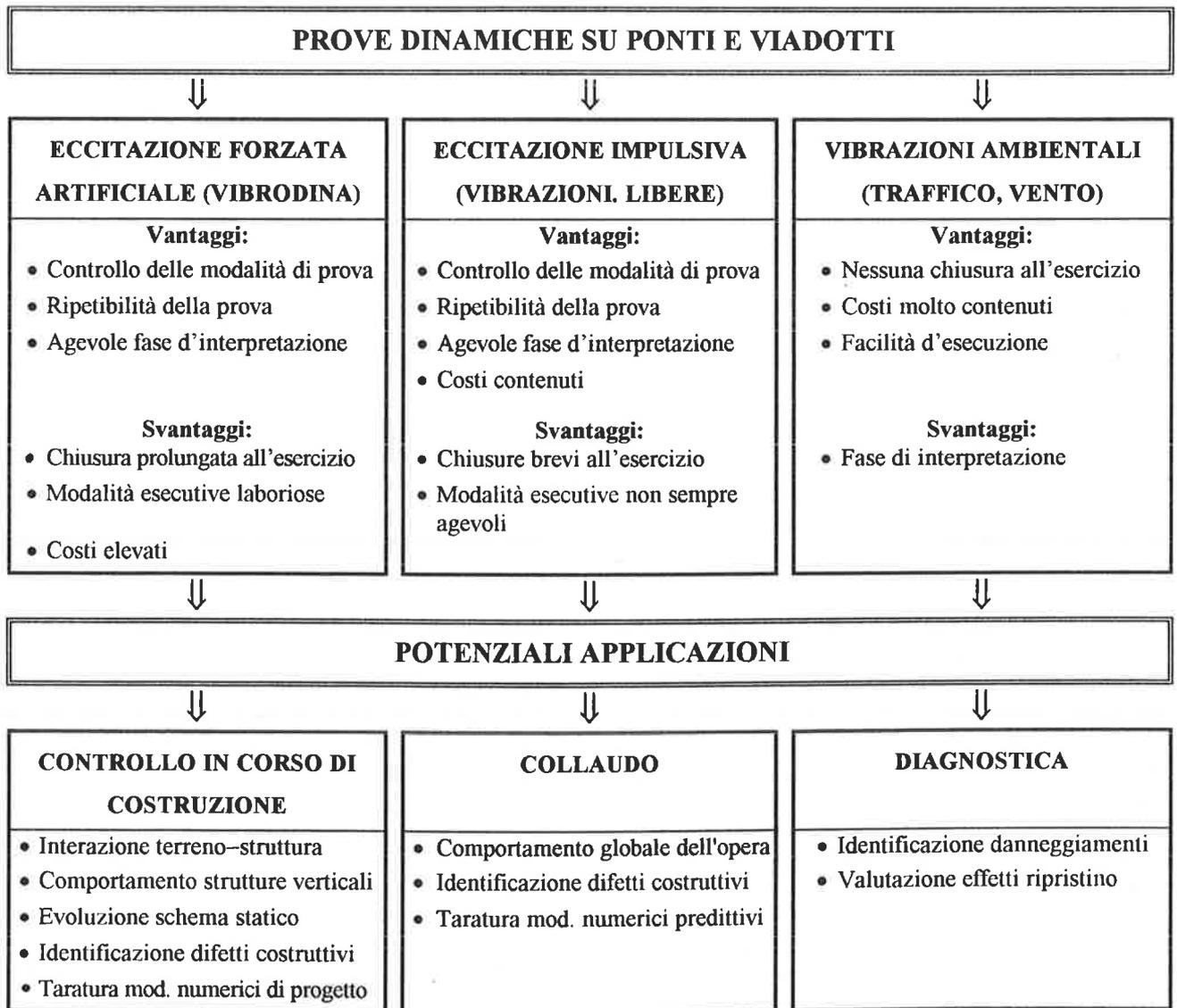


Fig. 1 Classificazione e campi d'applicazione delle prove dinamiche su ponti e viadotti



Fig. 2 Ponte sul lago Omodeo (Oristano)

di collaudo ha la funzione di caratterizzare la struttura all'atto della sua entrata in esercizio. Successivamente, il controllo ad intervalli regolari potrà consentire di valutare lo stato di conservazione dell'opera o identificare eventuali stati di danneggiamento.

In tale quadro generale, un ulteriore motivo di interesse verso l'applicazione di prove di vibrazione a strutture da ponte nasce dalla possibilità di utilizzare, per tali sistemi, il normale traffico viario quale forma di eccitazione.

Nella presente nota, frutto di esperienze maturate nell'analisi modale sperimentale di vari ponti e viadotti, dopo aver sinteticamente richiamato le modalità di prova più comuni (vibrazione forzata artificiale, vibrazione forzata ambientale o da traffico, vibrazione libera) ne vengono discussi i limiti d'applicabilità anche in relazione alle procedure di interpretazione ed identificazione modale disponibili in letteratura. In particolare, viene mostrato con riferimento ad alcune significative strutture che il grado di risoluzione ed accuratezza ottenibile dai dati di vibrazione ambientale in termini di frequenze e forme modali appare del tutto paragonabile a quello ottenuto con altre modalità di prova. Tale circostanza è di notevole rilievo in un'ottica di sorveglianza periodica dei manufatti data la relativa facilità del monitoraggio ambientale che non richiede

alcuna chiusura del sistema indagato.

Viene, inoltre, evidenziato come il quadro di variazione delle forme modali (ottenuto da prove successive sulla struttura analizzata o dal confronto con affidabili modelli teorici di riferimento) possa interpretarsi, attraverso alcuni parametri indice di tipo globale [7]-[8], al fine di ottenere indicazioni sull'ubicazione delle zone interessate da eventuali modifiche strutturali. Informazioni di questo tipo possono risultare essenziali nell'ambito delle normali attività di manutenzione sia in un'ottica di identificazione - a monte - di danneggiamenti strutturali che al fine di valutare - a valle - gli effetti di eventuali interventi di riparazione [9]-[10].

2. INDAGINI DINAMICHE E PROCEDURE INTERPRETATIVE

Le modalità d'indagine dinamica di impiego più ricorrente per le strutture da ponte possono classificarsi, ad esempio, in base al tipo di eccitazione utilizzata come segue:

1. prove con eccitazione forzata artificiale (vibrodina);
2. prove con eccitazione impulsiva (di vibrazione libera);

3. prove con eccitazione fornita da cause ambientali (traffico, vento, ecc.).

Le caratteristiche essenziali in termini di vantaggi e svantaggi e le possibili applicazioni sono illustrate sinteticamente nel grafo di flusso di Fig. 1. Dall'analisi dello schema a blocchi appare, in primo luogo, evidente come le tre differenti modalità di prova possano applicarsi indifferentemente in fase di costruzione, collaudo o durante la vita della struttura, con qualche cautela per il solo utilizzo di eccitazioni ambientali (non sempre in grado di porre in evidenza i comportamenti oggetto d'indagine) in corso di costruzione. Con riferimento agli altri possibili impieghi, considerazioni legate ai tempi di chiusura all'esercizio, alla facilità di realizzazione ed ai costi di prova porterebbero a considerare con grande interesse le prove con forzante ambientale che risultano, ad esempio, ormai sistematicamente impiegate sia in Svizzera [11] che nel Regno Unito [12].

Tuttavia, tra i vantaggi delle prove forzate con vibrodina o di vibrazione libera vanno citati: a) la necessità di acquisire un numero di dati relativamente limitato; b) la disponibilità di molteplici procedure di identificazione che consentono di individuare modelli parametrici corrispondenti alle sequenze registrate.

Le caratteristiche dei metodi d'interpretazione di più comune impiego per ciascun tipo di prova vengono qui di seguito analizzate.

Nel caso delle vibrazioni forzate, una volta determinate in base ai dati sperimentali le funzioni di trasferimento (risposta in frequenza) $\hat{H}_{pq}(f)$ tra le stazioni di misura della risposta $p=1,2,\dots,n_p$ e le postazioni d'eccitazione $q=1,2,\dots,n_q$, i parametri modali della struttura possono venire identificati mediante due classi di procedure (dettagliatamente descritte, ad esempio, in [1]), a secondo del grado di accoppiamento tra i modi di vibrare dell'opera. Nel caso più generale in cui non sia lecito trascurare l'interazione tra i modi, le grandezze modali del sistema vengono determinate (mediante algoritmi iterativi) in modo da rendere minima un'opportuna misura delle discrepanze tra le funzioni di trasferimento rilevate sperimentalmente e le corrispondenti teoriche:

$$H_{pq}(f) = \sum_{j=1}^M \phi_{pj} \phi_{qj} \frac{1}{(f_j^2 - f^2) + 2i\zeta_j f_j f} = \sum_{j=1}^M \frac{A_{pq}^{(j)}}{(f_j^2 - f^2) + 2i\zeta_j f_j f} \quad (1)$$

ove f_j rappresenta la frequenza naturale del j -esimo modo, ζ_j è lo smorzamento modale associato, ϕ_{pj} e ϕ_{qj} sono rispettivamente la p -esima e la q -esima componente del j -esimo autovettore, $A_{pq}^{(j)}$ è il fattore di

partecipazione modale del j -esimo modo ed i è l'unità immaginaria.

Qualora il grado di accoppiamento tra i modi di vibrare dell'opera possa ritenersi trascurabile (il che è segnalato da picchi dominanti piuttosto distanziati nel modulo della risposta in frequenza), la funzione (1) nell'intorno della j -esima frequenza naturale è approssimata con buona accuratezza dal solo contributo del modo corrispondente:

$$H_{pq}(f) \cong \frac{A_{pq}^{(j)}}{(f_j^2 - f^2) + 2i\zeta_j f_j f} \quad (2)$$

In base a tale semplificazione, la funzione di trasferimento viene approssimata nell'intorno di ogni frequenza (picco) modale f_j dalla risposta in frequenza di un opportuno oscillatore semplice (2) e come tale interpretata.

Per quanto riguarda le sequenze registrate in vibrazione libera, anch'esse possono venir descritte mediante un modello modale in cui la risposta (in termini di spostamento, velocità o accelerazione) in un punto qualsiasi è costituita dalla sovrapposizione di M oscillazioni sinusoidali smorzate. In particolare, l'accelerazione $\ddot{x}_p(t)$ nel punto p (dal momento che i dati registrati sono spesso di tipo accelerometrico) può esprimersi come:

$$\ddot{x}_p(t) = \sum_{j=1}^M \ddot{x}_{pj}(t) \quad (3)$$

ove il generico contributo del j -esimo modo $\ddot{x}_{pj}(t)$ è analiticamente un senoide smorzato:

$$\ddot{x}_{pj}(t) = A_{pj} e^{-\zeta_j (2\pi f_{dj}) t} \sin(2\pi f_{dj} t + \theta_{pj}) \quad (4)$$

ove:

$$f_{dj} = f_j \sqrt{1 - \zeta_j^2}$$

è la frequenza naturale smorzata e A_{pj} , θ_{pj} rappresentano ampiezza e fase dell'armonica relativa al j -esimo contributo modale.

Data la particolare forma analitica del modello (3)-(4), i parametri da cui esso dipende possono venire identificati sia mediante tecniche di tipo non iterativo quali il metodo degli esponenziali complessi [1] o il metodo ITD ("Ibrahim Time Domain") [13] sia mediante algoritmi iterativi [1], operanti nel dominio del tempo o in quello delle frequenze, che minimizzano una misura dello scarto tra le misure raccolte nel corso delle indagini e le corrispondenti calcolate.

A differenza dei casi precedenti, i dati di tipo ambientale non consentono la definizione di modelli parametrici del tipo (1)-(2) o (3)-(4) in quanto si tratta di vibrazioni generate da forzanti non note. L'analisi di tali registrazioni viene in genere condotta mediante le tecniche spettrali classiche [14]-[15], basate sulla stima

delle funzioni densità spettrali dirette (autospettri) $S_{pp}(f)$ ed incrociate $S_{pq}(f)$. Si tratta anche in questo caso di tecniche ampiamente consolidate ed affidabili. Inoltre, dal punto di vista operativo, la valutazione dei parametri modali risulta piuttosto semplice. Infatti, la stima delle frequenze naturali è guidata dall'individuazione dei picchi degli autospettri, in considerazione del fatto che per un sistema lineare dotato di basso smorzamento sottoposto ad eccitazione casuale, l'autospettro della risposta in un punto qualsiasi presenta dei massimi relativi sia in corrispondenza delle frequenze proprie della struttura sia in corrispondenza delle frequenze dominanti dell'eccitazione. E', inoltre, possibile distinguere le frequenze proprie della struttura in base alla fase degli spettri incrociati che deve risultare pari a 0 o π , dal momento che due punti di un sistema oscillante secondo un modo proprio risultano in fase o in opposizione di fase.

Una volta stimate le frequenze naturali, il valore delle forme modali in corrispondenza della p -esima stazione di misura e della j -esima frequenza modale è determinato tramite la:

$$\phi_{pj} = \sqrt{S_{pp}(f_j)} \quad (5)$$

e quindi normalizzato rispetto al valore massimo modale ovvero a quello di una stazione assunta come riferimento.

Nonostante l'apparente semplicità, le prove ambientali necessitano di qualche precauzione (come segnalato in Fig. 2) nella fase di acquisizione ed analisi dei segnali in quanto l'accuratezza dei parametri modali identificati dipende in larga misura dalla stima di autospettri e spettri incrociati, a sua volta influenzata dalla dimensione temporale dei segnali registrati.

Il calcolo di $S_{pp}(f)$ e $S_{pq}(f)$ è di solito effettuato mediante il metodo del periodogramma [14]-[16], preferito ad altre procedure per la maggiore efficienza computazionale. In tale approccio, dopo aver suddiviso ogni segnale registrato $x_p(t)$ in N_d sequenze temporali $x_p^{(k)}(t)$ ($k=1, 2, \dots, N_d$) ciascuna costituita da N campioni ed aver calcolato la Trasformata di Fourier discreta $X_p^{(k)}(f)$ di ogni sequenza, $S_{pp}(f)$ ed $S_{pq}(f)$ vengono calcolati mediante le relazioni seguenti:

$$S_{pp}(f) = \frac{1}{N N_d \Delta t} \sum_{k=1}^{N_d} [X_p^{(k)}(f)]^* X_p^{(k)}(f) \quad (6a)$$

$$S_{pq}(f) = \frac{1}{N N_d \Delta t} \sum_{k=1}^{N_d} [X_q^{(k)}(f)]^* X_p^{(k)}(f) \quad (6b)$$

ove con * è indicato il complesso coniugato.

L'errore percentuale commesso nell'utilizzo delle (6a)-(6b) risulta pari [14] a $1/\sqrt{N_d}$. Ciò vuol dire, ad esempio, che per ottenere delle stime spettrali con errore inferiore al 10% occorre disporre di un segnale

di lunghezza tale da poter essere suddiviso in $N_d=100$ sequenze temporali; nell'ipotesi di operare con $\Delta t=0.01$ s. risoluzione in frequenza di circa 0.025 Hz e nessuna sovrapposizione nella definizione delle sequenze temporali, sarà quindi necessaria un'acquisizione di oltre 68 minuti.

3. ACCURATEZZA DEI RILIEVI AMBIENTALI

Come posto in evidenza nel punto precedente, il raggiungimento di risultati affidabili nell'applicazione di rilievi ambientali richiede sessioni di acquisizione dati relativamente prolungate. Al di là di questa esigenza che ha un ben preciso fondamento teorico, appaiono non giustificati limiti relativi al basso numero di modi principali rilevabili, alla scarsa accuratezza o alla presenza di rapporti segnale/rumore così sfavorevoli da compromettere l'esito delle analisi.

Al fine di esemplificare quanto detto, al di là dei numerosi casi presenti in letteratura, si farà nel seguito riferimento a due viadotti italiani, tra loro assai differenti e di recente sottoposti a prove dinamiche con forzante rappresentata dal traffico.

La prima struttura considerata è l'impalcato a trave continua, illustrato in Fig. 3, facente parte dell'Autocamionale della Cisa. Tale viadotto, realizzato in c.a.p., consta di 23 campate con tratti terminali in leggera curva ed è sostanzialmente simmetrico rispetto alla campata centrale (n.12). Le due campate estreme hanno dimensione di 28.00 m mentre le rimanenti 21 sono lunghe 35.80 m. Tale struttura è stata, poco prima della sua apertura, sottoposta a rilievi dinamici sotto "traffico simulato" mediante il transito ripetuto (fino ad ottenere la lunghezza desiderata del segnali registrati) di un autocarro da 300 kN. La risposta strutturale è stata rilevata mediante accelerometri posti alle estremità opposte delle sezioni trasversali, in mezzeria ed ai quarti di ogni campata; informazioni sui modi flessionali e torsionali vengono, in questo caso, ottenute operando rispettivamente sulla somma e sulla differenza dei segnali registrati in corrispondenza di ogni sezione trasversale strumentata.

I segnali registrati sono stati elaborati mediante il metodo del periodogramma modificato [16] con una risoluzione in frequenza pari a 0.012 Hz ed un numero di medie $N_d=100$; oltre al calcolo degli spettri, sono state determinate le funzioni di coerenza [14]:

$$\gamma_{pq}^2(f) = \frac{|S_{pq}(f)|^2}{S_{pp}(f) S_{qq}(f)} \quad (7)$$

in modo da valutare la qualità delle registrazioni (in relazione alla presenza di rumore); la coerenza, infatti, può assumere valori compresi tra 0 ed 1 e rappresenta, alla

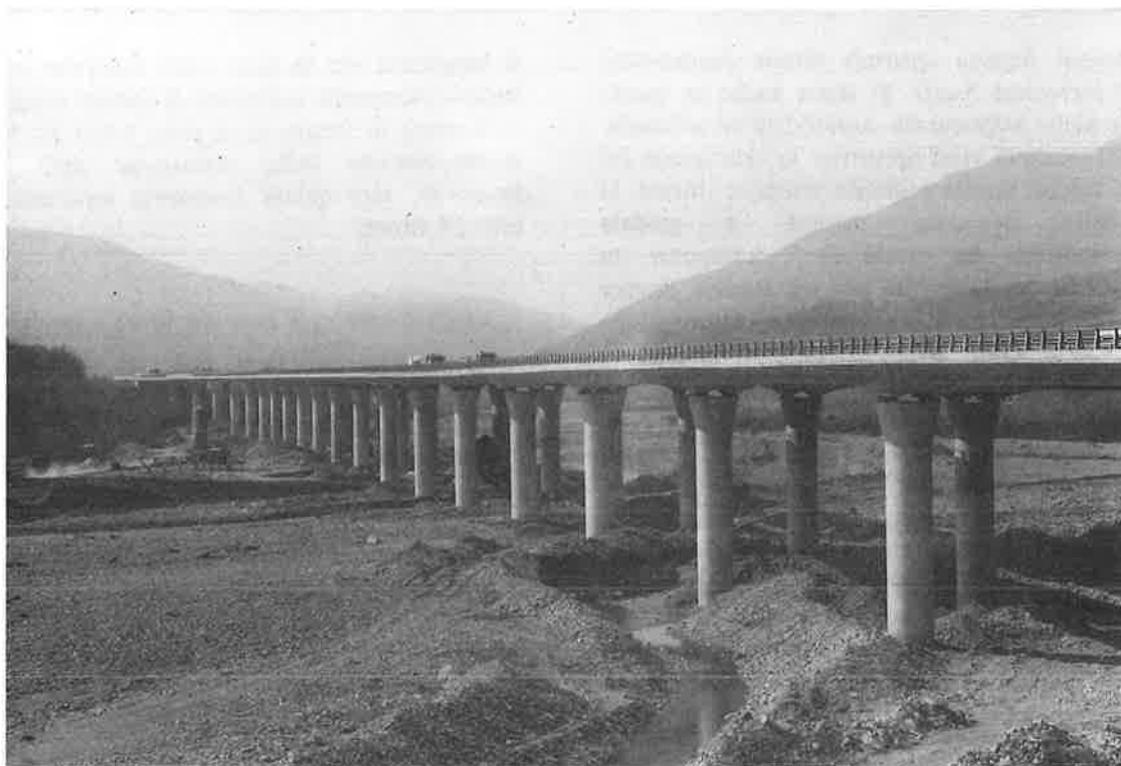


Fig. 3 Viadotto Taro I (Autocamionale della Cisa)

generica frequenza, una misura della correlazione esistente tra le ampiezze spettrali di due segnali a tale frequenza. In particolare, in presenza di bassi livelli di rumore, tale funzione dovrebbe assumere valore circa unitario in corrispondenza delle frequenze naturali del sistema.

Premesso che la fase di identificazione dei segnali registrati è appena iniziata, alcuni significativi risultati sono illustrati in Fig. 5 relativamente alla campata centrale del viadotto.

In particolare, con riferimento ai soli modi flessionali ed all'intervallo di frequenza 0–5 Hz, sono riportati:

- a) in Fig. 4a, gli autospettri normalizzati e la funzione di coerenza relativa alle sezioni di misura in mezzeria e ad $1/4$ della luce;
- b) in Fig. 4b, gli autospettri normalizzati e la funzione di coerenza relativa alle sezioni di misura in mezzeria e ad $3/4$ della luce;
- c) le fasi relative (fasi degli spettri incrociati) tra i segnali registrati nelle sezioni ad $1/4$ della luce e mezzeria (Fig. 4c) e nelle sezioni di mezzeria ed a $3/4$ della luce (Fig. 4d).

L'ispezione di tali diagrammi conduce alle osservazioni seguenti:

1. nell'intervallo di frequenza 1.5–4.0 Hz sono rilevabili in tutte e tre le sezioni di misura ben 11 picchi spettrali, la maggior parte dei quali assai ben

definiti (cfr. Fig. 4a-b);

2. la posizione di tali picchi spettrali è perfettamente coincidente per tutte e tre le posizioni di misura (cfr. Fig. 4a-b). Si osservano, inoltre, valori di fase relativa all'incirca pari a 0 (cfr. Fig. 4c-d) nonché valori di coerenza appena inferiori all'unità (cfr. Fig. 4a-b);
3. gli autospettri dei segnali rilevati nelle sezioni ai quarti sono molto simili, come in linea teorica deve accadere per le posizioni simmetriche rispetto alla mezzeria nelle deformate modali in cui le tre sezioni oscillano in fase.

In base alle precedenti osservazioni, puramente qualitative e riferite ad un intervallo di frequenza assai ristretto, appare palese che l'analisi non è inficiata né da problemi di rumore ambientale (dati gli elevati valori della coerenza e la consistenza di posizione dei picchi spettrali) né da carenze nel numero dei modi rilevati (essendo, peraltro, l'analisi presentata riferita ad una sola campata, ad un ambito di frequenza parziale ed ai soli modi flessionali).

Ancora più significativo, soprattutto dal punto di vista della valutazione del grado di accuratezza ottenibile in prove ambientali, è il secondo esempio a cui si farà riferimento in quanto durante le prove sono state effettuate misure della risposta dinamica sia sotto traffico viario che a seguito di vibrazioni libere.

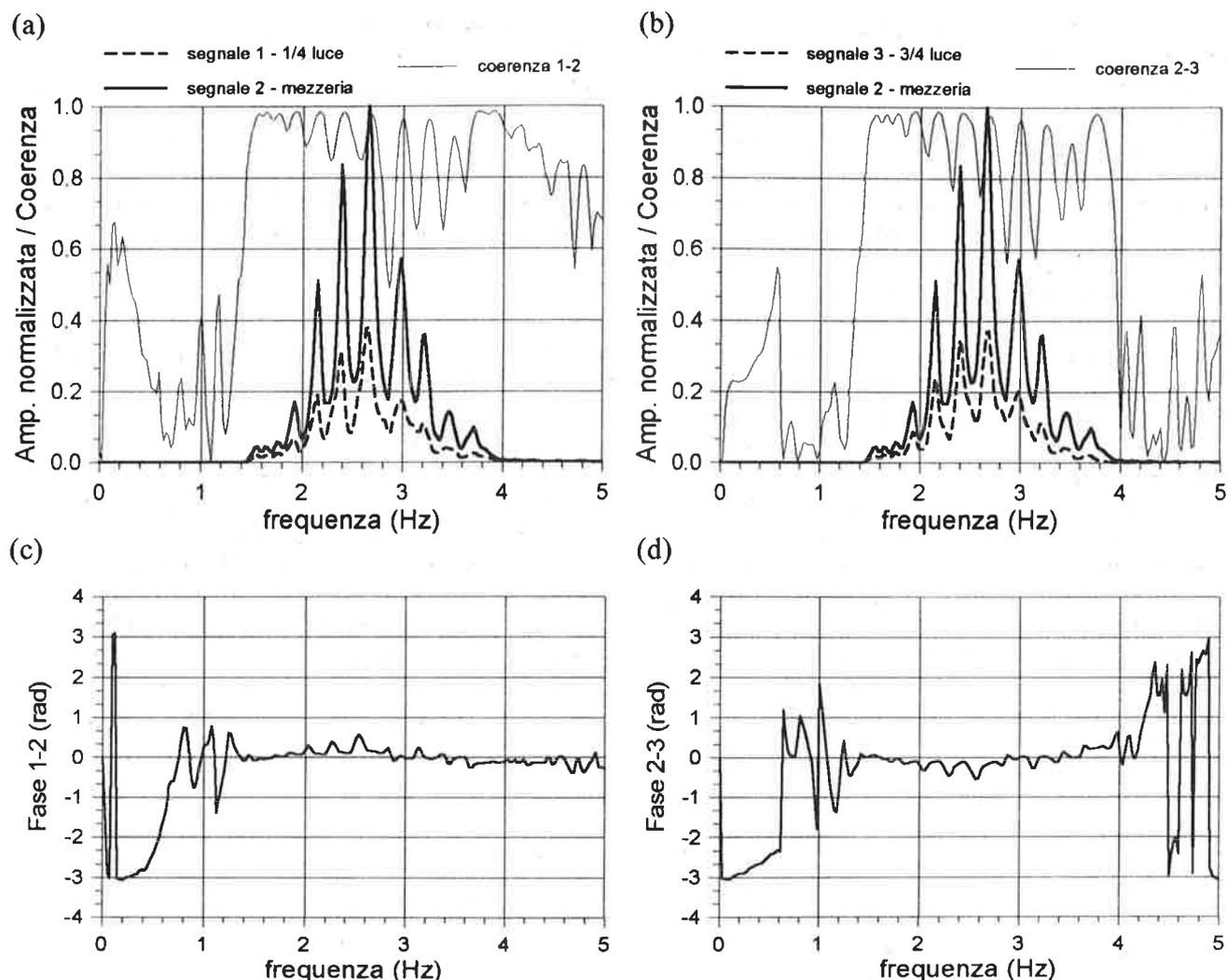


Fig. 4 Elaborazione dei segnali registrati sulla campata n. 12 del viadotto Taro I:

- Autospettri normalizzati e coerenze relative alle sezioni 1 (1/4 della luce) e 2 (mezzeria);
- Autospettri normalizzati e coerenze relative alle sezioni 2 (mezzeria) e 3 (3/4 della luce);
- Fasi relative tra i segnali registrati nelle sezioni 1 (1/4 della luce) e 2 (mezzeria);
- Fasi relative tra i segnali registrati nelle sezioni 2 (mezzeria) e 3 (3/4 della luce).

La struttura analizzata, illustrata in Fig. 5 è uno dei sistemi strallati facenti parte del viadotto sul Polcevera in Genova [17], progettato negli anni '60 da R. Morandi. Le campate sospese del viadotto risultano, com'è noto, caratterizzate dall'adozione di stralli rigidi in c.a.p. Tale sistema di sospensione è stato realizzato in fasi successive: ad impalcato terminato, infatti, gli stralli erano costituiti da cavi convenzionali in acciaio intorno ai quali è stata successivamente posta in opera una guaina in calcestruzzo precompressa mediante cavi secondari paralleli a quelli già in esercizio. Infine, i tiranti interni e la guaina in c.a.p. sono stati resi collaboranti nei confronti dei carichi accidentali.

All'inizio degli anni '90, prove non distruttive

eseguite nell'ambito delle normali attività di controllo e manutenzione mostrarono per gli stralli del sistema bilanciato n. 11 uno stato di danneggiamento caratterizzato da soluzioni di continuità localizzate in prossimità dell'attacco con l'antenna nonché da un elevato livello di ossidazione dei cavi interni. I suddetti riscontri hanno determinato l'esecuzione di un complesso intervento di consolidamento; il ripristino strutturale, descritto nel dettaglio in [18], è stato ispirato dall'idea di effettuare il trasferimento dell'azione di sospensione dagli stralli esistenti ad un sistema esterno costituito da tiranti convenzionali in acciaio senza demolire e lasciando il più possibile invariato il sistema originario. Il recupero è, quindi,

avvenuto disponendo parallelamente alle facce verticali degli stralli esistenti un sistema di cavi principali in acciaio tenuti in posizione da apposite guide disposte ad interasse costante.

Lo studio sperimentale [10] è stato effettuato prima e dopo l'intervento di riparazione. L'ubicazione e l'orientamento degli accelerometri utilizzati sono riportati in Fig. 5; tale disposizione degli strumenti ha consentito di indagare il comportamento verticale della struttura. Il monitoraggio ha avuto luogo in sessioni successive interessando uno strallo per volta così da ingombrare in modo limitato le carreggiate e garantire un adeguato margine di sicurezza al personale coinvolto nelle operazioni di controllo.

Come accennato in precedenza, sono state effettuate registrazioni sia in condizioni di vibrazione libera che sotto l'azione forzante del traffico viario; l'identificazione dei parametri modali è stata condotta per i dati ambientali in base alle medesime tecniche utilizzate nell'analisi precedente, laddove per le oscillazioni libere è stata usata una procedura iterativa operante nel dominio del tempo [10].

I risultati ottenuti dai due tipi di analisi sono riassunti in Tab. 1, per ciò che riguarda i modi V^+ (che

coinvolgono moto in fase degli stralli e vibrazioni flessionali dell'impalcato) della struttura ad intervento ultimato. Come si può osservare, i valori riportati in Tab. 1 mostrano un ottimo accordo tra i valori delle frequenze modali ottenuti dall'analisi delle vibrazioni libere ed ambientali; la massima differenza è, infatti, inferiore all'unità percentuale. Una corrispondenza analoga è ottenuta per le forme modali, seppur con scarti superiori.

4. UTILIZZO DEL MONITORAGGIO DINAMICO CON FINI DIAGNOSTICI

Alla luce di quanto sin qui osservato, si può affermare che le prove di vibrazione sotto traffico viario rappresentano uno strumento assai valido soprattutto in un'ottica di sorveglianza e controllo di ponti e viadotti. Non appare tuttavia del tutto definita la strategia d'interpretazione dei risultati di più prove successive.

Una prima osservazione a tal riguardo è relativa ai parametri modali da utilizzare. E', infatti, noto che le frequenze naturali sono le grandezze di più immediata ed accurata valutazione seppur rappresentative del

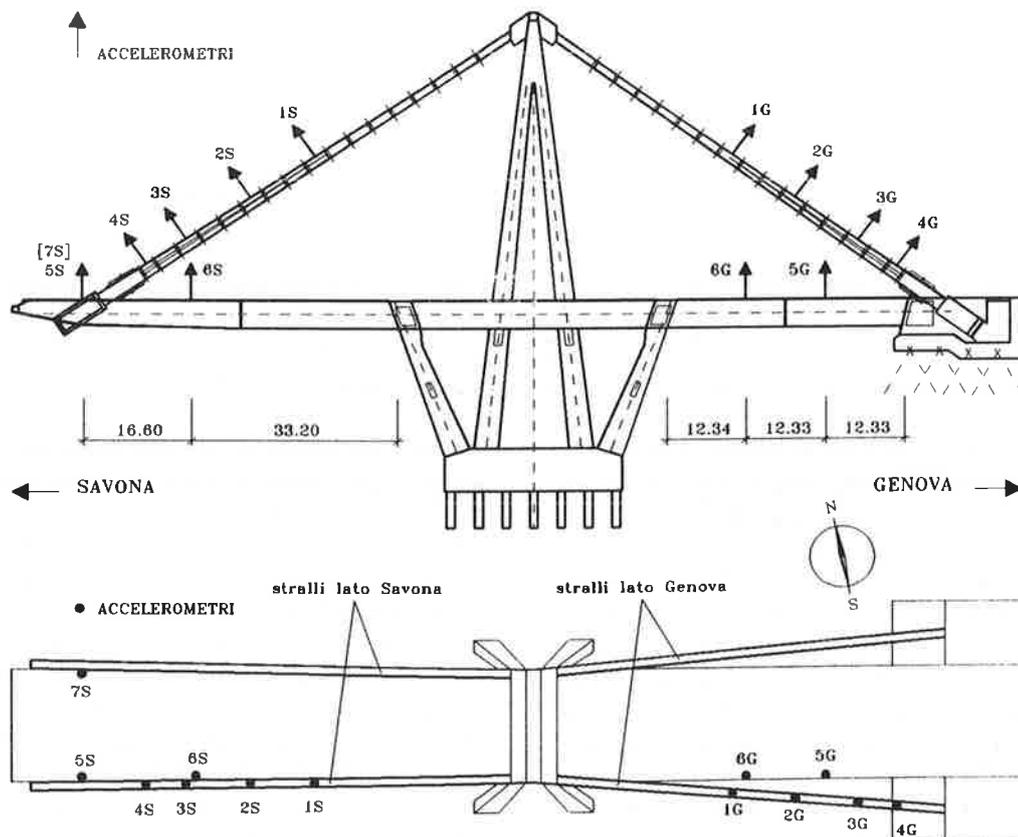


Fig. 5 Sistema bilanciato n. 11 del viadotto Polcevera: disposizione ed orientazione dei sensori di misura

| Tipo di Prova | Modo | Lato | f (Hz) | Ampiezza Modale | | | |
|---------------|------|------|--------|-----------------|-------|-------|-------|
| | | | | 1S | 2S | 3S | 4S |
| VL | V1+ | Sv | 0.843 | 1.000 | 0.862 | 0.432 | 0.125 |
| VT | | | 0.841 | 1.000 | 0.877 | 0.447 | 0.126 |
| VL | V3+ | Sv | 1.421 | 0.745 | 1.000 | 0.896 | 0.704 |
| VT | | | 1.401 | 0.727 | 1.000 | 0.838 | 0.670 |
| VL | V4+ | Sv | 2.054 | 0.450 | 0.715 | 1.000 | 0.527 |
| VT | | | 2.056 | 0.448 | 0.721 | 1.000 | 0.510 |
| VL | V6+ | Sv | 3.295 | 0.656 | 0.640 | 0.914 | 1.000 |
| VT | | | 3.217 | 0.686 | 0.688 | 0.909 | 1.000 |
| VL | V8+ | Sv | 5.035 | 0.828 | 0.738 | 0.172 | 1.000 |
| VT | | | 4.982 | 0.829 | 0.793 | – | 1.000 |
| VL | V9+ | Sv | 9.248 | 0.942 | 0.916 | 1.000 | 0.254 |
| VT | | | 9.278 | 0.949 | 0.913 | 1.000 | – |

| Tipo di Prova | Modo | Lato | f (Hz) | Ampiezza Modale | | | |
|---------------|------|------|--------|-----------------|-------|-------|-------|
| | | | | 1G | 2G | 3G | 4G |
| VL | V2+ | Ge | 0.908 | 1.000 | 0.985 | 0.513 | 0.202 |
| VT | | | 0.908 | 1.000 | 0.982 | 0.515 | 0.253 |
| VL | V3+ | Ge | 1.421 | 1.000 | 0.966 | 0.513 | 0.202 |
| VT | | | 1.401 | 1.000 | 0.918 | 0.476 | 0.149 |
| VL | V5+ | Ge | 2.181 | 0.420 | 0.675 | 1.000 | 0.525 |
| VT | | | 2.164 | 0.284 | 0.716 | 1.000 | 0.576 |
| VL | V7+ | Ge | 3.413 | 0.516 | 0.692 | 0.891 | 1.000 |
| VT | | | 3.402 | 0.575 | 0.720 | 0.934 | 1.000 |
| VL | V8+ | Ge | 5.035 | 0.758 | 0.579 | 0.104 | 1.000 |
| VT | | | 4.982 | 0.887 | 0.616 | – | 1.000 |
| VL | V10+ | Ge | 9.706 | 0.712 | 0.856 | 1.000 | 0.070 |
| VT | | | 9.702 | 0.716 | 0.864 | 1.000 | – |

Tabella 1 Confronto tra i parametri modali ottenuti da prove di vibrazione libera (VL) e di vibrazione da traffico (VT) nell'analisi del sistema bilanciato n. 11 del viadotto Polcevera dopo in configurazione riparata

comportamento globale dell'opera; le forme modali sono, viceversa, grandezze legate al comportamento locale e quindi in principio più adatte alla valutazione di danneggiamenti localizzati. Naturalmente, può esser arduo interpretare il panorama di variazione delle forme modali derivanti dai risultati di due prove successive. Una proposta interessante in tal senso appare quella contenuta in [9], ove il confronto tra due serie di forme modali è effettuato utilizzando i seguenti criteri globali:

a) "Modal Assurance Criterion" (MAC) [7]:

$$MAC(\hat{\phi}_k, \hat{\phi}_j) = \frac{(\hat{\phi}_k^T \hat{\phi}_j)^2}{(\hat{\phi}_k^T \hat{\phi}_k)(\hat{\phi}_j^T \hat{\phi}_j)} \quad (8)$$

rappresenta una misura della corrispondenza tra i due vettori $\hat{\phi}_k$ e $\hat{\phi}_j$; valori di MAC prossimi ad 1 indicano una perfetta corrispondenza laddove valori prossimi a 0 sono indicativi di vettori non correlati.

b) "Coordinate Modal Assurance Criterion" (COMAC),

[8]. In base a tale approccio, i modi corrispondenti di due serie differenti ($\hat{\phi}$) e ($\hat{\psi}$) sono confrontati in corrispondenza di una ben definita posizione p attraverso il seguente indice:

$$COMAC(p) = \frac{(\sum_{k=1}^{n_p} \hat{\phi}_{pk} \hat{\psi}_{pk})^2}{\sum_{k=1}^{n_p} (\hat{\phi}_{pk})^2 \sum_{k=1}^{n_p} (\hat{\psi}_{pk})^2} \quad (9)$$

ove $\hat{\phi}_{pk}$ e $\hat{\psi}_{pk}$ sono rispettivamente le componenti p -esime dei vettori $\hat{\phi}_k$ e $\hat{\psi}_k$ rispettivamente. Si tratta di una misura della correlazione tra tutti gli spostamenti nel punto p relativi a modi corrispondenti; valori di $COMAC(p)$ prossimi ad 1 implicano una sostanziale invarianza delle forme modali in p .

L'applicazione degli indici globali suddetti alle forme modali ottenute nelle prove sul sistema bilanciato n. 11 del Polcevera prima e dopo il consolidamento

hanno fornito, nonostante l'esiguo numero di punti di misura, risultati interessanti soprattutto per ciò che concerne il *COMAC*, i cui valori sono sempre stati superiori a 0.80 ma in progressiva diminuzione lungo gli stralli all'avvicinarsi verso le stazioni di misura poste in prossimità del collegamento con l'impalcato, ovvero proprio verso le zone maggiormente interessate dalle modifiche di configurazione strutturale [18] indotte dall'intervento.

L'indice discusso (*COMAC*) è, inoltre, specificamente riferito al generico punto della struttura ed appare quindi (in base ai risultati contenuti in [9] ed a quelli precedenti) una grandezza particolarmente idonea a evidenziare ed individuare eventuali dissesti locali. Naturalmente, altre conferme sperimentali sono opportune prima di un impiego sistematico sul campo.

5. CONCLUSIONI

Quanto brevemente esposto nel lavoro potrà segnare i futuri orientamenti nella progettazione, costruzione e manutenzione dei ponti. A parere degli autori, la fase di calcolo della struttura non può rimanere un fatto isolato, connesso solamente alla fase di progettazione, ma deve essere corredata da aggiornamenti della modellazione strutturale – su base sperimentale dinamica – nella fasi di costruzione, collaudo e manutenzione.

In particolare, un insostituibile complemento alla conoscenza dell'opera potrà derivare dalle analisi in fase transitoria. E', infatti, noto che taluni stati di degrado sono difficilmente diagnosticabili non conoscendo le reali sequenze costruttive.

Va, infine, posto l'accento sulle potenzialità e sull'affidabilità dei rilievi da traffico, particolarmente adatti sia alla fase di collaudo che al controllo periodico. L'impiego di tali metodi in concomitanza con la valutazione di indici globali (*COMAC*) rappresentativi delle variazioni subite dalle deformate modali nel generico punto appare in grado di garantire un'efficiente diagnostica sullo stato di conservazione delle opere.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] D.J. EWINS (1986). "Modal Testing: Theory and Practice", Research Study Press.
- [2] K.G. MCONNELL (1995). "Vibration Testing: Theory and Practice", Wiley.
- [3] M.I. FRISWELL, J.E. MOTTERSHEAD (1995). "Finite element model updating in structural dynamics", Kluwer Academic Publishers.
- [4] UNI (1997). Progetto di normativa: "Criteri generali per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici su ponti e viadotti", documento provvisorio.
- [5] J.R. CASAS (1996). "Dynamic testing of the Odiel Bridge in Huelva (Spain) to check structural performance", *Proc. Eurodyn '96*, 801-808.
- [6] R. CAPRA, F. MARTINEZ Y CABRERA, E. POZZO (1993). "Il ponte sul lago Omodeo a Tadasuni (Oristano)", *Atti Giornate AICAP '93*, 93-102.
- [7] R.J. ALLEMANG AND D.L. BROWN (1983). "Correlation coefficient for modal vector analysis", *Proc. 1st Int. Conf. Modal Anal.*, 110-116.
- [8] N.A.J. LIEVEN, D.J. EWINS (1988). "Spatial correlation of mode shapes, the coordinate modal assurance criterion (COMAC)", *Proc. 6th Int. Conf. Modal Anal.*, 690-695.
- [9] O.S. SALAWU, C. WILLIAMS (1995). "Bridge assessment using forced-vibration testing", *J. struct. eng. ASCE* **121**, 161-173.
- [10] F. MARTINEZ Y CABRERA, C. GENTILE, M. DONFERRI-MITELLI, F. RAPINO (1995). "Verifica teorico--sperimentale dell'intervento di manutenzione straordinaria degli stralli del viadotto Polcevera", *Autostrade* **4/95**, 61-79.
- [11] A.J. FELBER, R. CANTIENI (1996). "Advances in ambient vibration testing: Ganter Bridge, Switzerland", *Struct. eng. int.*, **6**, 187-190.
- [12] G.P. ROBERTS, W.S. ATKINS (1995). "Recent advances in long span bridge dynamic monitoring" *Proc. 6th Int. Conf. on Struct. Faults and Repair*, 61-66.
- [13] S.R. IBRAHIM, E.C. MICULCIK (1977). "A method for the direct identification of vibration parameters from the free response", *Shock & Vibr. Bull.* **47/4**, 183-198.
- [14] J.S. BENDAT, A.G. PIERSOL (1993). "Engineering applications of correlation and spectral analysis", 2nd Ed., Wiley Interscience.
- [15] D.E. NEWLAND (1984). "Random vibrations and spectral analysis", Longman Scientific & Technical.
- [16] P.D. WELCH (1967). "The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a method based on time averaging over short modified periodograms", *IEEE Trans. Audio Electroacoust.* **15**, 70-73.
- [17] R. MORANDI (1967). "Il viadotto sul Polcevera per l'autostrada Genova--Savona", *L'industria Italiana del Cemento* **37**, 849-872.
- [18] F. MARTINEZ Y CABRERA, G. CAMOMILLA, A. MARIONI, F. PISANI (1993). "Il risanamento degli stralli del viadotto Polcevera", *Atti Giornate AICAP '93*, 581-590.

STUDIO TEORICO SPERIMENTALE PER L'IDENTIFICAZIONE DELLO STATO FESSURATIVO IN UNA TRAVE DI CEMENTO ARMATO

Maria Nilde CERRI

Università degli Studi di Ancona
ANCONA

Roberto GIACCHETTI

Università degli Studi di Ancona
ANCONA

Fabrizio VESTRONI

Università degli Studi di Roma "La Sapienza"
ROMA

SOMMARIO

Nel presente lavoro viene affrontato il problema dell'identificazione del danno in travi di cemento armato interessate da una progressiva fessurazione utilizzando un modello interpretativo nel quale il danno viene rappresentato da un abbattimento medio di rigidezza per la zona interessata dalla fessurazione. Il danneggiamento viene identificato confrontando la risposta dinamica della trave nella condizione integra e danneggiata. Si espone una procedura per la stima ottimale dei parametri che descrivono il danno basata sulla conoscenza delle sole frequenze, evidenziando le caratteristiche di unicità della soluzione del problema inverso. Le tecniche proposte vengono applicate utilizzando dati sperimentali ottenuti dalle oscillazioni libere di travi in cemento armato in presenza di un danneggiamento progressivo.

SUMMARY

This paper concerns the problem of the damage identification in r.c. girders subject to progressive cracking. The study is based upon a model where damage is described by the average decrease of stiffness in the cracked zone. Damage is identified by comparing the dynamic responses of the beam before and after the cracking. A procedure for the optimum estimate of the damage parameters, based only upon the modal frequencies, is presented and the uniqueness of the solution of the inverse problem is demonstrated. The identification process proposed in the paper is applied to experimental data obtained by exciting r.c. beams after subsequent stages of damage.

1. INTRODUZIONE

L'impiego delle tecniche di identificazione strutturale, basate su misure della risposta dinamica, per la valutazione del danno è stato in questi ultimi anni oggetto di numerosi studi [1-16]. Tuttavia la possibilità di correlare lo stato di degrado di una struttura alle grandezze che ne caratterizzano la risposta dinamica non è un problema che può essere ancora considerato completamente risolto. In generale il danneggiamento può essere determinato risolvendo due problemi di identificazione successivi: nel primo

vengono determinate le caratteristiche del modello nella condizione integra e nel secondo vengono determinati i parametri che definiscono il modello nella condizione con danno. Aspetti critici della procedura sono costituiti dal tipo e quantità di grandezze misurate, dal modello interpretativo utilizzato nelle procedure di identificazione, dall'affidabilità delle procedure numeriche, dalla presenza di errori sperimentali e di modellazione.

Nel presente lavoro le tecniche di identificazione di una fessura o di un intaglio [13] sono estese alla valutazione del danno in travi di cemento armato

considerando che la fessurazione interessi un tratto della trave di lunghezza finita. Il danno viene definito attraverso tre parametri: *posizione*, *estensione* ed *entità*, correlando la rigidezza flessionale ridotta del tratto danneggiato alla rigidezza media del tratto fessurato. Si sviluppa dapprima il problema diretto della dinamica libera di travi con un tratto danneggiato, ricavando l'equazione caratteristica che ne regola le vibrazioni flessionali [16]. Vengono successivamente introdotte due procedure per la soluzione del problema inverso di identificazione del danno, basate su misure di frequenze. Infine, le procedure proposte vengono applicate utilizzando le frequenze sperimentali ottenute da analisi dinamiche di travi in cemento armato sottoposte ad un progressivo danneggiamento.

2. METODOLOGIA

2.1 Modello di trave con danno

Il danneggiamento in travi di cemento armato può manifestarsi con l'apertura di più fessure in una ristretta zona della trave, così da individuare un tratto danneggiato di caratteristiche meccaniche diverse da quelle delle restanti parti integre. Viene introdotto un *modello di trave con tratto danneggiato* caratterizzato da più elementi con caratteristiche meccaniche medie, rappresentativo dello stato danneggiato (Fig. 1).

I parametri adimensionali che vengono presi in considerazione per il tratto danneggiato sono: il *coefficiente di danneggiamento* β , la *posizione dell'asse del tratto danneggiato* x e la *lunghezza* b :

$$\beta = \left(\frac{EI^U - EI^D}{EI^U} \right), \quad x = \frac{X}{(L/2)}, \quad b = \frac{L_D}{L}$$

dove EI^U e EI^D sono rispettivamente la rigidezza del tratto integro e danneggiato.

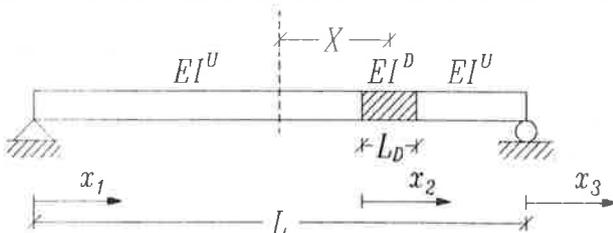


Figura 1 - Modello di trave con tratto danneggiato

Il modello prevede che i singoli tratti di trave abbiano caratteristiche costanti e che per ciascun tratto

sia valida l'equazione che regola il moto delle vibrazioni flessionali di una trave uniforme:

$$(EI)_i \frac{\partial^4 v}{\partial x^4} - \rho A \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = 0 \quad (1)$$

L'eq. 1 relativa a ciascun tratto può essere risolta attraverso il metodo di separazione delle variabili:

$$v(x,t) = V(x) \cos(\omega t - \alpha) \quad (2)$$

ottenendo per ciascun tratto la seguente equazione:

$$\frac{d^4 V_i}{dx^4} - \lambda_i^4 V_i = 0 \quad (3)$$

$$\text{con } \lambda_i^4 = \frac{\rho A}{(EI)_i} \omega^2$$

La soluzione generale dell'eq. 3 per il singolo tratto costituente la trave originaria è la seguente:

$$V_i = B_{i1} \sin \lambda_i x + B_{i2} \cos \lambda_i x + B_{i3} \sinh \lambda_i x + B_{i4} \cosh \lambda_i x \quad (4)$$

Considerando le condizioni di continuità per i tre tratti di trave, nonché le condizioni al contorno, la (4) permette di ottenere un sistema omogeneo di dodici equazioni lineari nelle incognite B_{ij} con $i=1,2,3$ e $j=1,2,3,4$:

$$[C] \{B\} = \{0\} \quad (5)$$

La condizione di determinante nullo:

$$\det [C] = 0 \quad (6)$$

conduce all'equazione caratteristica che regola il problema delle oscillazioni libere della trave [16]:

$$g(\lambda, x, b, \beta) = 0 \quad (7)$$

Note le caratteristiche geometriche e meccaniche della trave ed i parametri che definiscono il danno, l'eq. 7 consente di ottenere le frequenze di oscillazione.

2.2 Danneggiamento in travi in cemento armato

Nelle travi in cemento armato, sottoposte a carichi crescenti, si sviluppa una fessurazione progressiva nelle sezioni in cui la trazione supera la resistenza del conglomerato. La fessurazione dovuta alla flessione può non modificare la resistenza ultima della trave, ma viene assunta come un aspetto dello stato di danneggiamento poiché il fenomeno fessurativo rappresenta comunque una variazione irreversibile di

stato che ne modifica il comportamento statico e dinamico.

La fessurazione nel cemento armato è un fenomeno che presenta una certa zona di diffusione e quindi modifica le caratteristiche della trave non solamente nella sezione fessurata ma anche nella zona circostante la fessura; essa dipende da molteplici fattori, quali l'aderenza acciaio-conglomerato, l'ingranamento degli inerti, la resistenza a trazione del conglomerato. Il processo fessurativo inizia quando in una sezione si raggiunge il momento M_f di prima fessurazione e procede con l'aumento della sollecitazione sino alla crisi dell'elemento. La rigidità della porzione di trave interessata dalla fessurazione avrà quindi un valore EI_m di difficile valutazione teorica, ma certamente compreso tra quello caratteristico della fase non fessurata EI_0 e quello della fase fessurata EI_f .

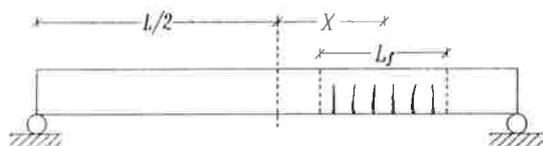


Figura 2 - Quadro fessurativo in una trave in c.a.

I parametri che caratterizzano il modello di trave con tratto danneggiato possono essere correlati al danneggiamento per fessurazione (Fig. 2) che interessa la trave in cemento armato definendo b e β attraverso le seguenti relazioni:

$$b = \frac{L_f}{L}, \quad \beta = \frac{EI_0 - EI_m}{EI_0}$$

2.3 Identificazione di un tratto danneggiato

Quando l'estensione del tratto danneggiato risulta piccola, un modello rappresentativo è quello che introduce un danno localizzato attraverso una molla rotazionale [13]. Per tale modello la posizione x e la rigidità k della molla sono i due parametri indipendenti che governano la risposta dinamica. In generale, quindi due frequenze sono sufficienti a definire il danno. In questa condizione i tre parametri che definiscono il danno non sono completamente indipendenti e quindi non è possibile determinare separatamente b e β , a prescindere dal numero di frequenze disponibili.

Nel caso di trave con tratto danneggiato di non piccola estensione, i parametri da identificare sono realmente tre: la posizione dell'asse del danno x , l'estensione b ed il grado di danneggiamento β . Si assumono come dati sperimentali per il problema di identificazione alcune frequenze del sistema nella condizione integra, $f_{e,r}^U$, e danneggiata, $f_{e,r}^D$.

L'equazione caratteristica che regola le vibrazioni flessionali di una trave con un tratto danneggiato, è rappresentata dalla funzione implicita (7); la determinazione dei parametri di danneggiamento x , b , β richiede almeno tre equazioni:

$$g_r(x, b, \beta) = 0 \quad (8)$$

associate a tre valori sperimentali di λ_r^D . Il problema di identificazione è non lineare in tre incognite.

Nel seguito vengono illustrate due procedure di identificazione. La prima procedura, basata sul confronto dei parametri, risulta utile, in particolare, per illustrare le caratteristiche di solvibilità del problema inverso. In tale procedura la terna dei parametri x , b , β che soddisfa l'eq. 8 per tre modi, viene determinata come intersezione delle curve luogo dei punti che soddisfano una coppia di eq. 8. Per ciascun modo la (8) fornisce una superficie. Una coppia di autovalori, λ_r^D e λ_s^D , consente di individuare la curva intersezione delle due superfici quale luogo delle terne dei parametri che soddisfano contemporaneamente gli autovalori relativi ai modi r ed s (Fig. 3a). Considerando una diversa coppia di autovalori, λ_r^D e λ_t^D , è possibile individuare una curva luogo delle terne di parametri che soddisfano gli autovalori r e t (Fig. 3b). Al tendere di b a zero, la curva tende asintoticamente ad un valore x_{lim} (Fig. 3a) che corrisponde al caso di danno localizzato in una sezione. In questo caso la prima e la seconda frequenza sono sufficienti per la soluzione del problema inverso.

Le Figure 3a e 3b mettono in evidenza che l'utilizzo di due soli autovalori non è invece sufficiente a definire univocamente la soluzione nel caso di tratto danneggiato; permette tuttavia di individuare un campo ristretto di possibili valori del parametro x , posizione del tratto con danno.

Il punto P , intersezione delle curve (a) e (b) riportate in Figura 4, determina l'unica terna di parametri che soddisfa contemporaneamente tutti e tre gli autovalori e che rappresenta la soluzione del problema di identificazione.

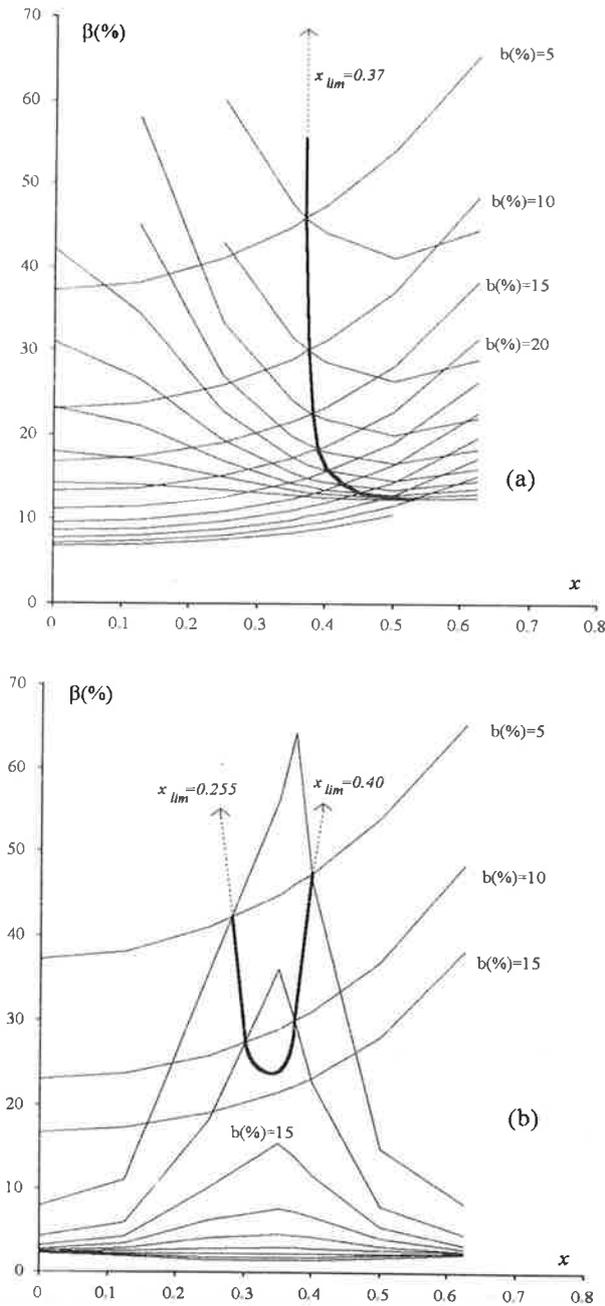


Figura 3 - Curve delle terne di parametri che soddisfano le eq. : (a) $g_1=0, g_2=0$ e (b) $g_1=0, g_3=0$

La Figura 4 mette inoltre in evidenza che il problema inverso, relativo al tratto danneggiato, si presenta fortemente mal condizionato nei parametri b e β . Infatti, un piccolo errore nei dati, può introdurre una forte incertezza nella determinazione di tali parametri. Nel caso che il tratto danneggiato sia di piccola estensione, le due curve (a) e (b) vengono a sovrapporsi parzialmente rendendo impossibile, anche nel caso esatto, l'individuazione dei parametri b e β

separatamente. E' pertanto necessario in questo caso riferirsi al modello con danno concentrato definito da due soli parametri, posizione ed entità [13].

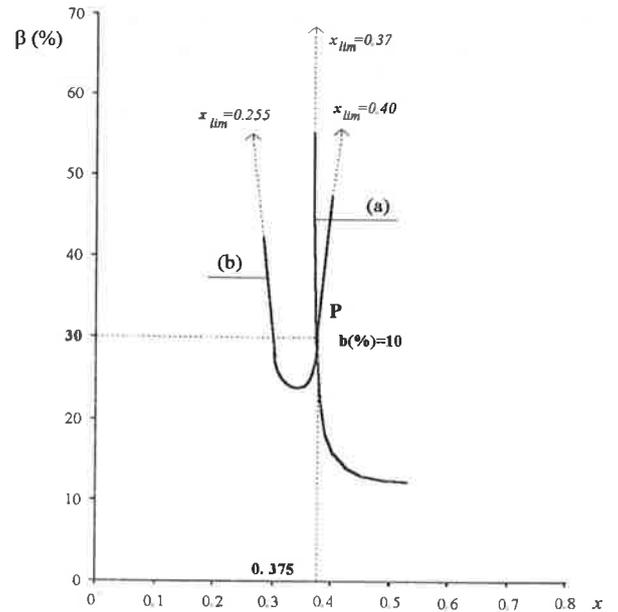


Figura 4 - Proiezione sul piano $x-\beta$ del punto P soluzione del problema inverso

Nel seguito si considera una seconda procedura di identificazione basata sul confronto della risposta nella condizione integra e danneggiata. La stima ottimale dei parametri di danno è fornita dalla minimizzazione della funzione obiettivo definita dallo scarto tra i valori sperimentali ed analitici delle frequenze:

$$l(x, b, \beta) = \sum_r \left| \frac{f_{r,a}^D(x, b, \beta) - f_{r,e}^D}{f_{r,a}^U} \right|^2 \quad (9)$$

dove:

- $f_{e,r}^D$ valore sperimentale della frequenza r -esima
- $f_{a,r}^D, f_{a,r}^U$ valore analitico della frequenza r -esima nella condizione danneggiata e integra.

Nel caso di trave con un tratto danneggiato, in assenza di errori sperimentali e di modellazione, sono necessarie le prime tre frequenze naturali per identificare in modo univoco i parametri di danno. Tuttavia, poiché i dati sperimentali sono sempre affetti da errori di misura ed il modello di riferimento non riproduce a pieno il comportamento reale della trave, è opportuno considerare nella definizione della funzione obiettivo una quantità di dati sperimentali superiore a

quella strettamente necessaria. L'identificazione dei parametri di danno coincide con la ricerca del minimo della funzione obiettivo.

Nel caso di trave con un solo tratto danneggiato, analogamente al caso di danno localizzato in una sezione [12], è possibile operare in due fasi. Inizialmente si considera la funzione obiettivo:

$$\tilde{l}(x) = \min_{b, \beta} l(x, b, \beta) \quad (10)$$

ottenuta dalla minimizzazione della funzione (9) rispetto ai parametri b e β per ciascun valore di x .

Successivamente, si determina la soluzione del problema inverso attraverso la ricerca del minimo della $\tilde{l}(x)$. Nel caso esatto, per un numero di frequenze uguale o maggiore di tre, è possibile individuare un unico valore \bar{x} che soddisfa la condizione $\tilde{l}(\bar{x}) = 0$.

Si esamina un caso con dati pseudosperimentali, considerando le prime tre frequenze associate ad una trave con tratto danneggiato definito dai valori dei parametri $x=0.375$, $b=0.20$ e $\beta=0.30$. In Figura 5 è riportata la funzione $\tilde{l}(x)$ la quale si annulla in corrispondenza della soluzione esatta.

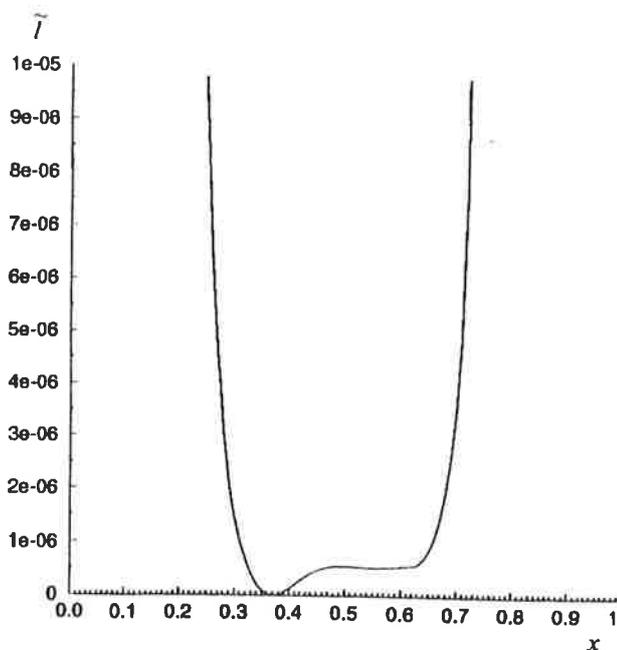


Figura 5 - Funzione obiettivo $\tilde{l}(x)$

In presenza di errori sperimentali e di modellazione, il minimo della funzione (10) non è pari a zero e la soluzione è fornita dal minimo di $\tilde{l}(x)$. Per limitare il disturbo dovuto alla presenza di errori nella ricerca della soluzione, è opportuno avere a

disposizione un numero di frequenze sperimentali superiore a quello strettamente necessario. Tuttavia, poiché il problema ha una soluzione unica con un numero limitato di frequenze, ciò che è maggiormente auspicabile è di disporre di una stima molto accurata di queste frequenze.

3. SPERIMENTAZIONE

Per valutare l'affidabilità del modello di trave con danno introdotto precedentemente insieme alle procedure di identificazione basate sull'utilizzo della funzione obiettivo indicata nella (9), si presenta nel seguito una analisi sperimentale condotta su travi in cemento armato per le quali sono state misurate le frequenze in corrispondenza di differenti stati di danneggiamento prodotti da carichi statici crescenti. I prototipi considerati sono rappresentati da travi di sezione rettangolare, di lunghezza pari a 2450mm, provviste di barre longitudinali e staffe (Fig. 6).

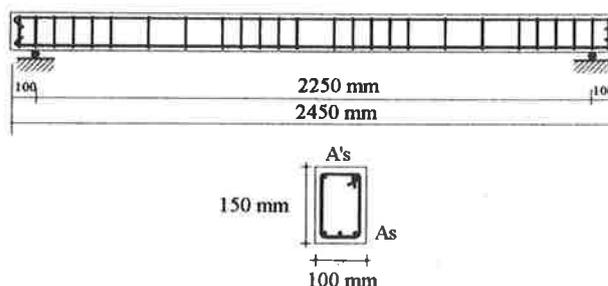


Figura 6 - Trave in c.a.: modello sperimentale

I materiali utilizzati sono: calcestruzzo di classe C30/37 e acciaio tipo FeB32k. In Tabella 1 sono indicate le principali caratteristiche geometriche del modello sperimentale.

Tabella 1 Caratteristiche geometriche della trave

| L | B | H | A_s | A_s' | ρ |
|------|------|------|--------------------|--------------------|---------------------------------------|
| (mm) | (mm) | (mm) | (mm ²) | (mm ²) | (Nsec ² /mm ⁴) |
| 2450 | 100 | 150 | 151 | 57 | $0.246 \cdot 10^{-8}$ |

La metodologia di applicazione del carico è stata la seguente: per la *trave n.1* si è applicato un unico carico nella mezzeria della trave; per la *trave n.2*, una coppia di carichi disposti simmetricamente rispetto all'asse della trave ad una distanza di 300mm. In entrambi i casi, durante l'applicazione del carico statico, le travi risultavano appoggiate su vincoli d'estremità posti ad una distanza di 2250mm (Fig. 7).

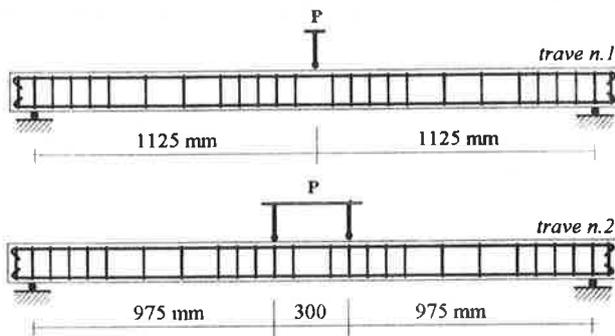


Figura 7 - Schema di applicazione dei carichi statici

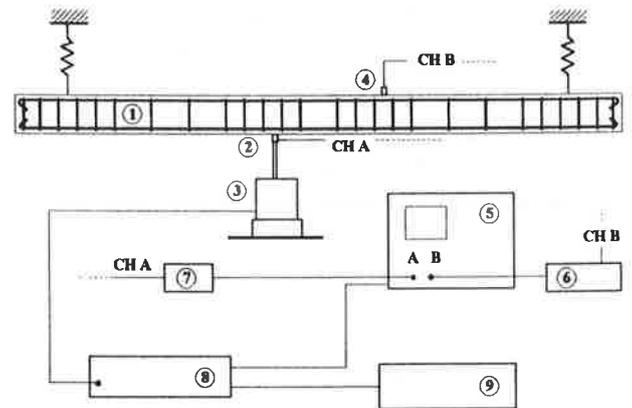
In Tabella 2 sono riportati, per i diversi livelli di danno, i rapporti tra il momento massimo e il momento al limite di snervamento, M_{max}/M_y , i rapporti tra lo spostamento verticale misurato nella mezzeria della trave e quello al limite elastico nella condizione integra, δ_{max}/δ_e , la lunghezza del tratto fessurato, L_f , ed il numero, n_f , delle fessure contenute nel tratto.

Tabella 2 Livelli di danno *trave n.1* e *trave n.2*

| danno o tipo | M_{max}/M_y | δ_{max}/δ_e | L_f (mm) | n_f |
|------------------|---------------|-------------------------|------------|-------|
| <i>trave n.1</i> | | | | |
| D ₁ | 0.24 | 4.34 | - | 1 |
| D ₂ | 0.36 | 7.39 | 460 | 5 |
| D ₃ | 0.48 | 10.95 | 660 | 10 |
| D ₄ | 0.60 | 13.75 | 1200 | 15 |
| D ₅ | 0.72 | 20.64 | 1360 | 17 |
| D ₆ | 0.84 | 24.61 | 1500 | 20 |
| D ₇ | 1 | 37.14 | 1500 | 20 |
| <i>trave n.2</i> | | | | |
| D ₁ | 0.33 | * | 350 | 4 |
| D ₂ | 0.44 | * | 820 | 11 |
| D ₃ | 0.58 | * | 820 | 11 |
| D ₄ | 0.90 | * | 820 | 11 |

Per quanto riguarda l'indagine dinamica, le travi in cemento armato sono state sospese attraverso due fasce elastiche molto deformabili caratterizzate da una rigidità di 4 N/mm, così da simulare la condizione di trave libera eliminando i disturbi dovuti al vincolo.

In prima fase, è stata considerata la trave nella condizione integra, quindi sono state considerate differenti condizioni di danno rappresentate dalla fessurazione nel tratto centrale di trave sottoposto alla massima sollecitazione di momento flettente. Sono state effettuate per entrambi i prototipi, misure di frequenza, utilizzando la strumentazione dinamica riportata schematicamente in Fig. 8. Per la *trave n.1* è stato effettuato anche il rilievo delle forme modali.



- 1 - trave in c.a.
- 2 - trasduttore di forza B ö K 8200
- 3 - eccitatore B ö K 4808
- 4 - accelerometro PCB SN17437-353 B 43 ICP
- 5 - analizzatore dinamico SD 375
- 6 - alimentatore PCB
- 7 - amplificatore di risposta B ö K 2511
- 8 - amplificatore di potenza B ö K 2712
- 9 - generatore di segnale B ö K 1023

Figura 8 - Modello sperimentale e strumentazione

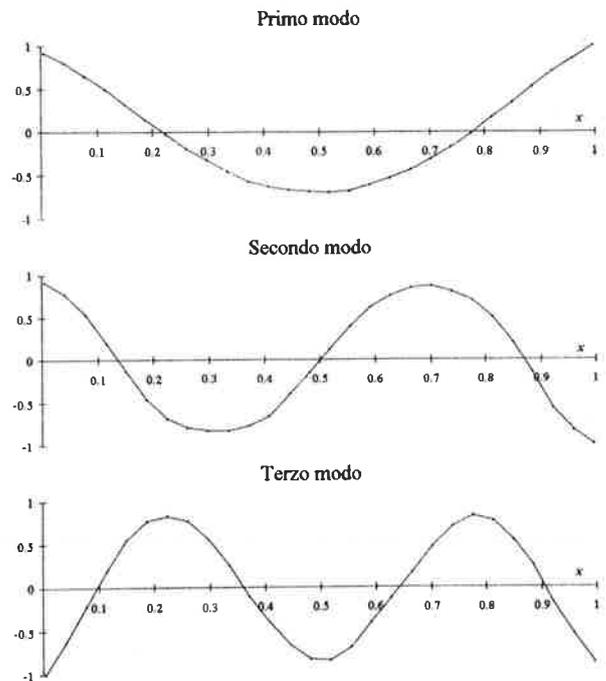


Figura 9 - Forme modali nella condizione integra

La caratterizzazione dinamica dei prototipi è stata effettuata attraverso la determinazione sperimentale di un vettore di funzioni di trasferimento, rapporto tra l'accelerazione misurata in 28 punti di misura distribuiti ad interasse costante lungo l'asse della trave e la forza applicata in un punto della trave.

Per ottenere il massimo della precisione compatibile con la strumentazione le funzioni di trasferimento sono state determinate utilizzando bande di frequenza ad ampiezza crescente. Le forme modali di Figura 9 sono state determinate utilizzando le componenti immaginarie delle funzioni di trasferimento relative ai singoli modi. Per quanto riguarda la sorgente di eccitazione è stato utilizzato un rumore a banda limitata, *pseudo-random*, con banda di frequenza coincidente con l'intervallo utilizzato di volta in volta per il rilievo delle funzioni di trasferimento. Il confronto tra le caratteristiche dinamiche della trave integra e trave con differenti livelli di danneggiamento è stata condotta imponendo un livello RMS costante della forzante pari a $1.2 \cdot 10^{-2}$ N. La accuratezza della risposta in frequenza è stata infine confermata utilizzando una diversa sorgente di eccitazione, cioè una forzante armonica a frequenza variabile ed ampiezza costante nell'intervallo considerato. In Figura 9 sono riportate le prime tre forme modali sperimentali ottenute per la *trave n.1* nella condizione integra.

Si riportano di seguito (Tab. 3) i dati sperimentali relativi alle prime cinque frequenze della *trave n.1* e *trave n.2* ottenuti nella condizione integra.

Tabella 3 Frequenze sperimentali

| | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_4 (Hz) | f_5 (Hz) |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| <i>trave n.1</i> | | | | | |
| U | 89.50 | 245.0 | 467.5 | 740.0 | 1030 |
| <i>trave n.2</i> | | | | | |
| U | 88.35 | 238.9 | 455.2 | 726.7 | 1038 |

Nella successiva Tabella 4 sono riportate le variazioni delle frequenze per le diverse condizioni di danno rispetto alla condizione integra.

Tabella 4 Variazioni delle frequenze sperimentali

| danno tipo | Δf_1 (%) | Δf_2 (%) | Δf_3 (%) | Δf_4 (%) | Δf_5 (%) |
|------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| <i>trave n.1</i> | | | | | |
| D ₁ | 9.2 | 3.3 | 4.5 | 4.4 | 3.4 |
| D ₂ | 14.0 | 7.3 | 6.7 | 7.1 | 5.1 |
| D ₃ | 17.0 | 11.0 | 10.7 | 9.8 | 7.5 |
| D ₄ | 24.9 | 22.0 | 19.6 | - | 14.6 |
| D ₅ | 30.4 | 26.9 | 23.2 | 18.5 | - |
| D ₆ | 34.4 | 30.2 | 27.7 | - | 20.2 |
| D ₇ | 39.1 | 33.2 | 31.8 | 28.4 | 23.5 |
| <i>trave n.2</i> | | | | | |
| D ₁ | 10.3 | 6.1 | 5.5 | 5.9 | 4.7 |
| D ₂ | 15.5 | 12.3 | 10.1 | 9.8 | 9.2 |
| D ₃ | 16.6 | 13.7 | 11.6 | 11.0 | 10.4 |
| D ₄ | 20.1 | 18.3 | 17.6 | 15.8 | 14.4 |

Le variazioni di frequenza riportate in Tabella 4 mettono in evidenza che le frequenze naturali risentono in modo significativo dello stato di danneggiamento prodotto nella trave in cemento armato per applicazione di carichi statici che causano il superamento del primo livello di fessurazione.

3.1 Identificazione dei parametri di danno

Alcuni valori di frequenza ottenuti nell'indagine sperimentale vengono utilizzati per identificare i parametri di danno x , b , β attraverso la procedura di identificazione che prevede la ricerca del minimo della funzione obiettivo (9). In particolare, si fa riferimento ai dati sperimentali relativi alla condizione di danno D1 della *trave n.2*, che sono utilizzati come dati del problema di identificazione. Il modello interpretativo considerato è quello di trave con tratto danneggiato, con le condizioni al contorno del modello sperimentale.

La stima ottimale dei parametri di danno è fornita dal minimo della funzione obiettivo riportata nella Figura 10 per il caso D1 della *trave n.2*.

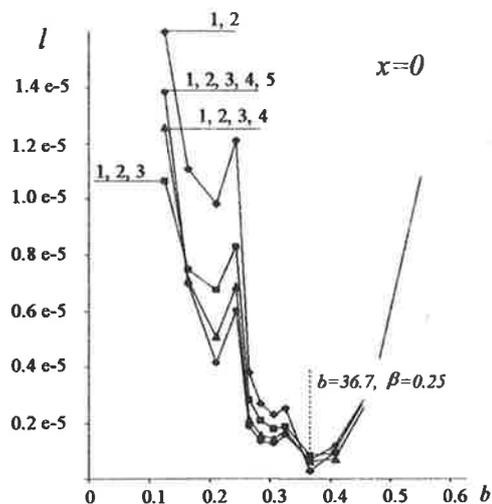


Figura 10 - Funzione obiettivo $\tilde{l}(b)$

Sono stati utilizzati differenti insiemi di frequenze. In tutti i casi si individua come soluzione una unica terna di parametri: $x=0$, $b=0.367$ e $\beta=0.25$, che può essere considerata una stima soddisfacente dei valori attesi dei parametri.

4. CONCLUSIONI

Attraverso le procedure di identificazione basate sulla minimizzazione di una funzione obiettivo che

pone a confronto i valori sperimentali di frequenza con i corrispondenti valori analitici forniti da un opportuno modello interpretativo è possibile determinare lo stato di danneggiamento in una trave di cemento armato interessata da progressiva fessurazione, individuando in modo univoco tre grandezze rappresentative del danneggiamento: posizione, estensione ed entità del tratto danneggiato. Una sperimentazione su prototipi in cemento armato ha permesso di misurare la risposta dinamica a vari livelli di danneggiamento indotti da carichi statici preventivamente applicati. Alcune frequenze ottenute sperimentalmente, relative alla condizione di danno D_1 per la *trave n.2*, sono state utilizzate per l'identificazione dei parametri di danno.

La procedura teorico sperimentale presentata in questa memoria, pur non consentendo di definire tutte le grandezze che intervengono nei complessi processi di danneggiamento per fessurazione delle travi in cemento armato, rappresenta comunque uno strumento organico di analisi dello stato di integrità di travi in cemento armato attraverso tecniche non distruttive di tipo dinamico.

Ringraziamenti

La presente memoria è in parte finanziata con fondi MURST 40%, 1996.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] ADAMS R.D., CAWLEY, P., PYE, C.J. and STONE B.J. - 1978, A vibration technique for non destructively assessing the integrity of structures, *Journal of Mechanical Engineering Science*, 20(2), 93-100.
- [2] CAWLEY, P. and ADAMS R.D. - 1979, The location of defects in structures from measurement of natural frequencies, *Journal of Strain Analysis*, 14, 49-57.
- [3] GLADWELL, G.M.L., ENGLAND, A.H. and WANG, D. - 1987, Examples of reconstruction of an Euler-Bernoulli beam from spectral data, *Journal of Sound and Vibration*, 119(1), 81-94.
- [4] LIANG, R.J., HU, J. and CHOY F. - 1992, Quantitative NDE technique for assessing damages in beam structures, *Journal of Engineering Mechanics*, 118(7), 1468-1487.
- [5] DAVINI, C., GATTI, F. and MORASSI, A. - 1993, A damage analysis of steel beams, *Meccanica*, 38, 27-37.
- [6] BENTINI, C., DI LEO, A. e VIOLA, E. - 1993, Sull'identificazione del danno in una struttura mediante prove dinamiche, *AIAS XXIII*, 399-406.
- [7] CASAS, J.R. and APARICIO A.C. - 1994, Structural damage identification from dynamic test- data, *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2437-2450.
- [8] ISMES - 1994, Tecniche di identificazione strutturale. Applicazione analitico sperimentale ad una trave lesionata in calcestruzzo appoggiata. RAT-DIS-146/94.
- [9] DAVINI, C., MORASSI, A. and ROVERE, N. - 1995, Modal analysis in notched bars: tests and comments on the sensitivity of an identification technique, *Journal of Sound and Vibration*, 179(3), 513-527.
- [10] CHEN, H.L., SPYRAKOS, C.C. and VANKATESH, G. - 1995, Evaluating structural deterioration by dynamic response, *Journal of Structural Engineering*, 121(8), 1197-1204.
- [11] HASSIOTIS, S., and GARRET, D.J. - 1995, Identification of stiffness reductions using natural frequencies, *Journal of Engineering Mechanics*, 121(10), 1106-1113.
- [12] VESTRONI, F. and CAPECCHI, D., - 1996, Damage evaluation in cracked vibrating beams using experimental frequencies and finite element models, *Journal of Vibration and Control*, 2, 69-86.
- [13] VESTRONI, F., CERRI, M.N. and ANTONACCI, E., - 1996, The problem of damage detection in vibrating beams, *Proceedings Eurodyn '96, Firenze. Augusti, Borri & Spinelli (Eds), Balkema, Rotterdam*.
- [14] ANTONACCI, E., VESTRONI, F. and CAPECCHI, D. - 1996, Evaluation of damage in vibrating beam structures by means of non-linear parametric estimation, *Engineering Structures (in press)*.
- [15] BEOLCHINI, G.C., MODENA, C. e SONDA D. - 1996, Influenza del danno e dei difetti costruttivi sulle caratteristiche dinamiche di pannelli di c.a.p., XI Congresso C.T.E., Napoli.
- [16] CERRI, M.N., - 1997, Analisi dinamica di travi con danno. Problema diretto e inverso, Tesi di dottorato. Dottorato in Ingegneria delle Strutture, Università di Roma "La Sapienza".

AFFIDABILITÀ DI SISTEMI STRUTTURALI SOGGETTI A DEGRADO NEL TEMPO

Marcello Ciampoli ⁽¹⁾ Emilio Ranieri ⁽²⁾

⁽¹⁾ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università di Roma "La Sapienza"

⁽²⁾ Ingegnere Libero Professionista, Latina

SOMMARIO

Viene sviluppata una procedura per la valutazione dell'affidabilità di elementi strutturali soggetti a degrado nel tempo, per effetto sia dell'esposizione ad agenti ambientali aggressivi, che delle condizioni di esercizio, di un uso improprio, di una manutenzione insufficiente e di eventi eccezionali. In particolare sono trattati i seguenti aspetti: l'identificazione di modelli probabilistici per la previsione del degrado strutturale in funzione delle condizioni iniziali e di esercizio e della presenza di agenti aggressivi; la formulazione di un metodo probabilistico per la stima dell'affidabilità di elementi strutturali soggetti a degrado nel tempo, che sia anche suscettibile di aggiornamento nel caso si attuino interventi di manutenzione, riparazione o adeguamento. Si deriva quindi una equazione differenziale stocastica che permette di valutare l'evoluzione nel tempo dell'affidabilità di un elemento strutturale soggetto a degrado. La soluzione di tale equazione viene formulata per un caso specifico, ed applicata ad un esempio concreto.

SUMMARY

A probabilistic procedure for the analysis of the current and future reliability of existing structural components and systems is developed: they are assumed subject to deterioration over time, due to the exposure to an aggressive environment as well as to the effects of wear during ordinary service, of improper use and maintenance, of environmental or accidental events. The following aspects are dealt with: the identification of probabilistic models for forecasting structural deterioration as a function of the initial and operating conditions, and of the presence and nature of aggressive agents; the formulation of a probabilistic method for the assessment of the reliability of structural components subject to deterioration, that can be updated should maintenance or repair operations be carried out. The adopted approach involves the solution of a stochastic differential equation, which provides the time evolution of the reliability of a deteriorating structural component. The procedure is applied to a specific example.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni è stata dedicata una attenzione crescente al problema del degrado delle costruzioni esistenti. Si è rilevato infatti che la limitata durabilità di costruzioni anche recenti ha conseguenze rilevanti non solo dal punto di vista economico, ma anche sulla sicu-

rezza strutturale.

E' questo il caso, ad esempio, degli impianti industriali definibili ad alto rischio, la cui vita utile è strettamente correlata al livello di sicurezza effettivo dei componenti strutturali.

Per evidenziare l'importanza di tale problematica, si pensi agli impianti nucleari realizzati negli ultimi tren-

ta anni in Nord America ed Europa [1].

La stima dell'affidabilità di questi impianti, eseguita con l'obiettivo di verificare la possibilità di estenderne la vita utile (per molti, oramai quasi esaurita), richiede di valutare le condizioni effettive dei componenti meccanici, elettrici e strutturali.

Questi ultimi svolgono un ruolo passivo nella salvaguardia dell'impianto e nella mitigazione degli effetti di incidenti dovuti a cause interne all'impianto stesso; al contrario, ne garantiscono la protezione quando gli incidenti sono causati da eventi esterni. Inoltre, il danneggiamento degli elementi strutturali può determinare il cattivo funzionamento o il collasso di altri sistemi, ed addirittura innescare fenomeni a catena che possono avere esiti disastrosi.

Tuttavia, a differenza della maggior parte dei componenti elettrici e meccanici, la riparazione o la sostituzione degli elementi strutturali è spesso complicata, se non irrealizzabile, come, a volte, risulta esserne la semplice ispezione. Di conseguenza, recenti analisi di affidabilità di impianti nucleari esistenti [2] hanno evidenziato che il comportamento dei sistemi strutturali è l'elemento chiave per limitare il rischio entro limiti accettabili e permettere un prolungamento della vita utile residua, che avrebbe ritorni economici importantissimi.

Per valutare la rilevanza dei problemi di degrado sul comportamento delle strutture in c.a. e c.a.p. presenti negli impianti nucleari, è stato predisposto dalla RI-LEM un Comitato Tecnico (TC 160 MLN), coordinato da Dan Naus, della Lockheed Martin Energy Research Corp. L'obiettivo del Comitato consiste infatti nella definizione di una metodologia per la valutazione della vita utile residua delle strutture in calcestruzzo presenti negli impianti nucleari.

Come membro del Comitato, il primo degli Autori di questo articolo, unitamente ad altri ricercatori, ha intrapreso una ricerca volta ad elaborare una procedura probabilistica per la stima della sicurezza attuale e futura di costruzioni esistenti, soggette a degrado e pertanto di affidabilità variabile nel tempo; tale procedura dovrà anche fornire lo strumento per programmare le ispezioni, la manutenzione ed i necessari interventi di riparazioni o adeguamento.

Nell'ambito della ricerca, si assume che il *degrado* corrisponda alle alterazioni delle caratteristiche meccaniche del sistema strutturale, che ne compromettono la funzionalità e ne possono determinare il collasso. Tale degrado è dovuto agli effetti sia dell'invecchiamento, che di un uso o di una manutenzione impropri, o di azioni eccezionali, ed è fortemente accelerato dalla esposizione ad un ambiente aggressivo.

Per effetto del degrado, la sicurezza del sistema strutturale diminuisce nel tempo: di conseguenza, nella verifica di sicurezza di una costruzione esistente, sia

essa mirata ad una variazione della destinazione d'uso o ad un prolungamento della vita utile, che motivata dal rilievo di un danneggiamento significativo, è necessario tenere conto esplicitamente degli effetti delle variazioni nel tempo delle caratteristiche meccaniche dei componenti strutturali.

Poiché si deve valutare la dipendenza dal tempo dell'affidabilità, non è possibile trattare di degrado senza riferirsi ad una vita utile di servizio. La sicurezza del sistema (valutata con riferimento a condizioni limite sia ultime che di esercizio) deve essere quindi riferita alla vita di servizio, la cui durata corrisponde al periodo durante il quale si può assumere che la struttura resista in piena sicurezza alle azioni a cui è esposta.

La formulazione di una procedura probabilistica per l'analisi della sicurezza attuale e futura di elementi strutturali soggetti a degrado richiede:

- l'identificazione di modelli probabilistici di previsione del degrado strutturale, in funzione delle condizioni di esercizio e della presenza e della natura di agenti aggressivi;
- l'identificazione di modelli stocastici sia degli effetti del degrado sulle caratteristiche meccaniche dei componenti strutturali, sia delle azioni a cui essi sono sottoposti nel periodo di vita utile previsto;
- la formalizzazione di un procedimento per l'analisi di sicurezza, che sia anche suscettibile di aggiornamento, nel caso che, nel corso della vita utile prevista, si attuino interventi di manutenzione, riparazione o adeguamento.

I primi risultati della ricerca sono illustrati in [3-5].

Nel presente lavoro sono dapprima brevemente discussi i modelli matematici dei meccanismi di degrado, con particolare riferimento alle strutture in c.a. e c.a.p. Sulla base di tali modelli, e di modelli probabilistici della resistenza dei componenti strutturali e delle azioni a cui essi sono sottoposti nella vita di servizio, viene definito un modello probabilistico che fornisce l'evoluzione nel tempo della sicurezza strutturale. Viene quindi discussa, ed esemplificata ad un caso reale, una possibile soluzione di tale modello.

2. MECCANISMI DI DEGRADO DI STRUTTURE ESISTENTI

L'affidabilità di una struttura viene stimata con riferimento ad una serie di stati limite, ritenuti significativi in relazione alle condizioni di esercizio ed esposizione. Pertanto, per gli elementi strutturali soggetti a degrado, è necessario definire i modelli stocastici (dipendenti dal tempo) delle caratteristiche di resistenza e rigidità che intervengono nelle verifiche di sicurezza eseguite nei confronti di tali stati limite. Questi modelli possono

essere derivati da modelli analitici degli effetti dei meccanismi di degrado, e/o calibrati empiricamente sulla base dei risultati di prove sperimentali, ad esempio di invecchiamento accelerato.

Allo stato attuale delle conoscenze, gli effetti dei meccanismi di degrado legati a fattori ambientali sono noti solo qualitativamente, almeno nella maggior parte dei casi.

Ai fini pratici, è opportuno tentare di esprimerli mediante relazioni semplici, e calibrare sperimentalmente le distribuzioni di probabilità dei parametri in-

trodotti in tali relazioni. Come rilevato in [1], si può assumere che l'evoluzione nel tempo di diversi meccanismi di degrado e dei corrispondenti effetti abbia l'andamento esponenziale qualitativamente rappresentato in Fig.1. Il degrado strutturale evolve a partire da una fase in cui si verifica una perdita graduale della qualità originaria, per effetto di alterazioni rilevabili a livello microstrutturale; attraversa una fase intermedia, che corrisponde all'innesco di alterazioni a livello macrostrutturale, ed infine si propaga, fino a raggiungere il livello di soglia ritenuto ammissibile.

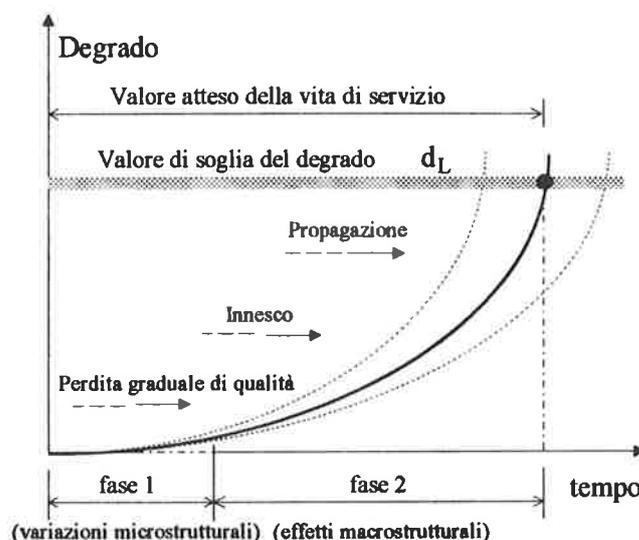


Fig.1 - Descrizione qualitativa dell'evoluzione nel tempo del degrado e dei suoi effetti

Ai fini delle verifiche di sicurezza, l'evoluzione del degrado deve essere esplicitamente correlata a parametri di interesse ingegneristico.

Con una ulteriore semplificazione rispetto a quanto illustrato in Fig.1, le correlazioni possono essere poste nella forma:

$$X(t) = \begin{cases} K_1 t & t < t_1 \\ K_2 (t - t_1)^p & t \geq t_1 \end{cases} \quad (2.1)$$

essendo:

- $X(t)$ il parametro geometrico o meccanico che è interessato dal meccanismo di degrado preso in esame (per esempio, la profondità di penetrazione della corrosione in un elemento di carpenteria metallica o lo spessore di calcestruzzo soggetto a carbonatazione in una trave);
- t_1 il tempo necessario perché si inneschino gli effetti macrostrutturali;
- K_1 e K_2 parametri dipendenti dall'aggressività dell'ambiente e dalle proprietà meccaniche dei mate-

riali in opera;

- ρ un parametro che dipende dal meccanismo di degrado.

Gli effetti del degrado possono essere presenti già all'inizio della vita di servizio; in tal caso l'espressione (2.1) può essere traslata di un termine $X(0)$. I parametri K_1 , K_2 , t_1 e ρ hanno un carattere aleatorio; le corrispondenti distribuzioni possono essere inferite da prove sperimentali.

Alcuni fattori ambientali e meccanismi di degrado che hanno effetti sul comportamento in esercizio e sulla vita utile delle strutture in c.a., c.a.p. ed acciaio, sono riportati in Tabella 1; nella stessa Tabella, sono indicati anche i valori medi del fattore ρ , ove desumibili dalla letteratura tecnica [1].

Il valore medio di ρ può essere posto uguale a 0.50 se il processo di degrado è controllato dalla diffusione (come nel caso della carbonatazione del calcestruzzo o della propagazione degli ioni cloro nel calcestruzzo), o uguale ad 1 se il processo è controllato dalla velocità (come nel caso della corrosione degli elementi di car-

penteria metallica, almeno nella fase a regime del fenomeno). Per modellare altri fenomeni di degrado (come l'attacco solfatico), si consiglia invece un valore superiore ad 1 (a volte anche 2).

Appare comunque evidente che la stima degli effetti strutturali dei meccanismi di degrado rappresenta un problema complesso, al quale sono state date per ora in genere solo soluzioni approssimate.

Inoltre, per tale stima occorre tenere conto del fatto che diversi meccanismi possono interagire tra loro; tuttavia i dati sperimentali che tengono conto di tali interazioni sono molto limitati.

Infine, è spesso necessario calibrare i parametri dei modelli analitici a partire da dati rilevati sperimentalmente, ma per intervalli di tempo anche molto ridotti rispetto al valore atteso della vita di servizio.

Tabella 1 - Meccanismi di degrado con effetti sul comportamento in esercizio di strutture in calcestruzzo ed acciaio [1]

| | |
|---|-------------------|
| <i>Calcestruzzo</i> | |
| Attacco chimico da solfati e acidi | $\rho = 1 \div 2$ |
| Reazione alcali-aggregati | $\rho \geq 1$ |
| Carbonatazione | $\rho = 1/2$ |
| Cicli di gelo-disgelo | $\rho = 1$ |
| Temperature elevate | |
| Viscosità e ritiro | |
| <i>Barre di armatura ordinaria</i> | |
| Corrosione | $\rho = 1$ |
| Temperature elevate | |
| <i>Armature da precompressione</i> | |
| Corrosione da carbonatazione e attacco di cloruri | $\rho = 1/2$ |
| Temperature elevate | |
| Perdita di precompressione | |
| <i>Acciai da carpenteria</i> | |
| Corrosione | $\rho = 1$ |
| Temperature elevate | |

3. VALUTAZIONE DELL'AFFIDABILITÀ DI UN ELEMENTO STRUTTURALE SOGGETTO A DEGRADO

Gli effetti dei meccanismi di degrado, descritti nel paragrafo precedente, devono essere correlati alle caratteristiche meccaniche dell'elemento strutturale, in modo che sia possibile tenere conto di essi nelle verifiche di sicurezza. E' però evidente che, in molti casi, le espressioni che stabiliscono tali correlazioni ed intervengono nella definizione delle condizioni di stato limite, sono non lineari, ed a volte non sono nemmeno esprimibili in forma analitica.

Per ricavare una descrizione probabilistica della resistenza e/o della rigidezza di un elemento, considerando l'evoluzione del degrado, è possibile impiegare un procedimento di simulazione del tipo Monte Carlo. Interessanti esempi di applicazione di tale procedimento

sono riportati in [1][6][7].

In alcuni casi si può invece adottare un approccio analitico per valutare in forma chiusa l'evoluzione nel tempo dell'affidabilità [3-4].

In tale approccio si assume che le caratteristiche meccaniche dell'elemento degradato per effetto di due differenti fenomeni: uno (denominato *invecchiamento*), che manifesta i suoi effetti in maniera sostanzialmente continua; l'altro (al quale si attribuisce la generica denominazione di *shock*), che ha effetti che solo occasionalmente si sovrappongono ai primi.

La prima fonte di degrado può essere correlata alle condizioni di regolare esercizio e di esposizione ambientale; la seconda sia agli effetti dei meccanismi di degrado che si manifestano solo temporaneamente (in relazione alla durata della vita di servizio), che agli effetti delle azioni eccezionali a cui la struttura è sottoposta. In questo secondo caso, gli shock sono quelli gene-

rati da forti gradienti termici, da terremoti, da esplosioni, ovvero da azioni che sono applicate per un intervallo di tempo di durata molto breve rispetto alla vita di servizio.

Per effetto di *invecchiamento* e *shock*, l'elemento strutturale subisce un degrado che comporta (in genere) una riduzione della sua resistenza e/o della sua rigidità.

Il livello di degrado raggiunto al generico istante può essere misurato da un indicatore $D(t)$. Se si assume che tale indicatore possa descrivere completamente lo stato dell'elemento strutturale, il collasso di questo si verifica quando $D(t)$ eccede un livello di soglia assegnato d_L .

Di conseguenza, l'affidabilità $R(t)$ dell'elemento:

$$R(t) = \text{Prob} \left\{ D(\tau) \leq d_L \mid \tau \in (t, t+t_L) \right\} \quad (3.1)$$

è la funzione del tempo che misura la probabilità che il livello di degrado non superi d_L in $(t, t+t_L)$, nelle condizioni di esercizio, ambientali ed eccezionali previste per la durata t_L della vita di servizio.

Nell'ipotesi che l'evoluzione futura del danno sia indipendente dalla storia passata (condizionatamente al presente), il collasso dell'elemento si verifica nell'istante in cui il processo di Markov $D(t)$ supera per la prima volta d_L .

Si assuma che l'invecchiamento contribuisca al danno $D(t)$ con un termine del tipo:

$$\alpha(t, D(t))dt \quad (3.2)$$

che fornisce un incremento di danno continuo.

Si assuma inoltre che gli effetti degli shock siano rappresentabili come processi di Poisson, e che il loro contributo all'aumento del danno $D(t)$ nell'intervallo di tempo $(t, t+dt)$ sia esprimibile nella forma:

$$\beta(t, D(t)) dv(t) = \int_U \Gamma(t, D(t), u) v(dt, du) du \quad (3.3)$$

dove:

- v è il numero di arrivi in $(t, t+dt)$ di shock di ampiezza compresa tra u ed $u+du$;
- U è l'insieme delle possibili ampiezze u ;
- β e Γ sono funzioni del tempo, del livello di degrado $D(t)$ raggiunto dall'elemento strutturale (che è funzione di α , in presenza di invecchiamento) e di u .

In presenza di una sola fonte di shock, l'evoluzione del danno viene fornita dalla soluzione dell'equazione differenziale stocastica:

$$dD(t) = \alpha(t, D(t))dt + \beta(t, D(t))dv(t) \quad (3.4)$$

ovvero dalla relazione:

$$D(t) = D(0) + \int_0^t \alpha(\tau, D(\tau)) d\tau + \int_0^t \beta(\tau, D(\tau)) dv(\tau) \quad (3.5)$$

essendo: $0 \leq D(t) \leq d_L$, e $D(0)$ il danno eventualmente già presente per $t = 0$.

L'equazione (3.5) ammette una soluzione unica se sono verificate alcune ipotesi in merito alle funzioni α e β (che, in particolare, devono essere non negative nel dominio di definizione e separatamente non decrescenti negli argomenti).

L'istante in cui si verifica il collasso è fornito dalla relazione:

$$t_{d_L} = \inf \{ t \geq 0; D(t) > d_L \} \quad (3.6)$$

e l'affidabilità dell'elemento dalla relazione:

$$R(t) = \text{Prob} \{ t_{d_L} \geq t \} = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(\lambda t)^k}{k!} e^{-\lambda t} P_k(t) \quad (3.7)$$

nella quale λ è la frequenza media del processo di Poisson che caratterizza gli effetti dello shock.

I termini $P_k(t)$, che dipendono esplicitamente dal tempo per effetto del degrado, sono espressi dalla relazione:

$$P_k(t) = \text{Prob} \{ D(t) \leq d_L \mid k \text{ shocks in } [0, t] \} \quad (3.8)$$

e misurano la probabilità che l'elemento collassi nell'intervallo di tempo di durata t , condizionata al verificarsi di k shock nello stesso intervallo.

Poiché il valore di $D(t)$ dipende dal numero k di occorrenze dello shock, da t e dagli istanti aleatori t_i in cui si verifica lo shock, la valutazione dell'affidabilità dell'elemento strutturale soggetto a degrado viene ricondotta al calcolo dei termini:

$$P_k(t) = \int_{\Omega} P_{t_1, t_2, \dots, t_k}(\tau_1, \tau_2, \dots, \tau_k) d\tau_1 d\tau_2 \dots d\tau_k \quad (3.9)$$

ovvero al calcolo dell'integrale della densità di probabilità congiunta di t_1, t_2, \dots, t_k condizionata al verificarsi di k shock in un intervallo di tempo di durata t , essendo l'integrale esteso al dominio Ω di valori di t per i quali $D(t)$ è minore o al più uguale al valore di soglia d_L .

Alle funzioni di degrado è possibile attribuire espressioni diverse, così come illustrato in [3-4]. In questo lavoro si è assunto che le funzioni di degrado siano esprimibili nella forma:

$$\alpha(t, D(t)) = \alpha_1 + \alpha_2 D(t) \quad (3.10a)$$

$$\beta(t, D(t)) = \beta_1 + \beta_2 D(t) \quad (3.10b)$$

con coefficienti $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$ tutti non negativi.

Impiegando le relazioni (3.10 a,b) ed operando con il calcolo differenziale stocastico [8], si verifica che il danno $D(t)$, condizionatamente al fatto che lo shock si manifesti k volte, negli istanti aleatori t_1, t_2, \dots, t_k , è espresso dalla relazione (3.11):

$$D(t) = (1 + \beta_2)^k e^{\alpha_2 t} \left[D(0) + \sum_{i=1}^k \frac{\alpha_1}{\alpha_2 (1 + \beta_2)^{i-1}} \cdot (e^{-\alpha_2 t_{i-1}} - e^{-\alpha_2 t_i}) + \frac{\alpha_1}{\alpha_2 (1 + \beta_2)^k} (e^{-\alpha_2 t_k} - e^{-\alpha_2 t}) + \sum_{i=1}^k \frac{\beta_1}{(1 + \beta_2)^i} e^{-\alpha_2 t_i} \right]$$

Per il calcolo dei coefficienti $P_k(t)$ si può operare la trasformazione:

$$P_k(t) = \text{Pr ob} \left\{ \sum_{i=1}^k g_i \theta_i \leq \delta_k(t) \right\} \quad (3.12)$$

essendo:

$$\delta_k(t) = \frac{d_L e^{-\alpha_2 t}}{(1 + \beta_2)^k} + \frac{\alpha_1 e^{-\alpha_2 t}}{\alpha_2 (1 + \beta_2)^k} - D(0) - \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \quad (3.13)$$

$$g_i = \frac{\alpha_2 \beta_1 - \alpha_1 \beta_2}{\alpha_2 (1 + \beta_2)^i} \quad (3.14)$$

Nelle ipotesi poste, si ricava che:

$$P_0(t) = \begin{cases} 1 & \text{per } 0 \leq t \leq \frac{1}{\alpha_2} \ln \left(\frac{D(t_L) \alpha_2 + \alpha_1}{D(0) \alpha_2 + \alpha_1} \right) \\ 0 & \text{per } t \geq \frac{1}{\alpha_2} \ln \left(\frac{D(t_L) \alpha_2 + \alpha_1}{D(0) \alpha_2 + \alpha_1} \right) \end{cases} \quad (3.15)$$

mentre i termini di ordine superiore sono forniti dalle relazioni (3.16 a,b,c):

- per $0 \leq t \leq t_{i1}$

$$P_i(t) = 1$$

- per $0 \leq t \leq t_{i2}$

$$P_i(t) = \frac{1}{(\alpha_2 t)^i} \left[\ln \frac{\delta_i(t)}{\sum_{k=1}^i d_k} \right]^i + \sum_{s=0}^{i-1} \frac{i}{(\alpha_2 t)^{i-s}} \left[\ln \frac{\delta_i(t)}{\sum_{k=1}^i d_k} \right]^{i-s} - (i-1)$$

- per $t \geq t_{i2}$

$$P_i(t) = 0$$

I valori di t_{i1} e t_{i2} si ricavano, rispettivamente, dalle

espressioni:

$$\frac{\delta_i(t_{i1})}{\sum_{k=1}^i g_k} = 1 \quad (3.17a)$$

$$\frac{\delta_i(t_{i2})}{\sum_{k=1}^i g_k} = \exp(-\alpha_2 t_{i2}) \quad (3.17b)$$

4. UN ESEMPIO DI APPLICAZIONE

La procedura illustrata viene applicata ad un esempio concreto, la verifica di sicurezza di una soletta in c.a. soggetta a degrado per effetto della carbonatazione dello strato di calcestruzzo di copriferro e della conseguente corrosione delle barre d'armatura. Le caratteristiche della soletta (la cui affidabilità è stata valutata in [6] con un procedimento di simulazione alla Monte Carlo) sono desumibili dalla Tabella 2 e dalla Fig.2.

Tabella 2 - Caratteristiche della soletta presa in esame

| | |
|-----------------------------|----------|
| Larghezza b | 9.20 m |
| Luce l | 9.20 m |
| Altezza h | 0.28 m |
| Altezza utile d | 0.25 m |
| Copriferro | 0.03 m |
| Diametro delle barre ϕ | 20 mm |
| Interasse delle barre s | 0.10 m |
| f_{c28} | 27.6 MPa |
| f_y | 420 MPa |

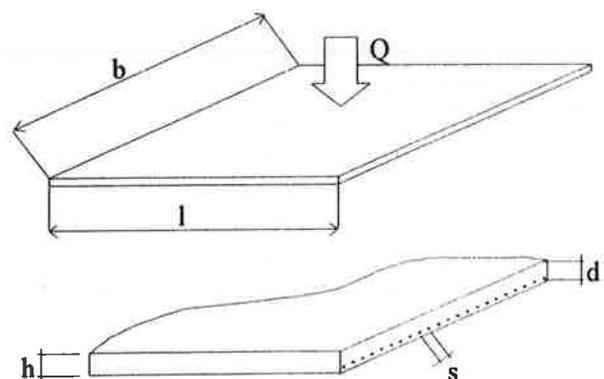


Fig.2 - Geometria ed armatura della soletta

Nella analisi dell'affidabilità della soletta in c.a. si

assumono le seguenti ipotesi:

- la soletta è soggetta ad un carico permanente D, ad un carico variabile di esercizio L e ad un sovraccarico eccezionale Q, che si realizza nel tempo con frequenza media λ . I carichi sono uniformemente distribuiti: i valori nominali di D ed L sono pari a 7.5 kN/m²; il valore medio del sovraccarico eccezionale è pari a 3 kN/m²;
- il collasso si verifica per flessione;
- la percentuale di armatura è inferiore a quella bilanciata;
- la resistenza a compressione del calcestruzzo varia nel tempo per effetto della idratazione, mentre l'area delle barre di armatura diminuisce per effetto della corrosione. Le altre caratteristiche meccaniche dei materiali sono assunte indipendenti dal tempo;
- le barre d'armatura sono fornite dallo stesso produttore; le resistenze allo snervamento e le sezioni delle barre sono variabili aleatorie perfettamente correlate.

Poiché le barre di armatura hanno un comportamento duttile, la soletta viene modellata come un sistema composto da elementi duttili in parallelo.

Per valutare la resistenza ultima a flessione, nello stato iniziale, si può assumere, in via approssimata, la relazione [ACI 318 - '89]:

$$M_0 = a_0(1 - 0.59 a_0) b d^2 f_{c28} \quad (4.1)$$

essendo:

- $a_0 = \frac{\rho f_y}{f_{c28}}$;
- $\rho_0 = \frac{n_t A_t}{bd}$;
- f_{c28} la resistenza a compressione del calcestruzzo, misurata a 28 giorni;
- n_t il numero delle barre di armatura;
- f_y ed A_t la resistenza allo snervamento e l'area di ciascuna barra.

La resistenza ultima a flessione al tempo t viene valutata in modo analogo attraverso la relazione:

$$M(t) = a(t)(1 - 0.59 a(t)) b d^2 f_c(t) \quad (4.2)$$

essendo:

- $a(t) = \frac{\rho(t) f_y}{f_c(t)}$;
- $\rho(t) = \frac{n_t A_t(t)}{bd}$;
- $f_c(t)$ la resistenza a compressione del calcestruzzo al tempo t ;
- $A_t(t)$ l'area residua della i -esima barra.

La resistenza ultima degrada pertanto nel tempo secondo la funzione aleatoria:

$$G(t) = \frac{M(t)}{M_0} = \frac{\rho(t) f_y \left[1 - 0.59 \left(\frac{\rho(t) f_y}{f_c(t)} \right) \right]}{\rho_0 f_y \left[1 - 0.59 \left(\frac{\rho_0 f_y}{f_{c28}} \right) \right]} \quad (4.3)$$

Nelle analisi si assume per semplicità che la variazione di $G(t)$ sia trascurabile rispetto alla aleatorietà del carico eccezionale; il valore di $G(t)$ viene quindi assunto pari al valore medio, espresso dalla relazione (4.4):

$$E[G(t)] = \frac{1}{n_t} \sum_{q=1}^{n_t} \frac{A_{tq}(t)}{A_t} \cdot \frac{\left[1 - 0.59 n_t E[A_t] \left(\frac{1}{n_t} \sum_{q=1}^{n_t} \frac{A_{tq}(t)}{A_t} \frac{E[f_y]}{bd E[f_c(t)]} \right) \right]}{\left[1 - 0.59 n_t E[A_t] \left(\frac{E[f_y]}{bd E[f_{c28}]} \right) \right]}$$

Nella modellazione degli effetti dei meccanismi di degrado, si assumono le seguenti ipotesi:

- la corrosione delle barre ha inizio dopo 10 anni di esercizio [6], ovvero quando lo spessore medio dello strato di calcestruzzo esposto a carbonatazione eguaglia lo spessore del copriferro [nella eq.(2.1) si assume pertanto $t_1 = 10$ anni];
- l'intensità del danno dovuto alla corrosione è espressa dalla riduzione di sezione di ogni barra attraverso la relazione approssimata (valida se lo spessore dello strato corroso è piccolo rispetto al diametro della barra):

$$X_i(t) = 1 - \frac{A_t(t)}{A_t} \approx \frac{4 R_c}{\phi} (t - t_1)$$

essendo R_c il tasso di corrosione;

- sulla base dei valori numerici riportati in [6], i parametri che caratterizzano la rel. 2.1, sono pari a:

$$K_1 = 0$$

$$K_2 = \frac{4 R_c}{\phi} = 6.4 \cdot 10^{-3} / \text{anno}$$

per una barra con diametro pari a 20 mm.

- la resistenza a compressione del calcestruzzo a 28 giorni è pari a 27.6 MPa; aumenta nei primi 10 anni secondo la relazione:

$$f_c(t) = 15.75 + 4 \cdot \ln t \quad \text{in MPa}$$

essendo t espresso in giorni; successivamente rimane costante.

Le variabili aleatorie prese in esame sono il valore del sovraccarico eccezionale, la resistenza a compressione del calcestruzzo, la resistenza a snervamento dell'acciaio, l'area delle barre di armature ed i parametri K_2 e t_i .

Con riferimento al modello di danno descritto al Par.3, è possibile calibrare i valori dei parametri α_1 , α_2 e $D(0)$ attraverso una regressione non lineare dei valori della funzione $1 - E[G(t)]$, che misura l'evoluzione del danneggiamento per degrado della soletta (nei calcoli si è assunto $d_L = 1$). La relazione interpolante ha l'espressione:

$$D(t) = \left(\frac{\alpha_1}{\alpha_2} + D(0) \right) \exp(\alpha_2 t) - \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \quad (4.5)$$

che rappresenta la soluzione dell'eq. (3.1) quando il degrado è dovuto solo all'invecchiamento.

Nel caso in esame, risulta:

- $\alpha_1 = 0.0037$;
- $\alpha_2 = 0.0113$;
- $D(0) = 0.0180$.

Per valutare gli effetti del sovraccarico accidentale, si è calcolata, attraverso una procedura di tipo FOSM, la riduzione dell'affidabilità dell'elemento corrispondente all'applicazione di tale carico al variare di t . Si è quindi assunto che tale riduzione rappresenti l'effetto dei sovraccarichi accidentali sull'evoluzione del degrado [valutabile attraverso la rel.(3.11)].

Operando una regressione non lineare, si ottiene:

- $\beta_1 = 0.2100$;
- $\beta_2 = 0.2500$.

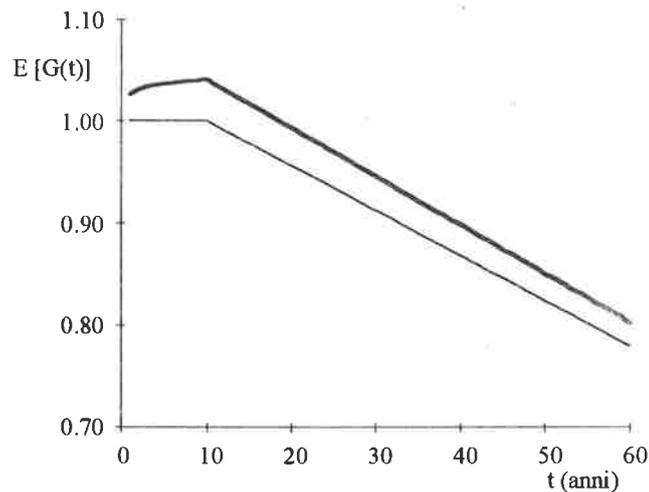


Fig. 3 - Evoluzione media del degrado, valutata al variare di t considerando l'incremento di resistenza del calcestruzzo (curva a tratto spesso) o trascurando tale fenomeno (curva a tratto sottile)

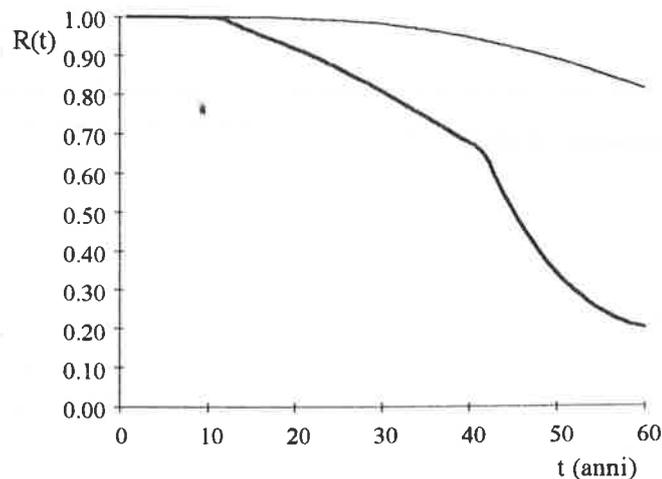


Fig. 4 - Affidabilità della soletta in c.a. valutata considerando (curva a tratto spesso) o trascurando (curva a tratto sottile) il degrado per invecchiamento

Nella Fig.3 viene riportata l'evoluzione media $E[G(t)]$ del degrado per effetto della corrosione delle barre d'armatura, valutata mediante l'eq.(4.4) per una durata di 60 anni, e considerando o meno l'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo nei primi dieci anni.

Si rileva che il degrado per corrosione ha effetti abbastanza significativi, soprattutto se non è possibile fare affidamento sull'incremento della resistenza a compressione del calcestruzzo. Ed al riguardo è anche opportuno rilevare che la stima operata è a sfavore di sicurezza, perché si è considerato un solo meccanismo di degrado.

Effetti ben più marcati si evidenziano nella stima dell'affidabilità della soletta, quando si considerano gli effetti del sovraccarico eccezionale.

Nella Fig.4 sono infatti riportate le curve che descrivono l'evoluzione dell'affidabilità dell'elemento, ricavata nell'ipotesi che la frequenza media del processo di Poisson che descrive lo shock sia pari a $\lambda = 0.05$ e tenendo conto o meno del degrado.

L'effetto dell'invecchiamento è ben evidente: il giudizio sullo stato della soletta varia infatti completamente se si considerano gli effetti della corrosione delle barre d'armatura.

La situazione peggiora rapidamente all'aumentare della durata del periodo di tempo preso in esame; questo fatto è evidenziata dalla diversa pendenza dei vari tratti della relativa curva (a tratto spesso in Fig.4), che denotano la diversa influenza della numerosità degli shock sull'affidabilità dell'elemento e manifestano gli effetti della interazione tra le due fonti di degrado: invecchiamento e shock.

5. CONCLUSIONI

E' stata illustrata una procedura per la valutazione dell'affidabilità di strutture esistenti, soggette a degrado per effetto dell'esposizione ad agenti ambientali aggressivi, oltre che per effetto del regolare esercizio e di azioni eccezionali, quali quelle indotte da un terremoto o da forti escursioni termiche.

La procedura proposta permette di tenere conto di diversi modelli di evoluzione del degrado delle caratteristiche meccaniche, e più in generale del danneggiamento di un elemento strutturale.

Dal punto di vista degli studi di valutazione probabilistica della sicurezza, il principale interesse della procedura consiste nel mettere esplicitamente in conto la variazione nel tempo della sicurezza strutturale, spesso considerata trascurabile nei confronti della aleatorietà delle azioni a cui il sistema è soggetto.

Per verificarne l'efficienza, è stata quindi applicata alla verifica di sicurezza di una soletta in c.a. soggetta a

degrado per effetto della corrosione delle barre d'armatura e della possibilità che si manifesti un sovraccarico eccezionale.

Per tale caso si è rilevato indispensabile tenere conto degli effetti del degrado nella valutazione dell'affidabilità e quindi del valore effettivo della vita di servizio.

Gli sviluppi futuri della ricerca prevedono:

- la verifica dell'affidabilità del modello di previsione dell'evoluzione del danno con riferimento a tipologie specifiche di elementi strutturali in c.a. ed acciaio, al variare delle condizioni di esposizione ambientale;
- stimata l'evoluzione nel tempo dell'affidabilità del singolo componente strutturale, la valutazione dell'affidabilità di un sistema sulla base della sua logica funzionale o di comportamento, definita in relazione ad uno o più stati limite, mediante le rappresentazioni ai *minimal path sets* o ai *minimal cut sets*;
- la messa a punto di una procedura che sia suscettibile di aggiornamento nel corso della vita utile residua a seguito di ispezioni e di interventi di manutenzione e/o riparazione, ovvero che permetta, in funzione della stima dell'evoluzione dell'affidabilità di un sistema strutturale, di programmare le ispezioni su di esso e gli eventuali interventi di manutenzione e/o riparazione e adeguamento.

I risultati della ricerca verranno quindi applicati alla valutazione dell'affidabilità di un impianto industriale ad alto rischio, per il quale si ipotizza un prolungamento della vita utile.

Si auspica che la procedura introdotta sia utile per realizzare un sistema per la gestione di una costruzione esistente, ovvero di un insieme di criteri, regole e strumenti che permettano di verificare e controllare il comportamento di elementi e sistemi strutturali nella vita utile di servizio.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata finanziata con il contributo del Ministero dell'Università e della Ricerca Scientifica (quota 60% - Facoltà). Gli Autori sono grati al Prof. Giuliano Augusti per i suggerimenti ed il continuo incoraggiamento.

Il primo Autore ricorda con gratitudine il Professore Carlo Cestelli Guidi che, con affettuosa benevolenza (ed ironico sorriso), lo ha avviato alla faticosa, ma gratificante attività di ricercatore.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ellingwood, B., Mori, Y. (1992): *Condition Assessment and Reliability-Based Life Prediction of Concrete Structures in Nuclear Plants*. ORNL/NRC/LTR-92/4, Gennaio.
- [2] Vora, J.P., et al. (1991): *Nuclear plant aging research (NPAR) program plan*. NUREG-1144, Rev.2, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
- [3] Ciampoli, M. (1996): Time dependent reliability of structural systems subject to deterioration. Proc. *International Conference on Uncertain Structures: Analytical, Numerical and Experimental Methods*, Western Caribbean, March 3-10 (in stampa).
- [4] Ciampoli, M. (1997): Reliability assessment of structural systems subject to deterioration over time. Proc. *ICOSSAR '97*, Kyoto, Giappone, Novembre (in stampa).
- [5] Ciampoli, M., Ellingwood, B. (1996): Probabilistic methods for current and future performance assessment of concrete structures in nuclear power plants; *Collana Studi e Ricerche*, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Roma "La Sapienza", N. 18/1996, Luglio; Presentato alla Riunione del Comitato Tecnico RILEM TC 160-MLN: *Methodology for life prediction of concrete structures in nuclear power plants* - Parigi, 3-4 Giugno 1996.
- [6] Mori, Y., Ellingwood, B. (1993): *Methodology for Reliability Based Condition Assessment. Application to Concrete Structures in Nuclear Power Plant*. NUREG/CR-6052-ORNL/Sub/93-SD684, Agosto.
- [7] Mori, Y., Ellingwood, B. (1994): *Reliability Assessment of Degrading Concrete Shear Walls*. ORNL/NRC/LTR-94/6, Aprile.
- [8] Gikhman, I.I., Skorokhod, A.V. (1972): *Stochastic Differential Equations*. Springer-Verlag.

SPERIMENTAZIONE DINAMICA ED IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE: RISULTATI SALIENTI E CONSIDERAZIONI CRITICHE RELATIVE AD UN PROGRAMMA DI PROVE ESEGUITE SU VIADOTTI AUTOSTRADALI

Pier Paolo DIOTALLEVI Raffaele POLUZZI
Dipartimento DISTART - Università degli Studi di Bologna

Mario Fernando GUIDUCCI
Già dell'Università di Ancona

Emanuele Filiberto RADOGNA
Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

Giuseppe CALCERANO
Società Autostrada Tirrenica p.A. - Roma

SOMMARIO

Nel quadro delle vedute attuali in tema di sicurezza, durabilità, manutenzione delle opere d'arte stradali, si presentano tre esempi di prove dinamiche su viadotti, impostate con l'obiettivo di migliorare i modelli matematici adottati in fase di progetto e di determinare alcuni parametri della risposta, da utilizzare durante la vita di esercizio per valutare lo stato di conservazione delle opere nella loro evoluzione nel tempo.

SUMMARY

In the frame of the present views on safety, durability, maintenance of the roads bridges, three examples of dynamical tests are reported, planned with a twofold aim: first to improve the mathematical models adopted for the design, secondly to fix some parameters of the structural response, to be used during the service life of bridges in order to evaluate their actual state of maintenance.

1. PREMESSA

In una precedente nota, presentata alle Giornate AICAP - Pisa '93, si è riferito sulla prima fase di un programma di prove dinamiche, incluso nelle operazioni del collaudo statico, ai sensi della legge 5 Novembre 1971. n. 1086, relative a tre viadotti dell'Autostrada Livorno-Civitavecchia.

Nel corso della prima fase, le prove dinamiche sono state eseguite su alcune pile, prima della posa in opera dei sovrastanti impalcati, al fine di acquisire elementi di giudizio sulla interazione terreno-struttura.

Nel corso della seconda fase, la sperimentazione dinamica è stata estesa agli impalcati ultimati, in aggiunta alle classiche prove di carico statico. Nella presente nota si riportano i risultati salienti acquisiti nel corso della seconda fase e si riferisce sui confronti

tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti mediante le modellazioni numeriche dei tre impalcati. Vengono quindi svolte alcune considerazioni sulla utilizzazione dei dati acquisiti nel corso delle prove dinamiche suddette durante la vita di esercizio, nell'ambito delle operazioni di sorveglianza delle opere.

A tale scopo vengono svolte alcune sperimentazioni numeriche illustrative con riferimento a schemi strutturali tipici di impalcati da ponte a travata, al fine di saggiare l'influenza di possibili alterazioni dell'integrità delle opere sulla loro risposta dinamica.

Vengono infine formulate alcune raccomandazioni sulla opportunità del monitoraggio e sull'utilizzo della sperimentazione nelle nuove costruzioni di viadotti autostradali sia per l'affinamento del progetto che soprattutto per il controllo nel tempo dell'efficienza funzionale e della sicurezza dell'opera.

2. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DEI TRE VIADOTTI OGGETTO DELLA SPERIMENTAZIONE DINAMICA

Si tratta di tre viadotti che hanno in comune le seguenti caratteristiche:

- a) la separazione completa delle strutture che costituiscono le due carreggiate;
- b) la larghezza di ciascuna carreggiata, pari a m 12,25;
- c) lo schema statico a trave continua, con tratte da sei fino a sedici campate;
- d) la realizzazione in cemento armato precompresso;
- e) le fondazioni delle pile a plinti su pali trivellati;
- f) l'ubicazione in zona sismica di II categoria.

Le caratteristiche specifiche dei tre viadotti sono le seguenti:

2.1 Viadotto Coltano

- 1a) Lunghezza complessiva: m 9618;
- 1b) Luce media delle campate interne: m 45 (luce minima: m 44; luce massima m 46), luce campate di estremità: m 33, m 36;
- 1c) Tratto in media di dieci campate continue, della lunghezza complessiva di $8 \times 45 + 2 \times 36 =$ m 432;

1d) Sezione trasversale trapezia piena ad altezza variabile da m 2,30 all'appoggio a m 1,10 in mezzeria ($\sim L/41$);

1e) Altezza pile: Variabile;

1f) Gli appoggi mobili consentono solo spostamenti lenti, mentre si comportano come dissipatori elastoplastici per quelli rapidi.

2.2 Viadotto Gonnellino

2a) Lunghezza complessiva: m 656;

2b) Luce campate interne: m 42, luce campate di estremità m 36;

2c) Tratta unica di sedici campate continue;

2d) Sezione scatolare monocellulare alta m 2,350 ($\sim L/18$);

2e) Altezza pile: Variabile;

2f) Gli appoggi unidirezionali consentono spostamenti longitudinali. Il dispositivo di ritegno e dissipazione in caso di sisma è predisposto presso una delle due spalle.

2.3 Viadotto Poggio Iberna

3a) Lunghezza complessiva: m 2518;

3b) Luce campate interne ed esterne m 42,0;

3c) Sei tratte di otto campate ($8 \times 42 = 336$ m) e due tratte di sei campate ($6 \times 42 = 252$);

3d) Sezione scatolare monocellulare alta m 2,60 ($\sim L/16$);

3e) Altezza pile: Variabile;

3f) Gli appoggi mobili consentono solo spostamenti lenti, mentre si comportano come fissi per quelli rapidi.

3. MODALITÀ' COSTRUTTIVE

3.1 Viadotto Coltano

Il viadotto è stato costruito con l'impiego di quattro centine autovaranti. Tali attrezzature, comprensive delle casseforme di una intera campata per ciascuna centina, hanno consentito la completa costruzione a regime di otto campate alla settimana. Per la maturazione è stato sfruttato il calore di idratazione del getto della nervatura piena, con il solo uso in inverno di teli coibenti.

3.2 Viadotto Gonnellino

Le campate sono state prefabbricate con il procedimento della segmentazione longitudinale delle travi scatolari monocellulari in due emicassoni simmetrici rispetto al piano verticale passante per l'asse longitudinale dell'impalcato.

La prefabbricazione degli emicassoni è stata effettuata utilizzando una cassaforma alloggiata nel carro di varo, atto ad eseguire le operazioni di sollevamento, traslazione e calaggio degli emicassoni sulle pile. Il collegamento fra i due emicassoni affiancati è stato realizzato con getti di sutura longitudinali, che hanno conglobato le armature di attesa, sporgenti dalle solette e dalle controsolette. La continuità della nuova campata con quella precedente è stata assicurata mediante il getto del traverso sulla pila e la messa in tiro degli appositi cavi di continuità.

3.3 Viadotto Poggio Iberna

Ogni trave a cassone monocellulare è stata prefabbricata fuori opera e precompressa con trefoli aderenti. Essa è stata quindi trasportata mediante un treno di carrelli motorizzati sulla parte di impalcato già realizzata fino al carro di varo, che ha proceduto al suo aggancio, sollevamento e posizionamento sulle pile. La continuità fra le campate adiacenti è stata assicurata con getti di sigillatura e precompressione con cavi post-tesi.

4. MODALITÀ' DELLA SPERIMENTAZIONE DINAMICA

Lo scopo delle prove è stato di applicare alle strutture in esame una forza eccitatrice periodica, mediante una apparecchiatura dotata di masse eccentriche controrotanti (vibrochina), ovvero una azione impulsiva, realizzata mediante il transito di un autocarro con o senza frenata, ovvero mediante la caduta o il rilascio di un blocco di calcestruzzo. Nel primo caso la struttura è stata sottoposta ad un regime di oscillazioni forzate; nel secondo e nel terzo caso a regimi transitori di vibrazioni. Nel corso delle prove si è eseguita la misura delle accelerazioni in punti significativi della struttura mediante accelerometri induttivi e accelerometri piezoelettrici, collegati, mediante amplificatori ed apposite apparecchiature elettroniche, ad unità di calcolo automatico per la gestione e la memorizzazione delle accelerazioni misurate. Il rilievo delle accelerazioni, per ogni prefissato valore della frequenza eccitatrice, è stato

esteso, nelle prove dei viadotti, a quattro cicli della forzante con passo di campionamento sempre più breve al crescere della frequenza. Quindi i dati sperimentali sono stati elaborati con l'impiego delle trasformate di Fourier, costruendo le funzioni "Accelerazione/Forza" al variare della frequenza.

Le frequenze dei modi propri di vibrazione sono state individuate in corrispondenza dei picchi che compaiono sul diagramma rappresentativo della funzione "Accelerazione/Forza".

Nel caso delle azioni impulsive, le accelerazioni sono state misurate con la stessa rete di accelerometri, impiegati per la prova con vibrodina, per un conveniente intervallo di tempo nella fase delle oscillazioni smorzate del regime transitorio, utilizzando la medesima tecnica di campionamento. La descrizione del moto nel dominio delle frequenze, ottenuto con lo sviluppo delle trasformate di Fourier, ha sistematicamente confermato la individuazione delle frequenze proprie, ottenute con le prove di eccitazione sinusoidale forzata, eseguita con l'impiego della vibrodina. Questa osservazione è interessante dal punto di vista dei controlli in fase di esercizio, perché può risultare più agevole la eccitazione di tipo impulsivo mediante il transito di un autocarro.

Si ricorda che le prove con vibrodina sono state eseguite, nella prima fase di attuazione del programma di prove, su pile isolate, prima della posa in opera dei relativi impalcati.

Precisamente sono state provate le pile n. 133 della Via Sud e la pila n. 134 della Via Nord del Viadotto Coltano, la pila n. 1 della Via Nord del Viadotto Gonnellino, e le pile n. 56 e 58 della Via Nord del Viadotto Poggio Iberna.

I risultati di dette prove sono stati riportati nella comunicazione alle Giornate AICAP-Pisa 1993 [1].

Per quanto riguarda le prove della seconda fase, sugli impalcati, si precisa che azioni forzanti della vibrodina sono state applicate sia nel piano verticale, che su quello orizzontale, tanto nella direzione longitudinale degli impalcati quanto in quella trasversale.

Prima di riportare una sintesi dei risultati sperimentali, ottenuti nella seconda fase, si svolgono alcuni richiami sulla modellazione numerica della risposta dinamica degli impalcati, in modo da poter presentare, insieme alle frequenze modali misurate, le corrispondenti frequenze calcolate, rendendone immediato il confronto.

5. LA MODELLAZIONE NUMERICA

La modellazione numerica degli impalcati è stata effettuata con elementi finiti utilizzando il programma di calcolo automatico SAP 90.

Nel corso della modellazione è emersa la necessità di esaminare con particolare attenzione l'influenza dei seguenti parametri.

a) Ai fini della simulazione dei modi torsionali è particolarmente rilevante la forma della sezione trasversale, che non sempre può essere modellata con uno schema semplice: non di rado si sono resi necessari modelli dell'intero impalcato, che sono risultati notevolmente onerosi dal punto di vista della modellazione numerica;

b) Nel caso del Viadotto Coltano, avente sezione ad altezza variabile, la linea d'asse è curva, ciò che comporta la possibilità di un funzionamento ad arco in relazione alle caratteristiche dei vincoli, funzionamento di cui occorre tenere conto in modo opportuno, per evitare interferenze che possono influenzare la rigidezza dell'insieme e, quindi, la correlativa risposta dinamica;

c) La posizione dei vincoli, situati all'intradosso dell'impalcato e non sulla linea d'asse, va considerata con cura, per evitare alterazioni della risposta;

d) Nel caso della modellazione delle vibrazioni forzate, contenute nel piano orizzontale, occorre non trascurare la influenza del tipo della fondazione e di quella della pila.

Da queste considerazioni emerge il ruolo della sperimentazione come fonte di informazioni, tali da consentire il perfezionamento del modello numerico, nella logica di un processo interattivo.

Si tratta, in sostanza, di uno degli obiettivi della identificazione strutturale, quello del miglioramento del modello matematico adottato in fase di progetto. Viene così sottolineata, in maniera spontanea, la necessità di un processo sinergico tra la sperimentazione fisica e quella numerica, e, quindi, tra gli specialisti dei due campi, per poter impostare in maniera efficace i programmi di indagine sperimentale, così da fornire elementi utili per una modellazione numerica realistica e non meramente sofisticata.

6. SINTESI DEI RISULTATI SPERIMENTALI E CONFRONTO CON QUELLI TEORICI

Per tutti e tre i viadotti sono stati eseguiti 3 gruppi di prove:

1° Gruppo: con eccitazione sinusoidale e forzante verticale

2° Gruppo: con eccitazione sinusoidale e forzante orizzontale parallela e perpendicolare rispetto all'asse longitudinale del viadotto

3° Gruppo: con autocarro in frenata e (Viadotto Coltano) con caduta o rilascio di un grave.

In particolare si indicano per i singoli viadotti le prove specifiche effettuate con eccitazione sinusoidale forzata ed in più significativi ragguagli di confronto fra le frequenze delle prime forme modali ottenute sperimentalmente e quelle ottenute con la modellazione numerica.

Nelle figure 1 e 2 sono indicate le collocazioni tipiche della vibrodina disposta verticalmente in posizione centrale o eccentrica e la posizione dell'autocarro o dei gravi.

6.1 Viadotto Coltano

6.1.1 Collocazione della vibrodina

| N° Prova | Campata | Collocazione Vibrodina | Direzione dell'azione |
|----------|------------------|------------------------|-----------------------|
| 1 | 5 Via Nord | Mezzeria eccentrica | Verticale |
| 2 | 5 Via Nord | Quarto luce centrata | Verticale |
| 3 | 109 Via Nord | Mezzeria eccentrica | Verticale |
| 4 | 171 Via Sud | Mezzeria eccentrica | Verticale |
| 5 | 171 Via Sud | Quarto luce centrata | Verticale |
| 6 | Pila 133 Via Sud | Centrata | Orizzontale trasv. |
| 7 | Pila 133 Via Sud | Centrata | Orizzontale longitud. |

Nelle figure 3a e 4a vengono riportati due accelerogrammi tipici, nelle figure 3b e 4b le funzioni "accelerazione/forza" (a/F) ottenute per gli stessi accelerometri, al variare della frequenza della forzante.

Nella figura 4b viene indicato anche il procedimento per la determinazione degli smorzamenti.

integra. A tale scopo si è svolta una sperimentazione numerica preliminare, a carattere esplorativo, operando su schemi strutturali semplici di strutture da ponte, considerate in due stati, integro e deteriorato.

Per dette strutture, e per ciascuno stato, sono state effettuate analisi modali così da individuare risultati tali da mettere in evidenza variazioni fra le strutture integre e quelle affette da danno simulato. Per quanto riguarda le caratteristiche dei danni assunti, si sono considerate situazioni che l'esperienza dell'esercizio stradale, autostradale e ferroviario indica come più frequenti e, quindi, anche come più probabili. Precisamente si sono considerati tre tipi di fenomeni di degrado, derivanti da azioni di esercizio, escludendo, in questa prima fase di indagine, le azioni sismiche:

I) Alterazione del collegamento fra nervatura prefabbricata e soletta collaborante gettata in opera, estesa a tutta la luce, ovvero limitata ai quarti della luce stessa in prossimità degli appoggi (esempi 1 e 2 del successivo par. 8).

II) Riduzione della efficienza del vincolo di continuità sull'appoggio intermedio di una trave continua (esempio 3).

III) Fenomeni di degrado diffuso nelle travi esterne di un impalcato costituito da cinque travi longitudinali collegate dalla soletta e dai soli traversi di testata (esempio 4).

Negli esempi 1 e 2 il danneggiamento della connessione fra nervatura e soletta è stato simulato con attenuazioni crescenti della rigidezza a taglio degli elementi di collegamento.

Nell'esempio 3 la riduzione di efficienza del vincolo di continuità è stata simulata con l'abbattimento della rigidezza degli elementi in prossimità dell'appoggio centrale.

Nell'esempio 4 sono state separatamente ridotte la rigidezza trasversale della soletta e le rigidezze flessionali delle due travi di bordo.

Si tratta di fenomeni riconducibili in parte a difetti in zone di collegamento mutuo, causati da inadeguate disposizioni costruttive, in parte a fessurazioni diffuse, di entità superiore alle previsioni di progetto.

In questa fase si sono esclusi danneggiamenti localizzati rappresentati da lesioni dovute a circostanze accidentali. L'indagine non ha compreso, per ora, l'analisi di regimi tensionali nelle strutture danneggiate, che può fornire indicazioni su fenomeni fessurativi aggiuntivi.

8. LE STRUTTURE ESAMINATE E LE PRIME DEDUZIONI

Le strutture (o elementi strutturali), di cui agli esempi di danneggiamento indicati nel par. 7, tipiche di impalcati da ponte a travata, sono indicate nelle figg. 6, 7, 8, 9 e caratterizzate dai già citati fenomeni di degrado.

I risultati dell'analisi modale effettuata per le strutture descritte, letti, al variare del danno simulato nel succedersi delle forme modali con frequenze crescenti e nella variazione di frequenza relativa alle deformate modali di pari ordine, portano alle conclusioni seguenti: trovano conferma sia il comportamento fisico delle strutture esaminate allo stato integro, sia le ragionevoli attese di variazioni di risposta al variare del tipo delle intensità del danno.

Peraltro, ai chiari comportamenti qualitativi non fanno riscontro sensibili variazioni nelle frequenze, se non in corrispondenza di elevate riduzioni di rigidezza, tali da causare presumibilmente perdite di funzionalità e resistenza, rilevabili macroscopicamente. In tale situazione sarebbe altresì compromessa la linearità del comportamento strutturale, ipotesi necessaria per l'attendibilità dell'interpretazione modale.

Giova tenere presente in proposito che, nell'ambito di diagnosi basate sulla sperimentazione dinamica, le azioni esercitate sulle strutture sono solitamente modeste e le sollecitazioni che ne conseguono sono, nella generalità, di intensità assai inferiore a quelle di progetto: si è autorizzati a ritenere che il modello lineare mantenga un ruolo fondamentale nell'interpretazione del comportamento sotto test dinamico.

Nell'ambito delle limitate sollecitazioni di prova acquista quindi un forte rilievo la precisione con cui vengono rilevate risposte strutturali, e ancora (e segnatamente) l'affinamento dell'analisi del segnale onde ricostruire con forte approssimazione forme, frequenze e smorzamenti associati: ciò al fine di ottenere significativi confronti fra le caratterizzazioni dinamiche relative ad una struttura, in tempi diversi della vita della struttura stessa, ed anche fra le risposte sperimentali e le attese coerenti con modelli numerici interpretativi, in particolare nell'ambito di diagnosi di danneggiamento.

La considerevole mole dei risultati non consente di riferire in questa sede in modo esauriente e completo e suggerisce l'impegno di una nota successiva; tuttavia, in una prima sintesi, si può sottolineare la debole sensibilità al danno da parte delle frequenze modali, ciò che, per l'appunto, evidenzia l'importanza di una affinata analisi del segnale delle risposte strutturali.

A titolo indicativo, e con riferimento all'esempio n. 4 si riportano nella figura 10 alcune deformate longitudinali e trasversali di modi corrispondenti: tali modi sono relativi alla struttura integra (fig.10a), alla struttura con danno schematizzato da riduzioni della rigidità trasversale della soletta (fig.10b) e con danno da riduzione della rigidità longitudinale delle nervature di bordo (fig.10c). Si indicano, inoltre, nei diagrammi di fig. 11 le diminuzioni percentuali di alcune frequenze per forme modali corrispondenti al variare della rigidità trasversale della soletta (fig.11a) e della rigidità delle nervature (fig.11b)

9. CONSIDERAZIONI E RACCOMANDAZIONI CONCLUSIVE

1) Le riflessioni espresse in questo paragrafo si riferiscono ad opere che richiedono elevato impegno nella progettazione, nell'esecuzione nonché nell'esercizio e manutenzione, con particolare riguardo al comportamento nel tempo. I tre aspetti non sono indipendenti tra loro poiché ciascuno di essi è influenzato e condiziona gli altri determinando la sostanza della scelta progettuale.

2) Per opere di tale importanza la vigente normativa di collaudo non può essere ritenuta esauriente e richiede, di volta in volta, integrazioni adeguate e specifiche. Inoltre essa non si esprime, per ora, sulle modalità del controllo dell'opera nel tempo, per quanto riguarda il mantenimento sia della funzionalità che della sicurezza, e lascia, inoltre, serie indeterminazioni sui criteri di valutazione e di scelta. Tutto ciò con evidenti riflessi di carattere economico.

3) La singolarità e l'impegno di queste opere richiedono una conoscenza approfondita di opere similari ed un'analisi delle varie possibilità risolutive attraverso una valutazione - sia pure sintetica - delle problematiche che si pongono sotto i diversi aspetti. Queste analisi (non sono esclusivamente economiche) sono indispensabili per la prima impostazione di una razionale scelta progettuale.

Nelle valutazioni delle varie soluzioni è determinante lo studio accurato del processo tecnologico che si prevede di adottare per la realizzazione. Infatti il modello matematico, e quindi lo schema di calcolo, devono ricalcare le varie fasi esecutive, le relative condizioni di vincolo e tutte le altre situazioni, anche transitorie.

4) Nello studio del comportamento del complesso strutturale riveste importanza determinante la interazione terreno/struttura particolarmente nelle opere di notevole estensione laddove sono più probabili

disuniformità lungo lo sviluppo dell'opera stessa. Tale circostanza si concretizza nella manifestazione di cedimenti nel tempo non omogenei, i quali possono essere anche funzioni delle condizioni transitorie che si verificano nelle fasi successive di costruzione.

5) La problematica legata a questo comportamento si esalta in presenza di onde sismiche che hanno differente effetto sui diversi tipi di terreno (e/o di fondazione) e, quindi, lungo lo sviluppo dell'opera.

Se ne deduce che la interazione terreno/struttura va vista non solo per le sue ripercussioni puntuali ma, soprattutto, per quelle sulle parti iperstatiche della struttura, quali sono, ad esempio, i tratti a travata continua.

6) La complessità e la interconnessione dei vari aspetti fa sì che il riferimento ad opere similari sia chiaramente fondamentale per una razionale scelta progettuale e per la definizione delle caratteristiche tecnologiche e costruttive.

In prima approssimazione è senz'altro consigliabile adottare diversi modelli matematici semplificati e finalizzati, ciascuno, all'esame di uno specifico problema.

In questo modo, ovvero essendosi già fatte le scelte per tipologie, procedimenti costruttivi che caratterizzano le fasi intermedie transitorie e tecnologiche più adeguate all'ottimizzazione della fase finale di esercizio, la definizione del modello matematico completo risulterà più aderente alla realtà.

7) Le simulazioni su modello matematico devono riguardare i vari aspetti statici e dinamici sia a breve che a lungo termine. Il confronto tra i risultati delle simulazioni e quelli attesi per l'opera in progetto suggeriranno le eventuali variazioni per una seconda approssimazione nel processo progettuale.

8) Una volta definito il progetto in modo che soddisfi tutti i requisiti richiesti o, prescritti, e che illustri o specifichi norme di accorgimenti per tutte le fasi di costruzione, si dovrà procedere alla predisposizione della strumentazione per il monitoraggio che fornirà i dati di comportamento sia in fase di costruzione che in fase di esercizio.

Il piano della strumentazione dovrà quindi essere uno degli elementi del progetto, così come le previsioni di comportamento da desumersi dalla simulazione del modello matematico. Inoltre il progettista potrà suggerire alcune prove da eseguirsi durante le operazioni di collaudo, particolarmente mirate sia al perfezionamento del modello di calcolo, sia ad acquisire elementi non controllabili attraverso la strumentazione ordinaria di controllo: ciò vale in particolare per il comportamento dinamico.

9) Le operazioni di collaudo, così come definite dalla normativa, possono ritenersi adeguate a strutture

di caratteristiche semplici e ricorrenti, ma non possono coprire le esigenze di strutture particolari.

L'esecuzione delle prove di carico statico potrà essere integrata con misure di deformazioni locali per poter risalire alla distribuzione tensionale in alcune sezioni d'interesse.

Particolare importanza rivestono, come già accennato, le prove dinamiche sia su elementi di strutture in fase di costruzione, che a strutture completate. Queste prove, consigliabili anche al di fuori delle zone sismiche pur non inducendo le tensioni massime, come nel caso delle prove statiche, forniscono elementi sostanziali per:

- il controllo dei risultati dell'analisi dinamica fornita dal modello matematico e quindi della sua eventuale taratura;
- la verifica del comportamento dinamico per effetto delle diverse possibili eccitazioni quali in particolare: sisma, traffico, vento, etc.;
- la possibilità di ripetere nel tempo le prove medesime e quindi di verificare il comportamento globale della struttura in rapporto ai possibili fenomeni di deterioramento e conseguente decadimento delle caratteristiche fisico-meccaniche dell'opera.

Da una decina di anni alcuni ricercatori stanno proponendo e mettendo a punto, infatti, una metodologia di monitoraggio (nel periodo d'esercizio delle strutture più importanti) attraverso successivi controlli del mantenimento delle caratteristiche dinamiche o analisi delle eventuali variazioni osservabili negli anni di esercizio.

Inizialmente la metodologia di identificazione e controllo si è esclusivamente servita di test FVT (Forced Vibration Tests) (Bibliografia) ma, successivamente, a causa soprattutto della necessità di ripetere i controlli in esercizio senza provocare interruzioni alla funzionalità dell'opera, ci si è orientati verso lo studio di test del tipo AVT (Ambient Vibration Testing) (Bibliografia) che non richiede alcuna eccitazione forzata e controllata.

La sperimentazione effettuata in occasione dei collaudi dei più importanti viadotti della tratta autostradale Livorno-Rosignano della SAT ha seguito questi orientamenti riuscendo a confermare che gli andamenti modali tipici delle strutture esaminate con test del tipo FVT sono perfettamente riscontrabili con AVT, nei casi specifici (l'infrastruttura non era ancora aperta al traffico) appositamente generati da mezzi di cantiere o da cadute di gravi.

Questo riscontro risulta ora confermato da un recente articolo apparso sul numero di Agosto 1996 del "Journal of the IABSE" a cura di ricercatori dell'EMPA (Swiss Federal Laboratoire for Materials Testing and Research) [4].

Le osservazioni future sulle quali contiamo di poter riferire forniranno migliori informazioni sulla validità di un tale sistema di identificazione e monitoraggio.

10) Come nel caso della SAT, questi risultati, che interessano principalmente l'Ente che gestisce ed ha la responsabilità dell'opera, è auspicabile che vengano raccolti ed ordinati in apposito archivio dedicato alla Banca Dati delle opere di questo tipo in modo da poter costituire, oltre che elemento di identificazione e monitoraggio, anche di consultazione per esperienze successive.

11) Tutto ciò si inserisce naturalmente, nella gestione e nella garanzia di funzionamento delle opere di importanza vitale ai fini del mantenimento dell'esercizio di tutto il complesso viario di cui l'opera fa parte. E' quindi auspicabile che gli Enti esercenti si dotino di appositi organismi responsabili della raccolta, conservazione e divulgazione di tali dati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] R. ALESSI, P.P. DIOTALLEVI, R. POLUZZI, M.F. GUIDUCCI, E.F. RADOONA, G. CALCERANO, B. COLLARI, L. MALISARDI - 1993 - "Sperimentazione dinamica ed identificazione strutturale: premesse, teoriche, tecniche operative. Esempi di applicazione ad opere infrastrutturali", Atti Giornate AICAP - Pisa '93, pagine 337-346.
- [2] P.P. DIOTALLEVI, R. POLUZZI - 1995 - "Foundation soil influence on the seismic response of piers", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Editor: Shamsher Prakash, Vol. 1, St.Louis, pagine 381-384.
- [3] P.P. DIOTALLEVI, R. POLUZZI - 1995 - "Sperimentazione in situ: contributo all'evoluzione tecnologica ed all'affidabilità delle opere di c.a. e di c.a.p.", Giornale AICAP, n.11, pagine 3-8.
- [4] A. FELBER, R. CANTIENI - 1996 - "Advances in ambient vibration testing: Ganter bridge, Switzerland", Structural Engineering International (Journal of the IABSE), vol.6, n.3, pagine 187-190.
- [5] F. VESTRONI, D. CAPECCHI - 1996 - "Damage evaluation in cracked vibrating beams using experimental frequencies and finite element models", Journal of Vibration and Control, n.2, pagine 69-86.

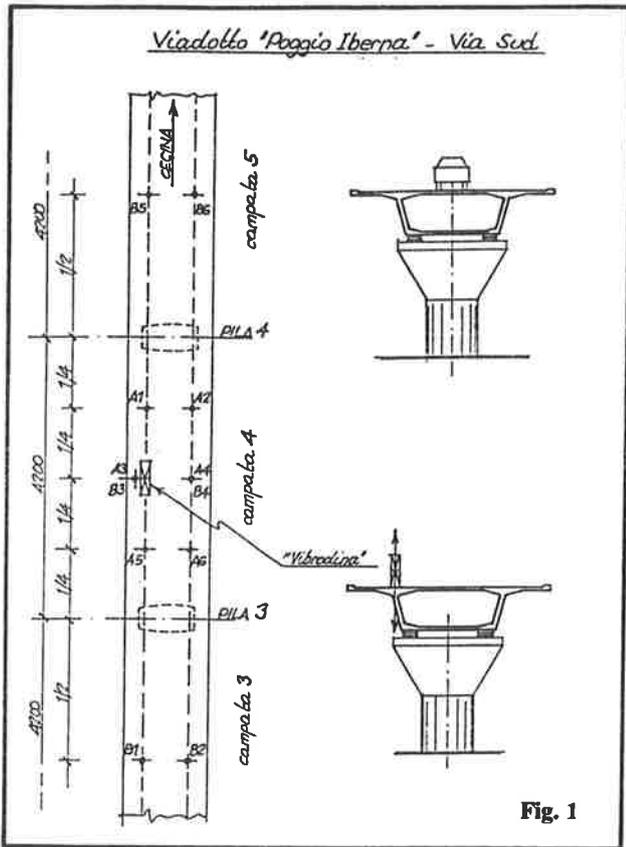


Fig. 1

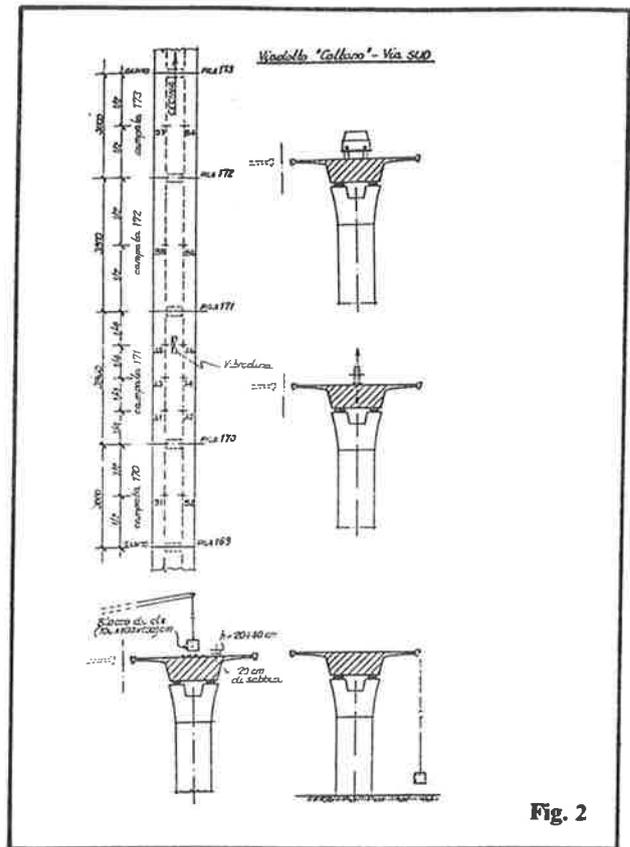


Fig. 2

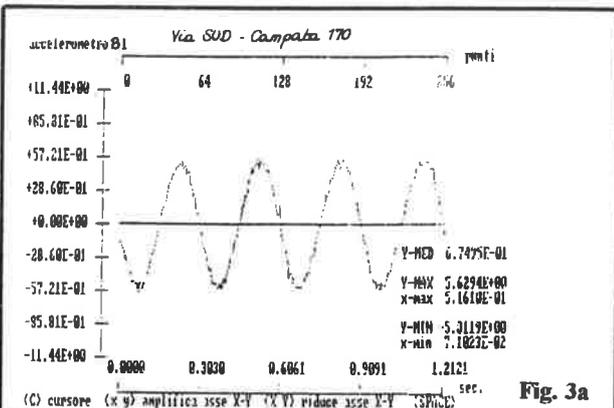


Fig. 3a

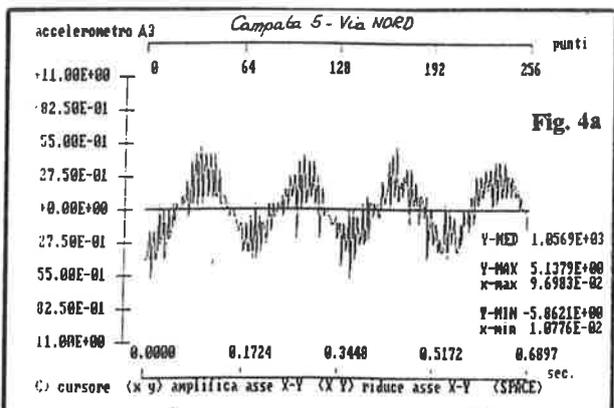


Fig. 4a

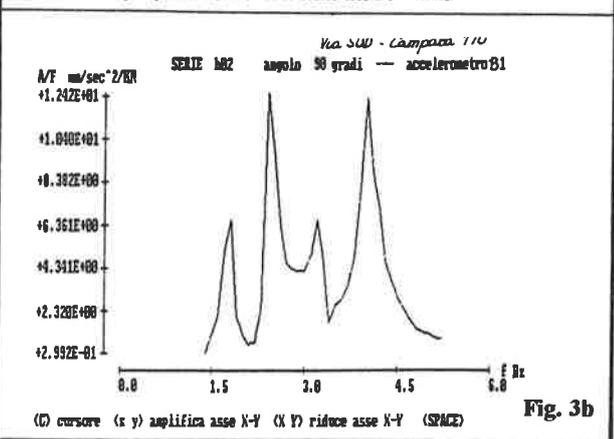


Fig. 3b

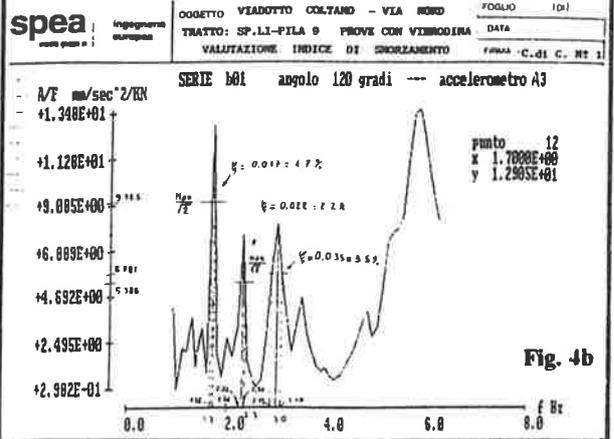
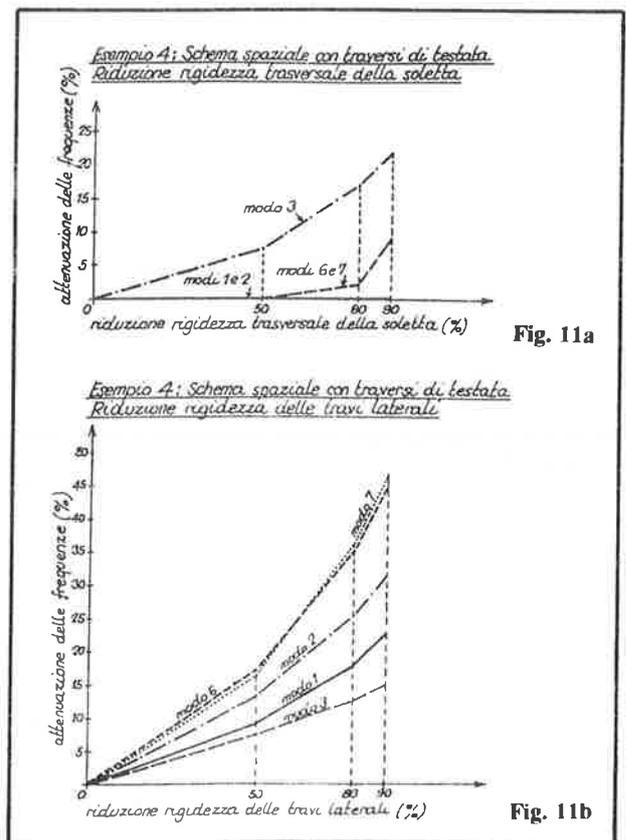
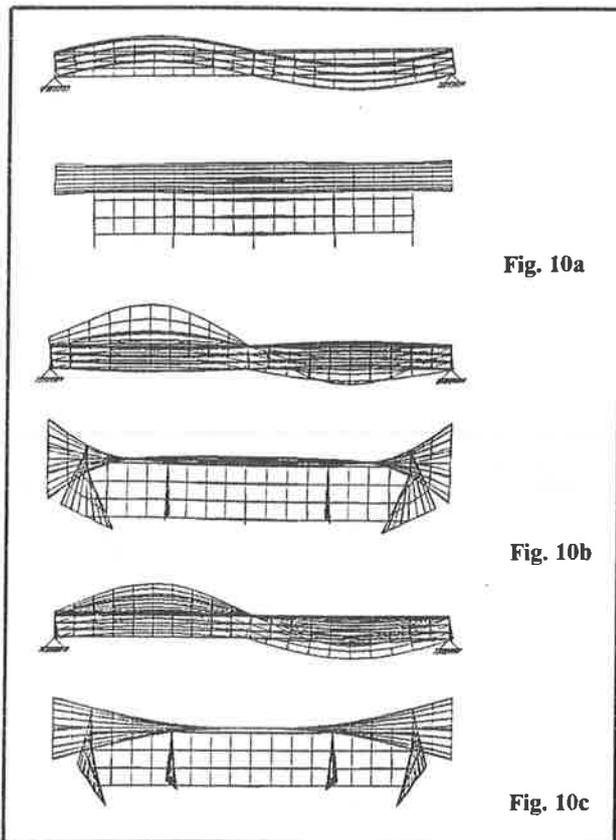
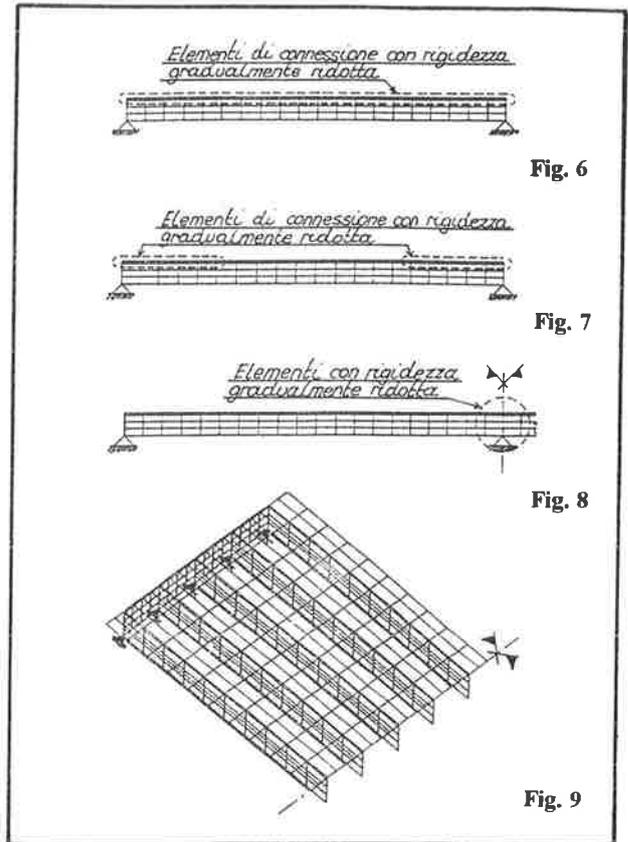
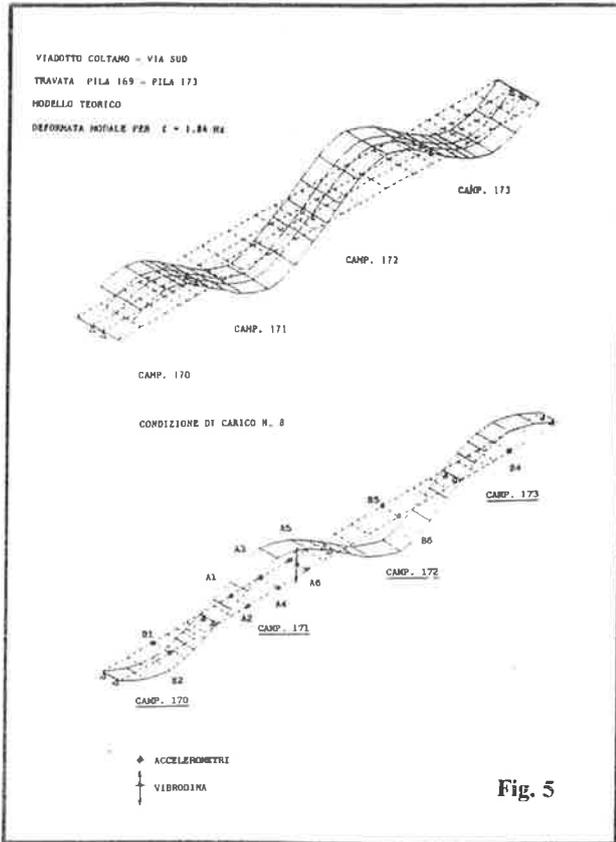


Fig. 4b

spea | ingegneria | OGGETTO VIADOTTO COLLESU - VIA NORD | FOGLIO 101
TRATTO: SP.LI-PILA 9 | PROVE CON VIBRODINA | DATA
VALIDAZIONE: INDICE DI SORZAMENTO | FIRMA: C. D. C. N. 1



INDAGINE SPERIMENTALE SULLA RESISTENZA E DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON INERTI REPERIBILI NELLE AREE DI INTERVENTO

Ing. Gian Paolo GAMBERINI - Ing. Stella GORINI

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CAGLIARI
FACOLTÀ DI INGEGNERIA - Dipartimento di Ingegneria Strutturale

SOMMARIO

Una corretta progettazione (project) necessita sia della conoscenza delle caratteristiche e dei metodi di controllo sperimentale dei materiali, sia delle condizioni di accettabilità della struttura ultimata. Con lo scopo di poter evincere se nei cantieri comuni sia possibile ottenere una Resistenza e una Durabilità di progetto sufficientemente attendibili, sono stati confezionati numerosi provini, cubici e cilindrici, con impasti di diversa natura e dosaggio, al fine di verificare se il progettista dell'opera sia tutelato nelle certificazioni che dovrà fornire sulla qualità dell'opera e sul grado di manutenzione cui essa dovrà far fronte nel suo life cycle cost.

SUMMARY

A correct project needs the knowledge of building features and the necessary acceptability conditions of the structure. With the aim of verify if into common builder's yards is possible to obtain reliable building Resistance and Durability, they were made numerous cubic and cylindric test pieces by different mixtures and dosages to verify if the project designer is protected into the certifications about quality of the work and grade of maintenance in the building life cycle cost.

INTRODUZIONE

Una corretta progettazione (project) necessita della conoscenza sia delle caratteristiche e dei metodi di controllo sperimentale dei materiali, sia delle condizioni di accettabilità della struttura ultimata.

In particolar modo è divenuta indispensabile la valutazione, oltre che della Resistenza, anche della Durabilità del calcestruzzo, strettamente legata alla qualità e quindi ai parametri di composizione, costituzione, permeabilità e maturazione, la determinazione dei quali non può contenere approssimazioni che possano indurre lo stesso progettista ad errori palesi.

A tal fine le Normative Italiana ed Europea forniscono le indicazioni da seguire sia per quanto riguarda Resistenza e Durabilità, sia per ciò che concerne prove di classificazione e verifica delle proprietà meccaniche dei materiali, le quali richiedono l'intervento di 3 categorie di operatori:

- fornitori dei materiali
- produttori di calcestruzzo
- impresa

coordinati dal progettista.

Con il lavoro di ricerca proposto si vuole verificare l'attendibilità del giudizio espresso da quest'ultimo sulla Durabilità dell'opera in considerazione dei parametri di variabilità che possono dipendere da tale coordinamento e riscontrare se le procedure descritte e sperimentate in laboratorio con strumentazioni di alta precisione, siano altrettanto attendibili quando gli stessi vengano ottenuti nei laboratori delle imprese di betonaggio disponibili negli ambiti locali dove si vuole costruire l'opera.

Il progettista del calcestruzzo dovrà definire le caratteristiche dello stesso, sia allo stato fresco che indurito, valutando la localizzazione dell'opera (aria, acqua, bagnasciuga) e le condizioni ambientali in cui essa si trova. In base a ciò si devono stabilire:

- l'Rck di progetto
- la curva granulometrica
- il tipo di dosaggio di cemento
- il rapporto a/c
- il fluidificante
- la lavorabilità

per di ottenere la migliore omogeneità di composizione e addensamento relativa al tipo di materiali utilizzati.

In una zona campione, al fine di individuare le caratteristiche necessarie per valutare la qualità del calcestruzzo confezionato sono stati confezionati, presso

varie ditte, 384 provini cubici (150x150x150 mm) e 288 provini cilindrici ($\phi = 150$ mm; $h=300$ mm) con impasti di diversa natura, variando sia i dosaggi degli inerti che il rapporto acqua cemento per testare l'influenza delle caratteristiche dell'impasto e del suo confezionamento.

Dal confronto dei risultati ottenuti coi valori indicati dalle Normative, si intende ottenere un'indicazione sull'incidenza che i suddetti fattori possano avere sulla Resistenza e Durabilità di progetto e sulla loro attendibilità e precisione, al fine di verificare se il progettista dell'opera sia tutelato nelle certificazioni che dovrà fornire sulla qualità dell'opera e sulla possibilità di poter prevedere a quale grado di manutenzione essa dovrà far fronte nel suo life cycle cost.

1. RESISTENZA E DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO

Per una corretta progettazione strutturale si è sempre inteso privilegiare la Resistenza del calcestruzzo per il ruolo fondamentale che essa presenta nel calcolo strutturale, perchè determinabile e verificabile in modo relativamente semplice e rapido e perchè le altre qualità del calcestruzzo migliorano all'aumentare di essa.

Quest'ultima ragione appare infondata per le proprietà come lo scorrimento viscoso, il ritiro, la conducibilità termica, la durabilità che possono peggiorare all'aumentare della resistenza e pertanto non è più sufficiente valutare solo tale caratteristica per la realizzazione di un'opera, ma occorre soffermarsi anche sulle altre proprietà e in particolare sulla Durabilità.

1.1 RESISTENZA E DURABILITÀ

La Resistenza è legata al parametro R_{ck} (o all' f_{ck}) e quindi alle relative formule di verifica; da ciò si comprende l'importanza che deve essere data alla corretta determinazione del suo valore.

La Resistenza a compressione caratteristica cubica e cilindrica, valutata ai 28 giorni di stagionatura, varia entro limiti che dipendono dai fattori:

- qualità dei singoli componenti
- resistenza e dosaggio del cemento
- composizione granulometrica
- proporzione e dosatura dei materiali
- acqua d'impasto
- consistenza e costipamento
- temperatura, umidità, durata della stagionatura
- modalità delle prove

La Durabilità è un elemento importante per la progettazione e per il ciclo di vita di un'opera, ma per la sua recente introduzione non gode ancora di criteri definitivi per la sua valutazione.

Da un punto di vista qualitativo, per Durabilità si può intendere la capacità di una costruzione di durare nel

tempo resistendo alle azioni aggressive e migliorando o conservando le proprietà iniziali

Una struttura in conglomerato cementizio o in cemento armato non può essere esposta all'ambiente di utilizzo senza alcuna precauzione. Infatti a seguito delle azioni dell'ambiente, o per particolari condizioni di esercizio o per cause intrinseche al conglomerato, si possono manifestare segni di degradazione o alterazioni che ne riducono le caratteristiche funzionali, fino a richiedere interventi di ripristino e, al limite, alla messa fuori servizio.

E' perciò necessario prevedere, sin dall'inizio della progettazione, opportune strategie affinché la durata del mantenimento delle caratteristiche funzionali sia almeno uguale alla "vita di progetto" (o "vita utile"), oppure al tempo previsto tra la costruzione e i necessari interventi di manutenzione.

I fattori influenzanti la Durabilità possono individuarsi nelle:

- condizioni ambientali
- condizioni climatiche
- fenomeni di fatica
- fenomeni d'urto
- condizioni esecutive
- condizioni di stagionatura
- fattori intrinseci del conglomerato

Con riferimento a quanto esposto, la Norma UNI 9858 prevede le Classi di Esposizione desunte dalle norme CEN ENV 206 indicate in tabella 1; inoltre le UNI 8981 consigliano, per il confezionamento del conglomerato, le indicazioni progettuali riportate nella tabella 2.

2. DESCRIZIONE DEI MATERIALI, DELLA STRUMENTAZIONE A DISPOSIZIONE, DELLE PROVE DI VERIFICA.

2.1 CLASSIFICAZIONE DEGLI INERTI

Nell'ambito locale in cui deve essere costruita l'opera, i provini confezionati presso le imprese di betonaggio sono stati realizzati con inerti prelevati dalle cave di prestito. Di seguito vengono sommariamente descritte le caratteristiche delle stesse con il proposito di evidenziare se la natura degli inerti possa in qualche modo influenzare il giudizio di Durabilità dell'opera.

-Inerti della cava 1:

Il materiale è estratto da una grande discarica di miniera ed è costituito per la quasi totalità da rocce anfiboliti derivanti da metamorfismo regionale di rocce ignee e basiche. Il minerale prevalente è l'orneblenda; tra i minerali accessori è rilevante la presenza di quarzo. Sono ben evidenti piani di fessibilità che conferiscono una struttura anisotropa. Tale litologia è abbastanza idonea, in qualità di inerte, per il confezionamento del

calcestruzzo, in quanto presenta, dopo la frantumazione, superfici di frattura con numerose asperità che aumentano la superficie di contatto con la malta cementizia. Inoltre il tipo di materiali componenti e l'evoluzione storica conferiscono al materiale una buona resistenza.

-Inerti della cava 2:

Il materiale è estratto da depositi alluvionali clastici. Si riscontra la prevalenza di:

1)-rocce metamorfiche di varia natura

2)-rocce ignee intrusive acide. La struttura è cristallina, isotropa, granulare, ben visibile a occhio nudo, costituita prevalentemente da quarzo, k-feldspato (che conferisce una colorazione rosa) e biotite presente in quantità molto modesta.

La morfologia arrotondata, tipica dei sedimenti clastici fluviali, comporta, anche dopo la frantumazione, la presenza di una sensibile percentuale di superficie liscia e priva di asperità che influisce negativamente sulla aderenza con la malta cementizia.

Inoltre, a causa della elevata maturità, la roccia 2) ha subito perdita di resistenza dovuta ad alterazioni chimiche dei minerali meno stabili.

-Inerti della cava 3:

Presentano le stesse caratteristiche degli inerti della cava 2 poichè distante da questa pochi Km.

2.2 CLASSIFICAZIONE E CARATTERISTICHE DEGLI AGGREGATI IN BASE A DOCUMENTAZIONI E CERTIFICAZIONI FORNITE DALLE IMPRESE (UNI 8520/5)

Impresa 1

| DENOMINAZ | provenienza |
|---------------|-------------|
| Sabbia grossa | Cava 1 |
| Graniglia | |
| Mezzanello | |
| Sabbia fine | Cava 2 |
| Sabbia grossa | |
| Graniglia | |
| Mezzanello | |

Impresa 2

| DENOMINAZ | provenienza |
|---------------|-------------|
| Sabbia fine | Cava 3 |
| Sabbia mista | |
| Risone | |
| Ghiaia quarta | |
| Ghiaia terza | |
| | |

Le imprese hanno fornito per tutti gli inerti le curve granulometriche per l'ottimizzazione della miscela. E' stata effettuata comunque la verifica in loco dell'analisi granulometrica mediante: campionamento secondo le UNI 8520/3, essiccamento e vagliatura degli inerti (secondo le UNI 2331-2-3-4).

2.4 CONFEZIONAMENTO DEI PROVINI

2.4.1. Valutazione del contenuto di umidità totale degli inerti mediante essiccazione

Per valutare correttamente il quantitativo di acqua necessario per l'impasto, occorre determinare la percentuale di umidità dell'inerte. A tale scopo si è

utilizzato il metodo standard di prova per essiccamento (da ASTM c. 566 - 67):

| D _{max} inerti | Peso minimo del campione |
|-------------------------|--------------------------|
| 10 mm | 1500 g |
| 13 mm | 2000 g |
| 19 mm | 3000 g |
| 25 mm | 4000 g |
| 40 mm | 6000 g |

si calcola l'umidità con l'espressione

$$p = 100 \cdot (W - D) / D$$

p = % di umidità del campione

W = peso del campione originale in grammi

D = peso del campione asciutto in grammi

Tutte le verifiche effettuate in loco sugli inerti sono state positive, cioè hanno dato risultati abbastanza equivalenti a quelli forniti dalle centrali di betonaggio.

2.4.2. Classificazione dei cementi e acqua di impasto

I cementi forniti dalle imprese (Portland composto 32.5 e 42.5 R) sono di differente provenienza così come le acque utilizzate per le quali è stata fornita l'analisi chimica dall'Università degli Studi di Cagliari-Dipartimento di Chimica e Tecnologie inorganiche e metallorganiche.

2.4.3. Gli additivi

È stato utilizzato un superfluidificante dosato secondo le necessità all'interno della variabilità di applicazione consentita dal prodotto al fine di valutare quanto esso possa incidere sulla Durabilità dell'opera.

2.4.4. Composizione dei provini

Tabelle di dosaggio fornite dalle centrali di betonaggio:

| IMPRESA 1 - CAVA 1 | | | |
|--|---------------------|--|---------------------|
| TABELLA 1 Rck 20 N/mm ² - D _{max} = 25 mm a/c = 0,60 | | TABELLA 2 Rck 25 N/mm ² - D _{max} = 25 mm a/c = 0,55 | |
| MATERIALI | Kg / m ³ | MATERIALI | Kg / m ³ |
| cemento 425 | 280 | cemento 425 | 300 |
| acqua | 170 | acqua | 170 |
| sabbia fine | 280 | sabbia fine | 280 |
| sabbia grossa | 640 | sabbia grossa | 610 |
| graniglia | 530 | graniglia | 520 |
| mezzanello | 460 | mezzanello | 450 |
| TABELLA 3 Rck 30 N/mm ² - D _{max} = 25 mm a/c = 0,50 | | TABELLA 4 Rck 20 N/mm ² - D _{max} = 25 mm a/c = 0,60 | |
| MATERIALI | Kg / m ³ | MATERIALI | Kg / m ³ |
| cemento 425 | 330 | cemento 325 | 300 |
| acqua | 170 | acqua | 180 |
| sabbia fine | 270 | sabbia fine | 280 |
| sabbia grossa | 610 | sabbia grossa | 610 |
| graniglia | 500 | graniglia | 520 |
| mezzanello | 440 | mezzanello | 450 |

| IMPRESA 1 - CAVA 2 | | | |
|--|---------------------|--|---------------------|
| TABELLA 5 Rek 20 N/mm ² - D _{max} = 25 mm a/c = 0,65 | | TABELLA 6 Rek 25 N/mm ² - D _{max} = 25 mm a/c = 0,60 | |
| MATERIALI | Kg / m ³ | MATERIALI | Kg / m ³ |
| cemento 425 | 280 | cemento 425 | 300 |
| acqua | 180 | acqua | 180 |
| sabbia fine | 280 | sabbia fine | 280 |
| sabbia grossa | 610 | sabbia grossa | 610 |
| graniglia | 520 | graniglia | 520 |
| mezzanello | 450 | mezzanello | 450 |

| IMPRESA 2 - CAVA 3 | | | |
|--|---------------------|--|---------------------|
| TABELLA 7 Rek 20 N/mm ² - D _{max} = 31.5 mm a/c = 0,65 | | TABELLA 8 Rek 25 N/mm ² - D _{max} = 31.5 mm a/c = 0,60 | |
| MATERIALI | Kg / m ³ | MATERIALI | Kg / m ³ |
| cemento 325 | 280 | cemento 425 | 300 |
| acqua | 180 | acqua | 180 |
| sabbia fine | 180 | sabbia fine | 180 |
| sabbia mista | 290 | sabbia mista | 290 |
| risone | 640 | risone | 640 |
| ghiaia quarta | 370 | ghiaia quarta | 370 |
| ghiaia terza | 380 | ghiaia terza | 380 |

Allo scopo di confrontare i valori ottenuti dallo stesso conglomerato confezionato con modalità diverse, alcuni provini sono stati ricavati da impasti fatti a mano altri da impasti eseguiti con le betoniere in centrale di betonaggio o nel cantiere in cui si deve effettuare il getto. Per ciascun caso intervengono dei parametri che possono cambiare le caratteristiche comportamentali del calcestruzzo.

Impasti fatti a mano: al fine di analizzare i risultati qualora ci si trovi in piccoli cantieri lontani dalle centrali di betonaggio o difficilmente raggiungibili dalla autobetoniera.

Impasti prelevati dall'impianto di betonaggio: per analizzare i risultati nel caso di cantieri sufficientemente vicini, in cui il costo di trasporto non incida pesantemente sull'economia dei lavori.

Impasto prelevato da autobetoniera: per valutare il caso in cui sia possibile erigere un cantiere apposito in prossimità del luogo di esecuzione dei lavori.

2.4.5. Controllo della lavorabilità: slump test

La lavorabilità è una caratteristica collegata a numerosi fattori: sistema di trasporto, attrezzature per la posa in opera, natura e dimensione dei getti, mezzi di costipamento.

Per ogni lavoro è necessario garantire una adeguata compattezza e quindi un'elevata resistenza. L'abbassamento dell'impasto rispetto alla forma

originaria, espresso in millimetri, viene assunto come misura della consistenza:

| | CONSISTENZA | SLUMP in mm |
|-----|-------------|--------------|
| S1 | asciutta | 0 - 40 mm |
| S2 | plastica | 40 - 90 mm |
| S3 | semiluida | 100 - 150 mm |
| S4 | fluida | 160 - 200 mm |
| S5* | superfluida | > 210 mm |

Lo slump misurato deve essere arrotondato ai 10 mm più prossimi

* La classe di consistenza S5, presente nella UNI 9858, manca nella ENV 206, dove la classe S4 comprende i calcestruzzi con uno SLUMP maggiore di 160 mm

2.4.6. Le casseforme

CUBICHE (150x150x150 mm)

In ciascuna centrale di betonaggio sono state rese disponibili due casseforme testate secondo le UNI 6130-72. Il calcestruzzo è stato assestato in due o più strati consecutivi con l'utilizzo di una tavola vibrante. Il getto è stato vibrato in una sola ripresa (UNI 6127-73).

La superficie superiore è stata protetta da essiccamento o eccessiva evaporazione con teli di plastica fino alla sformatura.

CILINDRICHE ($\phi = 150$ mm ; h = 300 mm)

Poichè la Normativa Italiana non prevede l'uso di casseforme cilindriche, queste sono state costruite appositamente perchè non reperibili: sono risultate non testate ma di buona attendibilità e precisione (valutata con la strumentazione dell'officina), impermeabili, con superfici lisce e resistenti.

Il calcestruzzo è stato assestato in più strati consecutivi e vibrato mediante tavola vibrante, generalmente in tre riprese. Infine si è rasata la superficie superiore in seguito protetta come per i cubetti.

2.5.) PROVA DI COMPRESSIONE SEMPLICE (UNI 6132-72)

Sono state messe a disposizione le presse di ciascuna impresa con le quali sono state effettuate le prove di schiacciamento dei provini sia cubici che cilindrici con un gradiente pari a 50 ± 20 N/(cm² * s).

Per correggere le imperfezioni superficiali dei cilindri si è eseguita la spianatura delle facce:

- mediante rettifica su apposita macchina
- mediante applicazione di pasta di cemento o gesso o altro materiale idoneo, sufficientemente indurito e resistente

Per tutti i provini si è preso nota del peso, del carico di rottura e del tipo di rottura.

Le modalità di impasto, i dosaggi, i componenti del calcestruzzo, la lavorabilità, il costipamento, le date di confezionamento sono esemplificati e schematizzati come segue:

| CONFEZIONAMENTO DI n PROVINI MODALITA' DI IMPASTO | | |
|--|---------------------------------|-------------|
| data | | |
| Rek = N/mm ² | cemento N/mm ² | a/c = |
| Cono di Abrams (SLUMP TEST): - senza superfluidificante = mm - con superfluidificante = mm | | |
| TABELLA DI RIFERIMENTO N° DEL PAR. 2.4.4.) dosi per provini | | |
| cemento | Kg + 20% = | Kg |
| acqua | l - 20 = | Kg |
| sabbia fine | Kg + 20% = | Kg |
| sabbia grossa | Kg + 20% = | Kg |
| graniglia | Kg + 20% = | Kg |
| mezzanello | Kg + 20% = | Kg |
| fluidificante | 1% del peso del cemento = | g |
| - vibrato con tavola vibrante | | |

3. RISULTATI DELLE PROVE A COMPRESIONE SEMPLICE SU PROVINI CUBICI E CILINDRICI

La prova a compressione semplice consente di valutare la Resistenza Caratteristica del calcestruzzo nella maniera più veloce e pratica possibile e per questo può essere effettuata in un cantiere attrezzato secondo le Normative.

Ogni provino è stato lasciato maturare per 28-30 giorni in condizioni di umidità superiore al 90% e temperatura intorno ai 20°C, conservandolo cioè sotto sabbia tenuta costantemente umida. Prima dello schiacciamento è avvenuta la pesatura con precisione dell'1% secondo la Normativa.

Si sono poi accertati la regolarità e il parallelismo tra le facce a contatto coi piatti della pressa.

3.1. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA CARATTERISTICA CUBICA E CILINDRICA

Dai risultati delle prove si sono calcolate le Resistenze Caratteristiche sia Cubiche che Cilindriche.

Provini cubici: Controllo di accettazione di tipo A (par. 5.2. della Normativa Italiana).

$$R_{ck} = R_m - 3.5 \quad (N/mm^2)$$

Provini cilindrici: Criterio di conformità n°2 per la resistenza a compressione (par. 11.3.5.4.) dell'ENV 206.

$$F_{ck} = X_m - 5 \quad (N/mm^2)$$

3.2 OSSERVAZIONI

In base ai risultati ottenuti è possibile fare confronti e valutazioni tra i calcestruzzi ottenuti:

- Confronti tra le cave

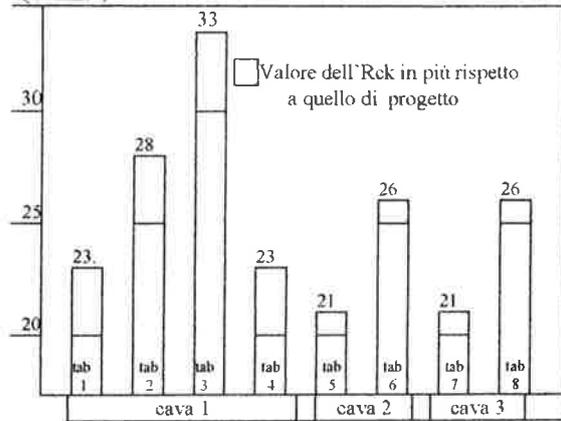
Dai risultati ottenuti in base a tutte le prove effettuate, si può riscontrare una resistenza dell'ordine

del 8÷10 % superiore nel calcestruzzo confezionato con inerti della cava 1. Si ritiene che questo sia dovuto esclusivamente alla natura e composizione mineralogica.

In ogni caso si può affermare che il calcestruzzo prodotto sia rispondente ai requisiti garantiti dalle centrali di betonaggio. Pertanto, la professionalità delle imprese può considerarsi una garanzia dell'affidabilità dei requisiti richiesti; non si considera quindi come parametro variabile in funzione della durabilità (il miglior comportamento degli inerti della cava 1 conferirà una durabilità superiore a quella richiesta dal progettista a vantaggio della sicurezza).

- INFLUENZA DELL'INERTE

Rek (N/mm²)

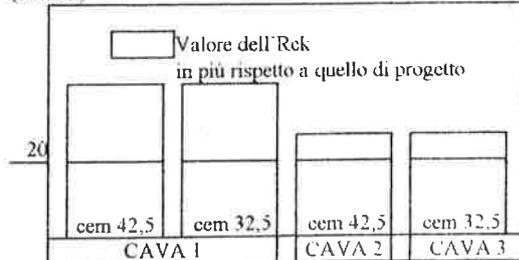


- Confronto tra i diversi tipi di cemento

I cementi di entrambe le imprese sono Portland con resistenza di 32,5 e 42,5 N/mm². I dosaggi utilizzati sono stati gli stessi suggeriti dalle imprese e i risultati sono stati rispondenti alle aspettative. Non si è rilevata alcuna differenza di comportamento tra i cementi della stessa resistenza ma di diversa provenienza.

- CONFRONTO TRA I DIVERSI TIPI DI CEMENTO

Rek (N/mm²)



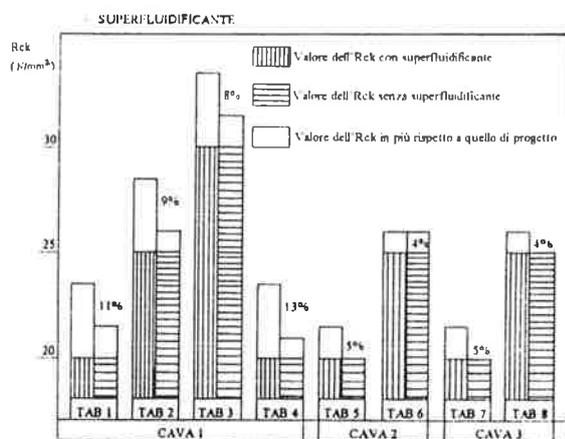
nessuna differenza apprezzabile ⇒ buon mix-design

- Superfluidificante

Il superfluidificante, utilizzato per aumentare la lavorabilità dell'impasto, si è mostrato assai efficace per una buona compattazione e omogeneità del calcestruzzo

Si è riscontrata, anche in seguito a questo, una resistenza superiore che va dal 5 all'11% rispetto a quella ottenuta da impasti normali, meno plastici, con maggiore presenza di vuoti interstiziali e con tracce di segregazione dovute all'eccessiva seppure necessaria vibrazione.

E' confermata quindi la convenienza dell'uso di superfluidificante anche dal punto di vista economico: il costo aggiuntivo dell'additivo è di gran lunga ammortizzato dall'aumento della vita utile della struttura e dalla più facile e meno gravosa manutenzione a causa della migliore qualità del calcestruzzo ottenuto



- Diverse modalità di impasto

I risultati più soddisfacenti sono stati ottenuti dagli impasti fatti a mano; ciò si può spiegare col fatto che in questo modo si riesce ad avere il massimo controllo della curva granulometrica e del dosaggio acqua/cemento. I prelievi fatti in centrale di betonaggio e autobetoniera non hanno dato fra loro risultati molto differenti. Si può dedurre che il calcestruzzo non risente eccessivamente del trasporto se limitato a pochi chilometri. Il miglior mescolamento ottenuto con le betoniere non riesce a sopperire alla minor possibilità di controllare la curva granulometrica, nonostante l'attenzione e gli accorgimenti osservati per ottenere l'impasto più omogeneo possibile e per evitare la segregazione durante il prelievo.

- Provini cubici e cilindrici

I risultati più soddisfacenti sono stati ottenuti con i provini cubici, in quanto rispondenti ai requisiti attesi. La semplicità dell'esecuzione e la praticità per la prova di compressione riducono fortemente i margini di errore derivanti dalla manualità del lavoro eseguito in loco. Le linee di rottura hanno assunto l'andamento caratteristico dando luogo alla tipica forma a clessidra.

I risultati ottenuti dai cilindri non si sono rivelati secondo le aspettative. I valori delle resistenze sono in alcuni casi, al di sotto di quelli richiesti, anche nei provini confezionati con superfluidificante. Ciò può essere dovuto al fatto che la superficie libera del cilindro di

conglomerato cementizio risente dell'effetto del ritiro, della possibile non perfetta orizzontalità del piano di base e quindi del non parallelismo dei piani, di imperfezioni della piallatura in laboratori artigianali.

Le linee di rottura infatti non sempre seguono l'andamento caratteristico, leggermente ristretto nella parte centrale; manifestano invece delle linee di rottura nel centro del cilindro che tranciano il provino in direzione obliqua. Questo comportamento è tipico del non parallelismo tra le facce e ciò si è verificato nonostante la cura durante l'esecuzione.

L'f_{ck} ottenuto dalle prove è di gran lunga inferiore rispetto a quello di progetto (del 25÷35%).

Da tali considerazioni si può concludere che i provini cilindrici sono sconsigliabili per la sperimentazione in cantiere, soprattutto per le difficoltà incontrate nella realizzazione della corretta forma geometrica.

Si può concludere che le prove eseguite coi cubetti sono più veloci, più pratiche ed economiche e l'attendibilità dei risultati non risente dei fattori umani.

4. PROGETTAZIONE DEL CALCESTRUZZO DURABILE

Se verificare le resistenze caratteristiche del calcestruzzo è una prova abbastanza semplice da effettuare in cantiere, e i risultati sono attendibili e attinenti alle necessità di progetto, non si può dire altrettanto per la Durabilità.

Solo di recente si è compresa la grande importanza ma la sua valutazione risente della mancanza di criteri controllino i diversi fattori da cui dipende: fattori ambientali, e quindi esterni all'opera, e fattori tecnologici progettuali, inerenti l'opera stessa.

Si vogliono considerare solo questi ultimi, cioè quelli in cui si può intervenire in fase di project design e di posa in opera. In relazione a quanto esposto la Norma Nazionale UNI 9858 e la Norma Europea ENV 206 stabiliscono sia i criteri per valutare i rischi di degrado attraverso le definizioni delle Classi di esposizione ambientale, sia le misure preventive per evitarli attraverso vincoli compositivi nel calcestruzzo: massimo rapporto acqua/cemento e minimo dosaggio di cemento. Inoltre l'Eurocodice n°2 stabilisce il minimo spessore di copriferro per garantire alle opere in c.a. e c.a.p. un'adeguata protezione in relazione alle condizioni aggressive dell'ambiente.

Per una corretta progettazione delle strutture in calcestruzzo verranno presi in considerazione i seguenti elementi:

- classe di esposizione
- imite composizionale
- limite prestazionale
- limite del copriferro
- classe di consistenza
- stagionatura

Il primo fondamentale elemento da stabilire è l'ambiente nel quale l'opera dovrà sorgere: si può classificare in aggressivo e non aggressivo. La Norma UNI 9858 e quella Europea ENV 206 stabiliscono in base a ciò le Classi di Esposizione ambientale in base alle quali si possono riportare i limiti del rapporto a/c e di dosaggio del cemento e le qualità delle materie prime impiegate.

4.1 CALCOLO DEI LIMITI PRESTAZIONALI

- VALUTAZIONE DELLA DURATA UTILE

Un tentativo per esprimere quantitativamente la durata utile di una struttura in funzione del degrado nel tempo è stato fatto dalla Commissione FIP-CEB (Model Code 90) e recepito successivamente dal CTE (Collegio dei Tecnici dell'Edilizia).

Riferendosi a un tempo limite di durata fissato in 100 anni e indicizzando le cause di degrado con dei coefficienti α_i minori o uguali a 1, esso fornisce una previsione della durata utile di servizio con l'espressione

$$t = 100 \alpha_1 \dots \alpha_8 = 100 \alpha \quad (1)$$

con $\alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 \cdot \alpha_8$

avendo individuato, complessivamente, otto possibili parametri connessi al degrado.

I coefficienti α_i sono distinti nel modo seguente, con riferimento a fattori e situazioni che possono produrre degrado:

- α_1 → rapporto a/c
- α_2 → lavorabilità
- α_3 → classe di resistenza
- α_4 → condizioni ambientali
- α_5 → tipo di finitura superficiale e situazione di servizio prevista (regime fessurato, non fessurato, compresso)
- α_6 → valori di spessore del copriferro oltre i valori minimi regolamentari
- α_7 → esposizione ambientale (tipo di ambiente)
- α_8 → particolari situazioni strutturali afferenti alle sole strutture in precompresso

I valori assumibili dai diversi coefficienti contemplati dal metodo variano da un minimo di 0,55 piuttosto basso ad un massimo di 1 (in particolare 0,55 viene previsto solamente per α_5 , nel caso di ambiente all'aperto e stato fessurato).

I criteri per la scelta più appropriata dei valori dei coefficienti α_i sono riportati nel Bulletin d'Information N. 116 del CEB e riassunti nelle tabelle 3-16.

Il coefficiente globale α può essere considerato come indice di Durabilità, in quanto al crescere di esso aumenta la durata prevedibile.

Stabiliti i valori più attendibili dei coefficienti, in relazione ai diversi aspetti progettuali e agli accorgimenti da adottare in tale sede, si determina con la (1) la

previsione della vita utile della struttura o di un elemento strutturale.

Non sussistendo alcuna particolare analisi che conduca a individuare i valori dei singoli coefficienti α_i , il risultato che si ottiene non ha sicuramente carattere di certezza, ma fornisce unicamente una stima approssimativa.

Una volta scelti i valori degli otto coefficienti contenuti nella (1), il loro prodotto equivale a un coefficiente medio α_m elevato all'ottava potenza. Quindi la (1) si può scrivere, in generale, così

$$t = 100 \alpha_m^n$$

con $\alpha_m = (\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 \cdot \alpha_8)^{1/n}$

dove n rappresenta il numero di parametri di degrado che di volta in volta vengono tenuti in conto.

In fig. 1 è rappresentato l'andamento di t in funzione di α_m per ogni valore di n possibile (da 1 a 8), e cioè del diverso numero di situazioni di degrado concomitanti che possono intervenire (è indicato con 0 il caso in cui non vi sia alcuna causa di degrado e quindi il valore di t risulta sempre uguale a 100).

Dal grafico si desume che, con un valore $\alpha_m = 0,9$ (valore non del tutto facilmente ottenibile), in presenza di tutte le otto cause di degrado si ottiene $t = 43$ anni, che è un valore non certo elevato.

D'altra parte, in una situazione progettuale definibile normale, cioè in una situazione di degrado non eccessivamente severa e attuando alcune precauzioni semplici da osservare, le cause di degrado possono essere ridotte e, stando nell'esempio con $\alpha_m = 0,9$, si vede che quando n si riduce a 4 o 3, il valore di t si porta a 66 e 73 anni rispettivamente.

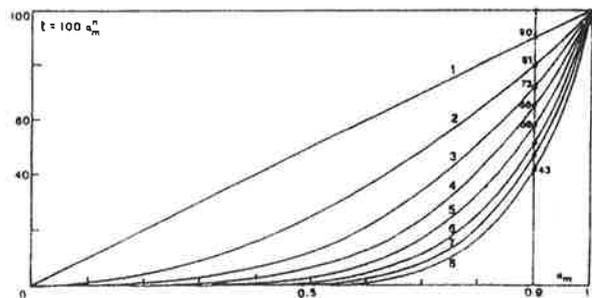


Fig. 1 - Andamento di t (espresso in anni) in funzione di α_m per i diversi valori di n (numero di cause di degrado concomitanti).

Quindi adeguate precauzioni di progetto possono condurre a consistenti valori della durata utile.

Tra le precauzioni che conducono a valori unitari di alcuni coefficienti di degrado e che possono essere prese senza particolari difficoltà e oneri economici vi sono quelle connesse al rapporto a/c, alla lavorabilità, alla resistenza cubica e all'entità del copriferro, aspetti tutti concernenti la produzione di un conglomerato di qualità.

Escludendo inoltre la causa di degrado 8, che riguarda gli elementi in precompresso, e cioè considerando il caso di strutture in c.a., non è troppo

difficile portare al valore 1 cinque coefficienti, rimanendo da controllare solo tre cause di degrado. In questo caso, col solito esempio, il valore di t si porterebbe a 73 anni.

Dalle considerazioni appena fatte discende che, adottando alcune precauzioni progettuali, la Durabilità conseguibile risulterebbe apprezzabile.

Questo metodo non fornisce l'evolversi del degrado nel tempo, ma vuole dare semplicemente una espressione quantitativa della vita utile t di una struttura. Il dato può essere ancora affinato, e lo sarà sicuramente nel prossimo futuro, con l'introduzione di altri fattori moltiplicativi che tengano conto della qualità dei controlli in fase di progettazione ed esecuzione (α_9) e della manutenzionabilità dell'opera, sia con riferimento alla sua esecuzione (α_{10}) che ai suoi costi (α_{11}). Gli ultimi due fattori che si vogliono proporre (α_{10} e α_{11}) devono essere visti come elementi necessari per il controllo a priori (project-design) dell'opera affinché si vada verso opere durevoli e quindi facilmente manutenzionabili con costi che non incidano pesantemente sull'economia globale del Paese.

Sui fattori α_{10} e α_{11} , legati alla manutenzionabilità dell'opera, sarà necessario eseguire una ricerca specifica apposita dei parametri che la influenzano come i costi, i benefici, i tempi, le attese ed altri.

Si riporta di seguito un esempio di calcolo per la valutazione della durata utile:

classi di esposizione 2a : ambiente umido senza gelo

- elementi strutturali esterni

- a/c = 0,60 $\rightarrow \alpha_1 = 0,80$

- slump = 120 mm (con superfluidificante) $\rightarrow \alpha_2 = 1$

- Rckd = 29 N/mm² (CEM 32,5) $\rightarrow \alpha_3 = 0,95$

- Rckd = 34 N/mm² (CEM 42,5) $\rightarrow \alpha_3 = 1$

- ambiente medio aperto $\rightarrow \alpha_4 = 0,85$

- stato di servizio non fessurato $\rightarrow \alpha_5 = 0,95$

(ambiente scoperto - finitura corrente)

- incremento spessore del copriferro $\rightarrow \alpha_6 = 1$

- classe di esposizione 2a $\rightarrow \alpha_7 = 0,95$

In definitiva ho cinque cause di degrado:

$$\alpha_m = (\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_7)^{1/n} = (0,80 \cdot 0,95 \cdot 0,85 \cdot 0,95 \cdot 0,95)^{1,5} = 0,89$$

$$\alpha_m = (\alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_7)^{1/n} = (0,80 \cdot 0,85 \cdot 0,95 \cdot 0,95)^{1,4} = 0,88$$

corrispondenti a una durata utile rispettivamente di circa 55 e 60 anni.

La caratteristica più semplice da migliorare è il rapporto a/c che per valori $\leq 0,45$ comporta $\alpha_1 = 1$; si può ottenere il valore massimo di

$$\alpha_m = (0,95 \cdot 0,85 \cdot 0,95 \cdot 0,95)^{1,4} = 0,92$$

corrispondente a una durata utile di circa 68 anni.

È così possibile valutare i limiti prestazionali in termini di Rckd, cioè di Resistenza a Compressione Cubica Caratteristica capace di garantire la Durabilità dell'opera sita in un particolare ambiente. L'Rckd si distingue dall'usuale Rck, cioè dalla Resistenza a Compressione Cubica Caratteristica prescelta dal progettista solo sulla base di calcoli statici, tramite la disequaglianza:

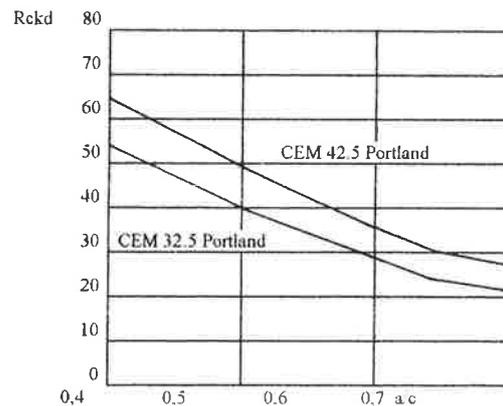
$$Rck \geq Rckd$$

se ciò non fosse verificato e

$$Rck < Rckd$$

si avrebbe un calcestruzzo valido per la statica della struttura ma non per la durabilità. Occorre quindi portare il valore dell'Rck a quello dell'Rckd; ciò sembrerebbe un sovradimensionamento, ma di fatto è semplicemente il prezzo da pagare per ottenere la durabilità richiesta.

Per portare l'Rck al valore dell'Rckd si diminuisce il rapporto acqua/cemento come traspare dal grafico sottoriportato, seguendo le curve distinte a seconda del tipo di cemento



Per esempio per la Classe di Esposizione 2a con il rapporto acqua/cemento minimo = 0,65 si ricava un Rckd pari a:

29 N/mm² per cemento Portland 32,5

34 N/mm² per cemento Portland 42,5

Per la Classe di Esposizione 4a con il rapporto acqua/cemento minimo = 0,65 si ricava un Rckd pari a:

39 N/mm² per cemento Portland 32,5

48 N/mm² per cemento Portland 42,5

4.2 VALUTAZIONE DELLA LAVORABILITA'

La scelta di un'adeguata composizione e prestazione del calcestruzzo in relazione alla Classe di Esposizione ambientale non necessariamente implica che il calcestruzzo sia durevole. Ciò dipende dalla messa in opera più o meno difficoltosa a seconda della consistenza della boiaccia. E' estremamente difficile

stabilire in assoluto dei criteri per definire la lavorabilità ottimale; soprattutto nel caso di strutture dal contorno geometrico complicato, di ridotto spessore, fortemente armate, è difficile mettere in opera calcestruzzo di consistenza plastica. Per questo nei cantieri dove difficilmente si hanno a disposizione strumentazioni per la vibrazione molto efficaci, come le vibrofinatrici, la consistenza da programmare dovrebbe variare da fluida a superfluida per semplificare al massimo la posa in opera indipendentemente dalla qualità della manodopera e della cura della Direzione Lavori. Se ciò non avviene, si ha la tendenza, da parte del personale del cantiere, ad aggiungere in loco una quantità indiscriminata d'acqua con perdita di ogni possibile garanzia di durabilità. E' quindi necessaria la definizione di consistenza prevista dalle Norme UNI 9858 quanto dalle ENV 206, accompagnata sempre dalla Rckd della Classe di Esposizione ambientale di progetto.

L'aumento di lavorabilità può avvenire in 2 modi :

- aumento della quantità d'acqua, con conseguente aumento del dosaggio di cemento ($a/c = \text{cost}$)
- aggiunta di additivo fluidificante o superfluidificante

In entrambi i casi si ha un aumento dei costi (del cemento o dell'additivo) proporzionale alla classe di consistenza (da S_1 a S_5), in realtà largamente compensato dal costo di posa in opera e da una maggiore affidabilità del materiale

4.3 VALUTAZIONE DELLA STAGIONATURA

Il calcestruzzo deve essere progettato anche nei tempi di stagionatura iniziale per assicurare che la struttura reale sia durevole.

Subito dopo il getto, soprattutto in condizioni climatiche avverse (calde, asciutte, ventilate) l'acqua di impasto può in parte evaporare. Se ciò avviene precocemente in relazione al grado di indurimento del conglomerato, possono esservi conseguenze molto gravi soprattutto sullo strato corticale (fessurazione) che per strutture armate ha la funzione di proteggere le armature; inoltre può esservi un arresto del processo di idratazione del cemento che dà luogo a un calcestruzzo poroso e permeabile nonostante l'eventuale basso rapporto acqua/cemento adottato.

Da quanto esposto si comprende la pericolosità della scasseratura precoce dell'opera. Si può far fronte all'esigenza del rapido recupero delle casseforme con la subitanea applicazione di protezioni alternative.

Il tempo di stagionatura durante i primi giorni è funzione dei seguenti parametri:

- grado di indurimento (o sviluppo della resistenza meccanica)
- temperatura ambientale al momento del getto
- condizioni igrometriche di vento e soleggiamento

Il problema è stato affrontato dalle Norme UNI 9858 e dalle Norme ENV 206 in funzione dello sviluppo

della resistenza, della temperatura e delle condizioni ambientali al momento del getto. Per quanto concerne le modalità di protezione, le Norme UNI 9858 e la ENV 206 prevedono, oltre alla conservazione del calcestruzzo nei casseri, di adottare uno dei seguenti metodi:

- coprire le superfici del getto con teli di plastica impermeabile o con sacchi di tela umidi
- nebulizzare acqua sulla superficie
- applicare un prodotto stagionante per formare una membrana antievaporante.

4.4 CONCLUSIONI

La durata utile, e quindi la Durabilità, sono stati valutati in base ai vari parametri che rappresentano le cause del degrado. Si è intervenuti solo su quelle controllabili in cantiere, cioè:

- a/c
- slump
- classe di resistenza rckd
- stato di servizio-finitura
- incremento dello spessore di copriferro

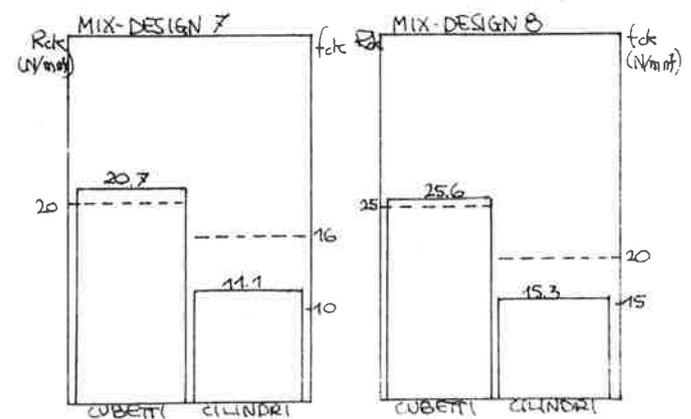
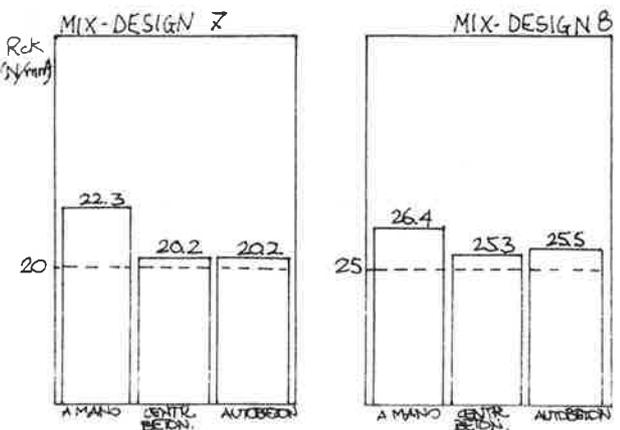
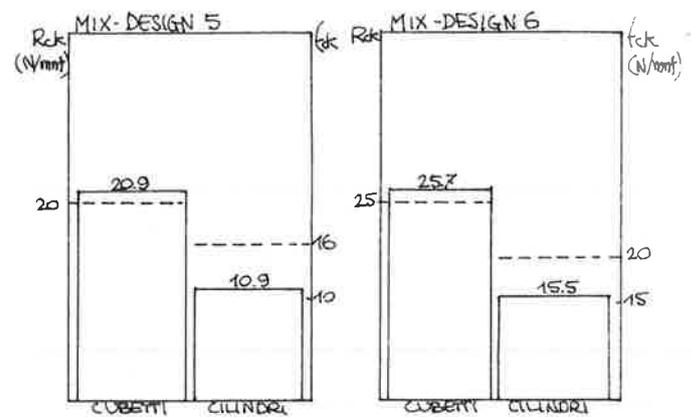
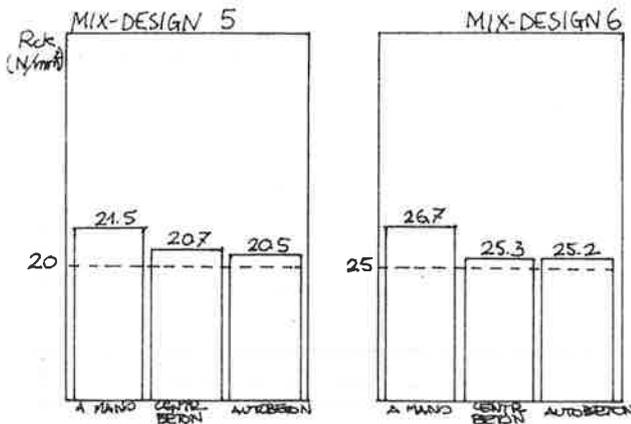
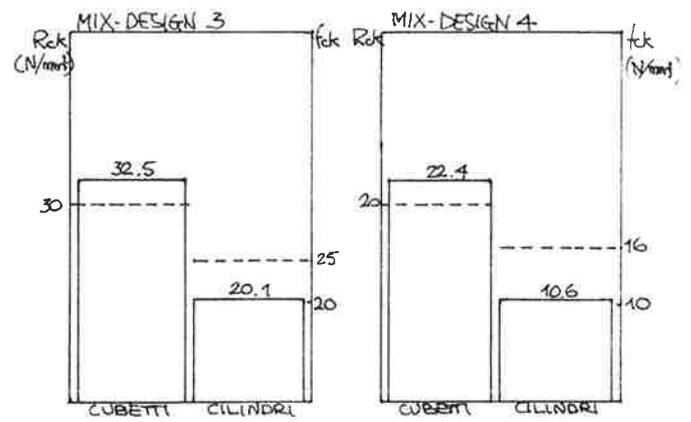
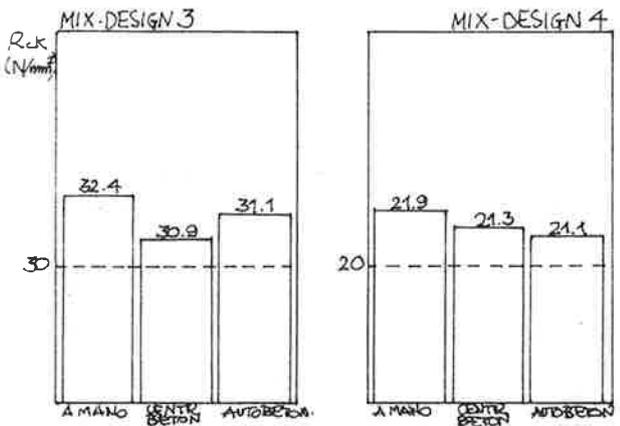
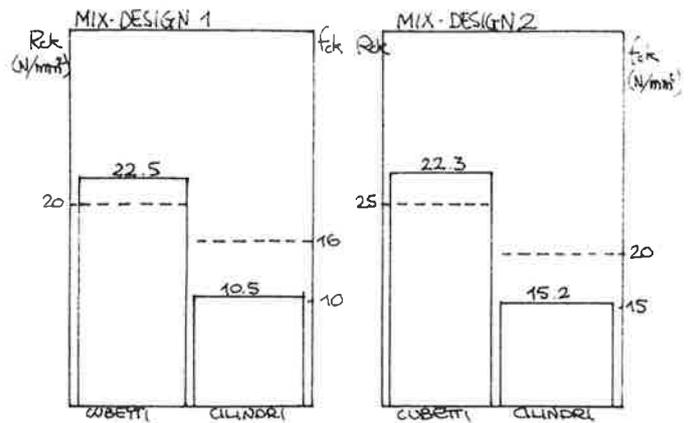
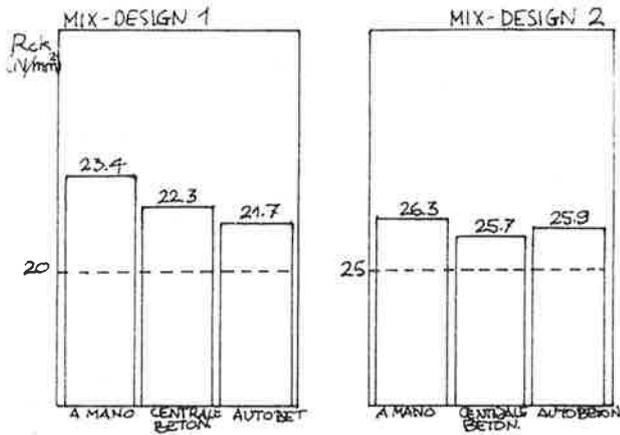
lasciando inalterate le cause di degrado dipendenti dall'ambiente e dalla Classe di Esposizione. Tali parametri dipendono dalle modalità di esecuzione dell'opera; è quindi essenziale appurare se in cantiere e nella centrale di betonaggio vi siano le condizioni e la professionalità necessarie.

Dallo studio svolto si ritiene di poter concludere che per una corretta progettazione si debbano seguire le seguenti fasi:

| |
|--|
| PROGETTARE L'Rck CON I CALCOLI STATICI |
| DETERMINARE LA CLASSE DI ESPOSIZIONE (compito che compete al solo progettista) |
| FISSARE IL RAPPORTO a/c (regolato e tabellato dalle Norme) |
| STABILIRE L'Rckd (e confrontare tale valore con l'Rck di calcolo) |
| AUMENTARE L'Rck (se si dovesse verificare che $R_{ck} < R_{ckd}$) |
| VALUTARE LA CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO (in funzione del tipo di opera e dei metodi di vibrazione applicabili) |
| IMPORRE LA DURATA MINIMA DI STAGIONATURA INIZIALE (in funzione dello sviluppo della resistenza e delle condizioni ambientali) |
| VERIFICARE LA VITA UTILE DELLA STRUTTURA |

- CONFRONTO TRA LE MODALITA' D'IMPASTO

- CONFRONTO TRA PROVINI CUBICI E CILINDRICI



UNA PROCEDURA PER L'IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE CON PROVE DINAMICHE: TEORIA ED APPLICAZIONE

Francesco Lapenna
Tecno In S.r.L., Roma

Ivo Vanzi
Università degli Studi di Roma 'La Sapienza'
Roma

SOMMARIO

Lo studio sperimentale del comportamento dinamico delle strutture costituisce un utile strumento sia per il miglioramento dell'affidabilità delle procedure di calcolo che per il controllo delle opere successivo alla costruzione; un risultato di sicuro interesse è la determinazione sperimentale dei parametri dei modelli modali. Il presente lavoro illustra una procedura di identificazione strutturale per un modello lineare e parametrico, e per esperimenti consistenti nella registrazione di un vettore di risposte con forzante nota; la procedura viene quindi applicata ad un caso reale, per il quale i risultati sperimentali sono stati ottenuti con prove di cantiere di facile eseguibilità.

SUMMARY

Experimental studies of structural dynamic behavior is a useful tool both in order to improve and refine computational assumptions and procedures and for post - construction quality control; of particular interest is the experimental assessment of the parameters of modal models. The present work presents a procedure for the structural identification of a linear and parametric model, experiments consisting in recording the response vector with known forcing action; the procedure is then applied to a real case, for which experimental results have been obtained with easily executable yard - tests.

1. INTRODUZIONE

Lo studio sperimentale del comportamento dinamico delle strutture costituisce un utile strumento sia per il miglioramento dell'affidabilità delle procedure di calcolo che per il controllo delle opere successivo alla costruzione, eventualmente protratto nel tempo (monitoraggio). Un risultato di sicuro interesse è la determinazione sperimentale dei parametri dei modelli modali, che permette un'immediata verifica delle ipotesi fatte nei calcoli strutturali.

Il presente lavoro illustra una procedura di identificazione strutturale per un modello lineare e parametrico, e per esperimenti consistenti nella registrazione di un vettore di risposte con forzante nota; la procedura viene quindi applicata ad un caso reale, per il quale i risultati sperimentali sono stati ottenuti con prove di cantiere di facile eseguibilità.

Nell'ambito delle tecniche di identificazione, la procedura si applica a modelli modali (si assume cioè che il comportamento delle strutture possa essere rappresentato attraverso autovalori ed autovettori) studiati nel dominio delle frequenze (metodo indiretto).

L'identificazione dei parametri modali, ovvero la determinazione di frequenza, smorzamento e componente degli autovettori, viene solitamente in quest'ambito fatta rendendo minimo lo scarto (funzione obiettivo) tra la risposta teorica del modello e la funzione sperimentale di risposta in frequenza; il sistema di equazioni non lineari risultante viene risolto con il metodo iterativo proposto per la prima volta da Goyder [1].

Nel presente lavoro, dopo aver illustrato la tecnica generale che si rifà al procedimento di Goyder,

quest'ultimo viene esteso al caso, frequente nella sperimentazione, in cui la risposta sia costituita da un vettore di oscillazioni forzate a regime, registrate in corrispondenza di più punti della struttura e secondo prefissate direzioni, sotto una forzante armonica di intensità e frequenza note; la procedura di identificazione, quindi, tiene conto dell'intero vettore di risposte e minimizza lo scarto totale tra le risposte teoriche ed i dati sperimentali. E' analizzata in dettaglio la procedura di soluzione numerica del sistema di equazioni non lineari risultante.

Viene descritta, infine, la sperimentazione su una struttura in opera, un ponte ferroviario in c.a. e in c.a.p., e vengono analizzati i risultati ottenuti.

La verifica è stata motivata dalla necessità di conoscere in maniera più precisa, rispetto alla progettazione corrente, la deformazione strutturale indotta dalle forze orizzontali di frenatura, per l'utilizzo di rotaia continua per l'armamento ferroviario. Gli spostamenti orizzontali, in questo caso, dipendono in maniera preponderante dal collegamento struttura - fondazione (pali) e quindi dalle caratteristiche geotecniche del terreno. Si voleva, infatti, misurare *in situ* la deformazione globale della struttura, non accontentandosi dei valori dedotti dalla conoscenza dei soli dati geotecnici.

2. SPERIMENTAZIONE

La fase sperimentale della procedura di identificazione consiste nella registrazione della risposta strutturale, in punti discreti e secondo le tre componenti. Scelto lo schema di prova con eccitazione forzata nota, questa viene fornita a mezzo di una vibrodina; la risposta strutturale viene quindi letta e registrata con velocimetri o accelerometri. Una sintetica descrizione dei principi di funzionamento degli strumenti è data in quanto segue. Si consideri una massa puntiforme che si muove in un piano secondo una circonferenza, con velocità $v(t)$ (fig.2.1). L'accelerazione cui è sottoposta la massa può essere scomposta nelle componenti normale e tangenziale alla traiettoria che valgono:

$$a_n = \text{accelerazione normale} = \frac{v^2(t)}{R} = \omega^2 R$$

$$a_t = \text{accelerazione tangenziale} = \dot{v}(t) = \dot{\omega} R$$

R = raggio della traiettoria

La forza d'inerzia $F=ma$ ha quindi due componenti. Se tuttavia, si impone alla massa moto circolare uniforme

(ω = velocità angolare = costante), la componente tangenziale della forza si annulla.

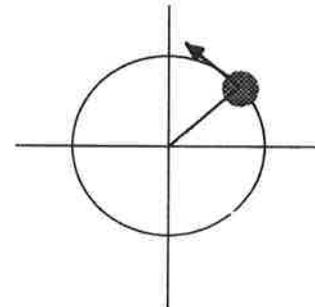


fig.2.1

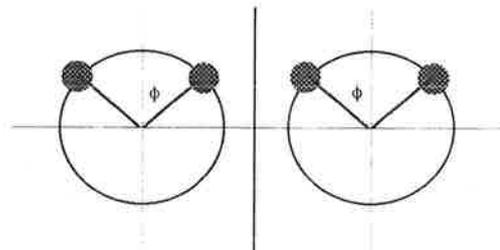


fig.2.2

Se, in particolare, si dispongono le masse come indicato in figura 2.2, con ϕ =angolo tra le masse, le masse in A ruotanti in senso opposto a quelle in B, si ottiene che:

(i) le forze lungo X si annullano.

(ii) la forza lungo Y è variabile nel tempo e massima quando le masse si trovano nella configurazione in fig. 2.2.

(iii) nella configurazione di fig.2.2 la forza di inerzia di ciascuna massa vale:

$$F^{\max}_Y = M\omega^2 R \cos(\phi/2) \quad (2.1)$$

e quella totale:

$$F_{Y\text{TOTALE}}(t) = 4(M\omega^2 R \cos(\phi/2)) \cos(\omega \cdot t) \quad (2.2)$$

Dalla (2.2) si deduce che la forza massima indotta da una vibrodina classica varia con il quadrato della pulsazione, con il raggio della circonferenza descritta dalla traiettoria della generica massa, con la massa, c con il coseno del semiangolo tra le due masse. In particolare per $\phi=180^\circ$ (masse equilibrate) il coseno del semiangolo si annulla e con esso la forza prodotta dalla vibrodina.

Il sistema di acquisizione dei dati vibrometrici può essere costituito da velocimetri o accelerometri collegati ad un filtro e ad una memoria di massa, solitamente interna ad un elaboratore.

Il principale vantaggio risiede nel sensibile miglioramento delle prestazioni del sistema che consente, in fase di acquisizione, di visualizzare sia i segnali acquisiti in tempo reale che i valori di picco di velocità, accelerazione e spostamento e le relative frequenze. Ciò permette di verificare il corretto funzionamento del sistema.

L'analisi del segnale acquisito è condotta nel dominio del tempo e nel dominio delle frequenze. Si possono applicare tutti i filtri che si ritengono necessari sia nel dominio del tempo che nel dominio delle frequenze.

I sistemi di acquisizione possono controllare contemporaneamente più sensori (ad esempio nell'applicazione presentata 32 sensori) con differenti fini di utilizzazione (geofoni, termometri, deformometri, etc.); si possono campionare anche fino ad oltre 500 campioni/sec; diminuendo la frequenza massima di campionamento è possibile aumentare il numero di sensori.

Il programma di acquisizione consente di selezionare il numero di canali in entrata, la frequenza dei campionamenti, la durata delle registrazioni e l'azione di un filtro a 50 Hz per l'eventuale soppressione del rumore generato dalla corrente alternata.

I trasduttori sono costituiti da un magnete, collegato con una molla alla struttura esterna del sensore, che vibra all'interno di un solenoide.

La forza elettromotrice indotta risulta funzione della velocità con la quale la massa magnetica vibra. Il legame fra velocità e forza elettromotrice non è costante con la frequenza. Si riporta, ad esempio, la curva di risposta relativa ad un particolare strumento (L15B - 4,5 Hz - 380 ohm)

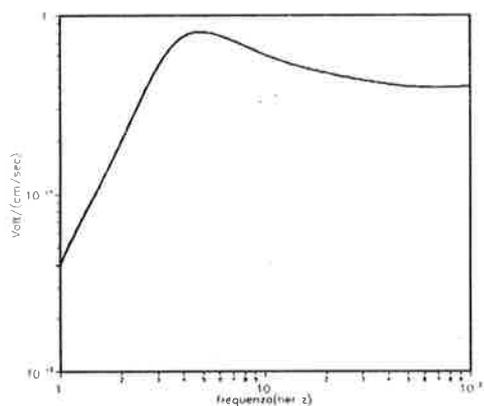


fig. 2.3

3. ELABORAZIONE DELLE PROVE SPERIMENTALI: SVILUPPI TEORICI

L'elaborazione dei risultati sperimentali è stata effettuata usando le classiche procedure di identificazione strutturale in campo elastico lineare: a questo scopo è stata elaborata una procedura automatica. Se ne riportano, in quanto segue, le ipotesi e gli sviluppi matematici.

Il moto di una struttura a comportamento elastico lineare è descritto dal sistema di equazioni differenziali lineari del secondo ordine, a coefficienti costanti:

$$\underline{M}\underline{\ddot{q}} + \underline{C}\underline{\dot{q}} + \underline{K}\underline{q} = \underline{p}(t)$$

nel quale \underline{M} =matrice delle masse, \underline{C} =matrice degli smorzamenti, \underline{K} =matrice delle rigidità, \underline{q} =vettore degli spostamenti e $\underline{p}(t)$ vettore delle forze applicate. Il sistema ammette autovettori ed autovalori reali, attraverso i quali è possibile esprimere la funzione (complessa) di risposta in frequenza in termini di velocità come:

$$H_{NF} = \sum_{m=1}^M \frac{\Omega_F \Phi_{N_m} \Phi_{F_m}}{\left[\Omega_F^2 - (\omega_m)^2 \right] - 2i\zeta_m \Omega_F \omega_m} \quad (3.1)$$

in cui M sono i modi della struttura, ω_m , ζ_m , Φ_{i_m} sono rispettivamente la pulsazione, lo smorzamento e la componente i -esima del modo m ed Ω_F è la pulsazione della forzante. La funzione di risposta in frequenza in termini di velocità, indicata nel seguito con FRFv, vale, d'altra parte:

$$H_{NF} = \frac{q_N(\Omega)}{P_F(\Omega)} \quad (3.2)$$

Posto:

$$U_m(\omega_m, \zeta_m, \Phi_{N_m}, \Phi_{F_m}) = \frac{\Omega_F \Phi_{N_m} \Phi_{F_m}}{\left[\Omega_F^2 - (\omega_m)^2 \right] - 2i\zeta_m \Omega_F \omega_m} \quad (3.3)$$

la (3.1) può essere scritta come:

$$H_{NF} = \sum_{m=1}^M U_m(\omega_m, \zeta_m, \Phi_{N_m}, \Phi_{F_m}) \quad (3.4)$$

nelle incognite $\omega_m, \zeta_m, \Phi_{N_m} \times \Phi_{F_m}$. Identificare la struttura, per il tipo di prove condotto, può quindi esser visto come il problema di ricavare i parametri incogniti dati i rilievi sperimentali (3.2).

Il problema comporta la soluzione di un sistema di $M \times (2+S)$ equazioni (tante quante sono le misure sperimentali) in $M \times (2+S)$ incognite, con S pari al numero di strumenti adottati in ogni prova. Il sistema di equazioni risultante (si veda la (3.3)) è fortemente non lineare nelle incognite: risulta pertanto necessario adottare algoritmi particolari.

La procedura di soluzione adottata in questo caso si rifà all'algoritmo di Goyder [1], già implementato per la soluzione di casi analoghi (ad esempio [2]) e specializzato per questo caso, in cui è noto il modulo della FRFv alle varie frequenze.

La (3.4) può infatti essere scritta, nelle vicinanze della frequenze del modo k , come:

$$H_{NF} = U_k(\omega_k, \zeta_k, \Phi_{N_k}, \Phi_{F_k}) + \sum_{(m \neq k)} U_m(\omega_m, \zeta_m, \Phi_{N_m}, \Phi_{F_m}) \quad (3.5)$$

ovvero, in forma abbreviata,

$$H_{NF} := U_k + \sum_{(m \neq k)} U \quad (3.6)$$

La (3.6) può essere riscritta, posto $h = H_{NF}$, come:

$$(|U_k|)^2 + 2 \cdot U_k \times \left[\sum_{(m \neq k)} U_m \right] - \left[(|h|)^2 - \left[\left| \sum_{(m \neq k)} U_m \right| \right]^2 \right] \quad (3.7)$$

La (3.7), a seguito degli errori di misura (strumentali e di incompletezza del modello), non è mai verificata esattamente; ogni misura dà quindi luogo ad un errore, misurato dal valore della (3.7) stessa. Il criterio seguito per la determinazione delle incognite parametri modali è la minimizzazione della somma degli errori, funzione delle incognite.

Fatte le posizioni:

$$a = \omega_k^2 \quad b = (2 \cdot \zeta_k \cdot \omega_k)^2$$

$$c = \left(\left| \Phi_{Nk} \cdot \Phi_{Fk} \right| \right)^2$$

$$D = \left[(|h|)^2 - \left[\left| \sum_{(m \neq k)} U_m \right| \right]^2 \right] \quad (3.8)$$

$$\text{re} = \text{Re} \left[\sum_{(m \neq k)} U_m \right]$$

$$\text{im} = \text{Im} \left[\sum_{(m \neq k)} U_m \right]$$

la (3.7) può essere scritta come:

$$\Omega^2 \cdot \left[\frac{c}{(\Omega^4 - 2 \cdot \Omega^2 \cdot a + a^2 + \Omega^2 \cdot b)} + \frac{2 \cdot \text{re} \cdot \Omega \cdot c^{\frac{1}{2}} \cdot (\Omega^2 - a)}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - a)^2 + \Omega^2 \cdot b} \right] - D$$

$$+ \frac{2 \cdot \text{im} \cdot \Omega^{\frac{1}{2}} \cdot c^{\frac{1}{2}} \cdot b^{\frac{1}{2}}}{\Omega^2 \cdot (\Omega^2 - a)^2 + \Omega^2 \cdot b}$$

ovvero

$$\Omega^2 \cdot f(a, b, c) - \quad (3.9)$$

La (3.9) può essere linearizzata con uno sviluppo in serie di Taylor arrestato al primo ordine. Le derivate parziali della $f(a, b, c)$ rispetto alle incognite valgono (3.10):

$$\frac{d}{da} f(a, b, c) = 2\sqrt{c} \frac{\left(\sqrt{c} \cdot \Omega^3 - \sqrt{c} \cdot \Omega \cdot a + \text{re} \cdot \Omega^4 - 2 \cdot \text{re} \cdot \Omega^2 \cdot a + \text{re} \cdot a^2 - \text{re} \cdot \Omega^2 \cdot b + 2 \cdot \text{im} \cdot \sqrt{b} \cdot \Omega^3 - 2 \cdot \text{im} \cdot b \cdot \Omega \cdot a \right)}{\left[\Omega \cdot (\Omega^4 - 2\Omega^2 \cdot a + a^2 + \Omega^2 \cdot b) \right]^2}$$

$$\frac{d}{db} f(a, b, c) = 2\sqrt{c} \frac{\left(\sqrt{c} \cdot \Omega^2 \cdot \sqrt{b} \cdot \Omega - 2 \cdot \text{re} \cdot \Omega^3 \cdot \sqrt{b} + 2 \cdot \text{re} \cdot \Omega \cdot b \cdot a \right)}{\left[(\Omega^4 - 2 \cdot \Omega^2 \cdot a + a^2 + \Omega^2 \cdot b) \right]^2 \cdot b}$$

$$\frac{d}{dc} f(a, b, c) = \frac{\left(\Omega \cdot \sqrt{c} \cdot \Omega - \text{re} \cdot \Omega^2 + \text{re} \cdot a - \text{im} \cdot \sqrt{b} \cdot \Omega \right)}{\left[\Omega \cdot \left[\sqrt{c} \cdot (\Omega^4 - 2 \cdot \Omega^2 \cdot a + a^2 + \Omega^2 \cdot b) \right] \right]}$$

Fatte le posizioni:

$$\begin{aligned} f_a(a, b, c) &:= \frac{d}{da} f(a, b, c) \\ f_b(a, b, c) &:= \frac{d}{db} f(a, b, c) \\ f_c(a, b, c) &:= \frac{d}{dc} f(a, b, c) \end{aligned} \quad (3.11)$$

la (3.9) linearizzata attorno al punto (a_0, b_0, c_0) può essere scritta come:

$$\Omega^2 \cdot \begin{bmatrix} f(a_0, b_0, c_0) + f_a(a_0, b_0, c_0) \cdot (a - a_0) + \\ f_b(a_0, b_0, c_0) \cdot (b - b_0) + f_c(a_0, b_0, c_0) \cdot (c - c_0) \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

In presenza di prove sperimentali fatte a diverse frequenze (le corrispondenti pulsazioni sono indicate con Ω_i) e con diversi strumenti di lettura, la somma dei quadrati degli errori nell'intorno del modo k -simo della struttura, adottando la linearizzazione ora ricavata, vale:

$$\text{errore} = \sum_{s=1}^S \sum_{i=1}^I \left[\Omega_i^2 \begin{bmatrix} f + f_a \cdot (a_k - a_{k0}) + \\ f_b \cdot (b_k - b_{k0}) + f_c \cdot (c_k - c_{k0}) \end{bmatrix} - D_{is} \right]^2 \quad (3.13)$$

in cui S è il numero di strumenti ed I è il numero di frequenze delle prove sperimentali.

Le derivate parziali dell'errore nella (3.13) uguagliate a zero forniscono i valori di minimo dell'errore linearizzato, attraverso la soluzione di un sistema algebrico lineare di $M \times (2+S)$ equazioni in $M \times (2+S)$ incognite, ovvero i valori di a, b, c, \dots, c_S per ogni modo; in particolare, le prime due equazioni sono del tipo:

$$\begin{aligned} & a_k \left[\sum_{s=1}^S \left[\sum_{i=1}^I (\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_a) \right] \right] + b_k \left[\sum_{s=1}^S \left[\sum_{i=1}^I (\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_b) \right] \right] + \\ & \left[\sum_{s=1}^S \left[c_{ks} \left[\sum_{i=1}^I (\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_c) \right] \right] \right] + \\ & \left[\sum_{s=1}^S \left[\sum_{i=1}^I \left(\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_c - \Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_a \cdot a_{k0} - \Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_b \cdot b_{k0} \right) \right] \right] = 0 \end{aligned} \quad (3.14)$$

e le restanti S del tipo:

$$\begin{aligned} & a_k \left[\sum_{i=1}^I (\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_a) \right] + b_k \left[\sum_{i=1}^I (\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_b) \right] + c_{ks} \left[\sum_{i=1}^I (\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_c) \right] + \\ & \left[\sum_{i=1}^I \left(\Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_c - \Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_a \cdot a_{k0} - \Omega_i^4 \cdot F_{abc} \cdot f_b \cdot b_{k0} \right) \right] = 0 \end{aligned} \quad (3.15)$$

con F_{abc} uguale a f_a, f_b, f_c nella I, II e successive equazioni rispettivamente.

Adottando una procedura iterativa, (seguendo cioè uno schema alla Newton-Raphson) usando come valori di partenza le soluzioni del problema linearizzato, si ricava la soluzione del problema originario e quindi frequenze, smorzamenti e componenti degli autovettori dei modi ricercati. Tra i vantaggi della procedura vanno evidenziati, oltre che la coerenza metodologica e la semplicità di applicazione, la possibilità di tener conto di tutte le letture contemporaneamente, di mediare gli errori degli strumenti di registrazione dei dati e, infine, di porre in risalto quali dati (ovvero di quale strumento e a quali frequenze) differiscono dal comportamento elastico lineare ipotizzato per la messa a punto della procedura. E' possibile ricavare anche gli scarti di ciascun dato sperimentale dal comportamento dinamico ricavato; questo permette, in fase di elaborazione dei risultati, di ottenere una elevata affidabilità giacchè è possibile scartare i dati ritenuti affetti da errore grossolano.

4. UN ESEMPIO DI APPLICAZIONE

Come esempio di applicazione è stato scelto un viadotto ferroviario con pile in c.a. ed impalcato in c.a.p.. Sul viadotto, fondato su pali sono state condotte accurate prove di collaudo con vibrodina prima e dopo l'esecuzione dell'impalcato. La ragione dell'attenzione posta nei riguardi del collaudo della struttura è la presenza di una rotaia saldata continua; si voleva, infatti, controllare che gli spostamenti in testa pila per le forze orizzontali - frenatura e forze centrifughe in curva - fossero sufficientemente piccoli da scongiurare il pericolo di svergolamento della rotaia. Lo schema strutturale delle pile è riportato in fig. 4.1, 4.2 e 4.3; l'impalcato è separato per le due vic di corsa. Ciascuna

pila è sormontata da un pulvino; la struttura è fondata su plinto e pali. Le caratteristiche dei materiali e la geometria delle strutture è riportata in tabella 4.1

| strutture | geometria (metri) | caratteristiche dei materiali |
|-------------|----------------------------------|--------------------------------|
| pulvino | parallelepipedo 3.37x3.37x1.8 | CLS Rbk 300 Acciaio Feb 38K |
| pila | circolare $\Phi=2.6$ H=5.75 | CLS Rbk 300 Acciaio Feb 38K |
| plinto | parallelepipedo 12.5x6.5x1.8 | CLS Rbk 250 Acciaio Feb 38K |
| pali | circolari $\Phi=1.5$ H=42 | CLS Rbk 250 Acciaio Feb 38K |
| tabella 4.1 | | |

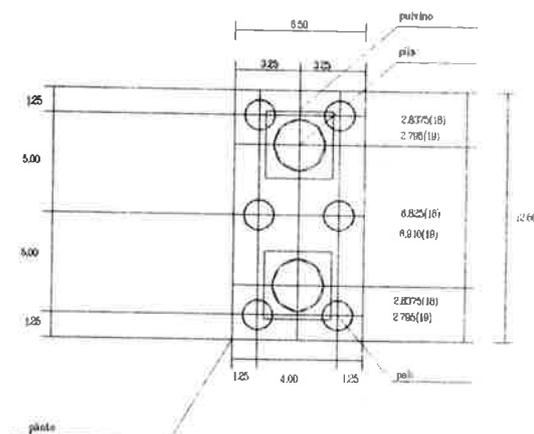


fig.4.3

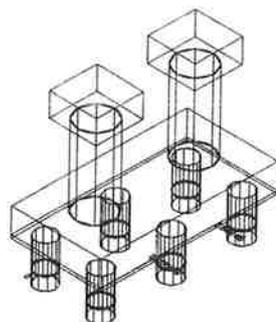


fig. 4.1

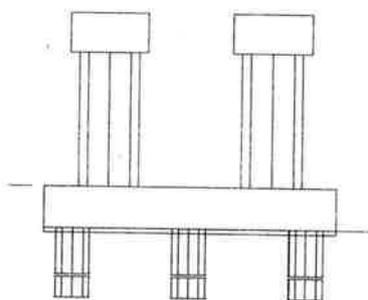


fig.4.2

Al fine di progettare le prove sperimentali, è stata eseguita una analisi dinamica della struttura senza impalcato, i cui risultati sono presentati nella tabella 4.2; nelle figure dalla 4.4 alla 4.6 sono mostrati i modi di vibrazione 1,2,3 e 7.

| modo | frequenza |
|-------------|-----------|
| 1 | 3.39 |
| 2 | 3.489 |
| 3 | 4.01 |
| 4 | 8.78 |
| 5 | 9.60 |
| 6 | 10.42 |
| 7 | 17.14 |
| 8 | 19.76 |
| 9 | 20.82 |
| 10 | 21.22 |
| 11 | 35.68 |
| tabella 4.2 | |

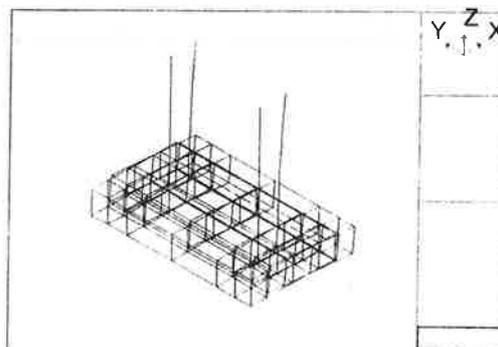


fig.4.4
I modo

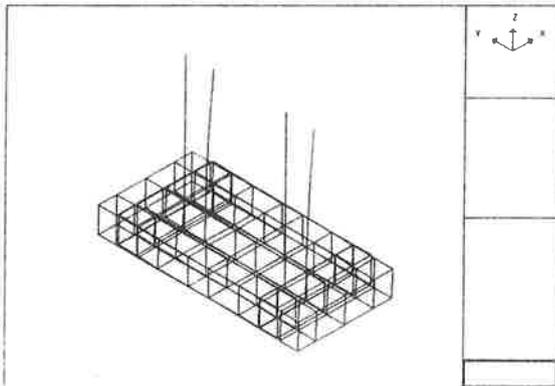


fig.4.5
II modo

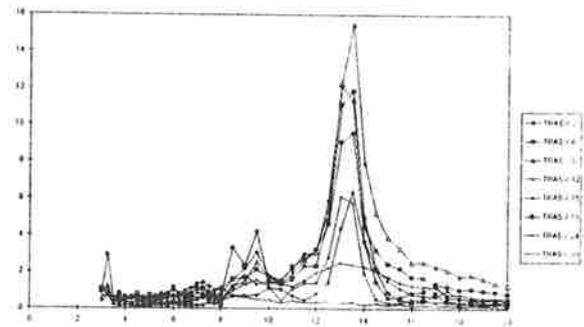


fig. 4.7

La procedura descritta nel capitolo precedente è stata applicata ai dati ricavati nelle prove, permettendo di calcolare le frequenze e gli smorzamenti in corrispondenza dei modi identificati, la tab. 4.3 riporta i risultati dello studio.

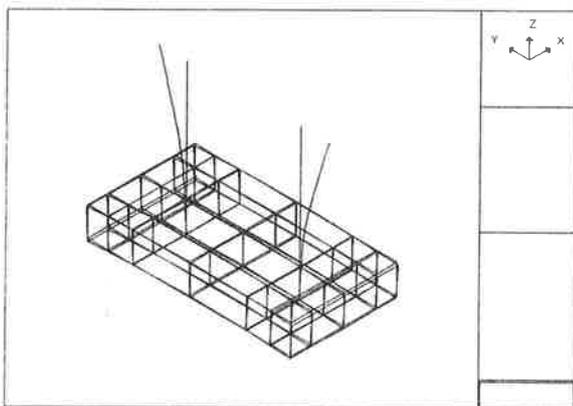


fig.4.6
VII modo

I modi di vibrazione determinati sono raggruppabili in modi prevalentemente di spostamento rigido dell'intera struttura, modi di sola pila, con i gradi di libertà del plinto inattivi, e modi misti, cui partecipano tutti i gradi di libertà.

I modi dall'1 al 6 sono di spostamento rigido dell'intera struttura e, nell'ordine, di traslazione su X (1), su Y (2), di rotazione attorno a Z (3), di traslazione su X ed Y (4), di rotazione attorno ad X (5) e ad Y (6). Il modo 7 è caratterizzato da spostamenti della sola pila, mentre nei modi superiori sono attivi tutti i gradi di libertà.

I segnali ricavati durante lo svolgimento delle prove, dopo esser stati filtrati, hanno permesso di ricavare le curve di risonanza; ad esempio, per la prova in senso longitudinale (asse X nelle figure), si è ricavata la curva di fig. 4.7.

| modo | frequenza | smorzamento% |
|-------------|-----------|--------------|
| 1 | 3.49 | 7.5 |
| 2 | 3.59 | 6.5 |
| 3 | 4.21 | 7 |
| 4 | 8.90 | 6.5 |
| 5 | 9.80 | 6.4 |
| 6 | 10.87 | 7.5 |
| 7 | 18.14 | 2.5 |
| 8 | 20.76 | 2.8 |
| tabella 4.2 | | |

L'analisi dinamica si è dimostrata sufficientemente accurata nella previsione dei modi di vibrazione; si notano inoltre valori dello smorzamento elevati in corrispondenza dei modi in cui è coinvolto il terreno. La buona corrispondenza tra i risultati delle analisi teoriche e sperimentali ha fornito un controllo efficace sia sulla qualità dei materiali che sulla correttezza delle ipotesi progettuali e della esecuzione.

5. CONCLUSIONI

Il lavoro presenta una procedura per l'identificazione strutturale in presenza di molti strumenti di lettura e descrive una applicazione del metodo stesso su risultati ottenuti su un ponte in c.a. e c.a.p. Il metodo proposto si è rivelato efficiente e di semplice utilizzazione; la prova nel suo complesso ha fornito un agevole controllo della qualità dei materiali, delle ipotesi progettuali e della correttezza della esecuzione.

6. BIBLIOGRAFIA

[1] Goyder, H.D.G., 1980, Methods and application of structural modelling from measured frequency response data, *J. of Sound and Vibration*, v. 68

[2] Beolchini, G.C., 1995, Identificazione dei parametri modali di sistemi strutturali con frequenze vicine, *Ingegneria Sismica*, n. 3

[3] Harris C. M., Crede C. E., 1976, *Shock and vibration handbook*, McGraw-Hill Book Company

[4] Clough, R.W., Penzien, J., 1982, *Dynamics of structures*, McGraw-Hill Book Company

[5] Castellani A. et al., 1983, *Costruzioni in zona sismica*, Masson Italia Editori, Milano

[6] Broms, B.B., Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journ. of Soil mech. Found., Div., Proc. ASCE*, vol.90

**UN ESEMPIO DI APPLICAZIONE AUTOSTRADALE DI TIPO SPERIMENTALE
DELL'ACCIAIO ZINCATO E DI CALCESTRUZZO A MIGLIORATE PRESTAZIONI
PER LA PREVENZIONE DELLA CORROSIONE DI PONTI E VIADOTTI**

Marcello LUMINARI (1), Michele DONFERRI MITELLI (2) e Guido BASTIANELLI (3)
Ingegnere Civile (1), Architetto (2), Ingegnere Minerario (3)
Autostrade S.p.A.

Edoardo PROVERBIO e Mario MELONI
Ingegneri Chimici

Dipartimento Ingegneria Chimica, Materie Prime e Metallurgia, Università degli Studi di Roma "La Sapienza"

Riccardo RIGACCI
Ingegnere Civile
SPEA-Ingegneria Europea S.p.A.

SOMMARIO

Nell'intervento di rifacimento dell'impalcato di un'opera (travi e soletta) di ridotte dimensioni (11 m), denominata Ponticello e situata sull'autostrada A7 Milano-Genova nella tratta Genova-Serravalle (km 90+038, carr. Nord) è stata prevista da Autostrade S.p.A., in via sperimentale, la sostituzione dell'impalcato ammalorato realizzato in c.a.o. a travata semplicemente appoggiata con una struttura a sezione mista acciaio-calcestruzzo con travi e barre di armatura ad aderenza migliorata entrambe zincate a caldo ed un conglomerato cementizio confezionato con un legante idraulico di tipo combinato e di migliorate prestazioni di durabilità. In funzione di studi di laboratorio e per la verifica su scala reale dei relativi risultati in vista di un eventuale impiego su nuove costruzioni, è stato progettato da Autostrade S.p.A. in collaborazione con il Dipartimento ICMMPM dell'Università di Roma "La Sapienza", ed installato durante tale intervento un sistema di monitoraggio della corrosione della sola armatura metallica zincata a caldo della soletta, per il rilievo del potenziale e della velocità di corrosione nonché del potenziale di macrocella. Nella presente memoria si riassumono le caratteristiche essenziali del progetto strutturale, dei materiali e del sistema di monitoraggio nonché le fasi dell'intervento effettuato con direzione lavori affidata alla SPEA-Ingegneria Europea S.p.A. ed i primi rilievi eseguiti.

SUMMARY

In rebuilding the short-span (11m) deck of the Ponticello little bridge located on the Genova-Serravalle section of the A7 Milano-Genova motorway (km 90+038, north carriageway), the Autostrade Co., as a full-scale experiment, substituted the original deteriorated bridge deck of conventional reinforced concrete simply supported beams with a mixed steel-concrete cross-section structure using galvanized beams and a slab deck realized with zinc-coated steel bars for concrete reinforcement and a special cement mixture to improve durability and shrinkage behaviour. On the basis of laboratory studies, and in order to verify its full-performance in view of possible use in new construction, the Autostrade Co., in collaboration with the ICMMPM Department of "La Sapienza" University of Rome, designed and installed, during construction, a system to monitor the corrosion of the hot galvanized reinforcing of the slab, which permits the measurements of the potential and the rate of corrosion, as well as the potential of the macrocell. The present report summarizes the diagnosis of the bridge damages, the essential characteristics of the structural design, the materials used, the monitoring system design and installation, the intervention stages undertaken under the works management of S.P.E.A.-Ingegneria Europea S.p.A., and the initial monitoring measurements.

1. INTRODUZIONE

L'obiettivo che la Autostrade S.p.A. ha sempre più perseguito nel corso degli anni è quello di fornire un servizio che mantenga il suo livello di qualità nel tempo. Ciò è legato all'ottimizzazione di molteplici fattori tra cui uno dei più importanti è la durabilità delle strutture in cemento armato, il cui miglioramento concorre a garantire un livello di affidabilità ed

efficienza delle opere durante la loro vita utile. A tal riguardo, tra gli studi svolti dalla Autostrade S.p.A. su nuovi materiali e tecniche di intervento che permettano di ridurre frequenze e costi della successiva manutenzione, già da tempo è stata avviata, tra l'altro, una indagine composita sui sistemi aggiuntivi di prevenzione e di protezione della corrosione delle armature di acciaio per costruzioni sia

nuove sia in esercizio [1]. Normalmente un adeguato progetto ed una corretta formulazione del calcestruzzo possono essere in grado di garantire la durabilità necessaria alle strutture [2, 3]; per la maggiore aggressività delle sollecitazioni da traffico e da clima e per ambiti particolari è da considerarsi essenziale per garantire confrontabili durate di servizio l'impiego di sistemi aggiuntivi di prevenzione e protezione. Tra questi metodi le protezioni del calcestruzzo e dell'acciaio sono in grado di assicurare un sufficiente incremento della vita utile delle strutture [4]. La zincatura degli acciai, ad esempio, dopo le prime esperienze americane [5, 6] e canadesi è già stata applicata con buoni risultati in realizzazioni in altri paesi [7] che hanno condotto alla definizione delle relative normative e raccomandazioni [8, 9, 10]. Anche in Italia recentemente sono stati effettuati studi ed applicazioni dell'acciaio zincato nel calcestruzzo [11, 12], che hanno portato alla redazione di una norma UNI [13].

Poichè dagli studi e ricerche, italiani e stranieri, risulterebbe che il comportamento dell'acciaio zincato è condizionato da numerosi fattori esterni ed interni ai materiali ed ai manufatti e di responso sperimentale non univoco, il Centro Rilevamento Dati e Prove sui Materiali della Autostrade S.p.A.-M.S.M./C.R.D., in collaborazione con il Dipartimento di Ingegneria Chimica, dei Materiali, delle Materie Prime e Metallurgia dell'Università degli Studi "La Sapienza" di Roma, ha iniziato presso il laboratorio di Fiano Romano la valutazione accelerata del comportamento nel tempo alla corrosione di barre di acciaio zincato, trattate e non, in calcestruzzi confezionati con cementi differenziandosi in tipologia e contenuto di alcali sottoposti ad azione ciclica di agenti aggressivi (soluzione satura di cloruro di calcio, utilizzata nelle operazioni invernali come sale fondente antigelo)[14]. In funzione di tali studi e per verificare su scala reale i risultati ottenuti in laboratorio in vista di un eventuale impiego su nuove costruzioni, è stato progettato ed installato un sistema di monitoraggio della corrosione delle barre di acciaio zincato a caldo impiegate, quale armatura della soletta realizzata sperimentalmente con una tipologia di calcestruzzo tra quelle potenzialmente impiegabili, nell'intervento di rifacimento dell'impalcato dell'opera (travi, anch'esse zincate a caldo, e soletta), di ridotte dimensioni (11 m), denominata Ponticello e situata sull'autostrada A7 Milano-Genova nella tratta Genova-Serravalle. Tale intervento, su progetto della Autostrade S.p.A.-M.S.M./Corpo Autostradale [15], è stato realizzato con direzione lavori affidata alla SPEA-Ingegneria Europea S.p.A.

Il sistema di monitoraggio della corrosione permetterà di realizzare delle campagne di misura in situ per rilevare il potenziale e la velocità di corrosione nonchè

il potenziale di macrocella delle barre di acciaio zincato della soletta. Per la messa a punto di tale sistema di monitoraggio, ci si è basati sulle esperienze a grandezza reale, effettuate per il viadotto Vevera (A26) [16, 17], ed a scala ridotta, realizzate sia presso la sezione di Romagnano Sesia sia presso l'ufficio Calcestruzzi, Ferri e Prove Ufficiali di Fiano Romano del citato Centro [18, 19].

I risultati dell'esperienza in corso di svolgimento sia in laboratorio sia in situ da parte del citato Centro della Autostrade S.p.A., unitamente al suo ampliamento ancora da definire, confluiranno in alcune fasi del progetto europeo denominato CRAFT 5087. L'obiettivo di quest'ultimo, proposto da alcune industrie ed università italiane, è la realizzazione di barre zincate con migliorata resistenza alla corrosione tramite l'ottimizzazione dei parametri di produzione conseguenti alle verifiche e controlli sperimentali a scala ridotta (laboratorio) ed a grandezza reale (strutture). Tale progetto di ricerca, che riceverà il parziale finanziamento da parte del programma della Ue per le piccole e medie imprese, è iniziato a febbraio 1997 con partnership industriale ed universitaria spagnola e collaborazione della Autostrade S.p.A.

2. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLA CORROSIONE DELLE ARMATURE ZINCATE: INDAGINI PRELIMINARI DI LABORATORIO

La citata valutazione del comportamento nel tempo, con prove di corrosione accelerata, di barre di acciaio zincato è già da tempo in corso di svolgimento. La sperimentazione ha previsto il confezionamento di lastre di calcestruzzo (300x100x545 mm) utilizzando cementi diversi ed armature con barre ad aderenza migliorata di acciaio zincato, passivate e non. In particolare si è cercato di valutare l'effetto della quantità di alcali solubili del legante idraulico, e quindi del pH della soluzione acquosa presente nei pori del calcestruzzo, utilizzando tre tipi di cemento Portland (cemento ENV 197-1 CEM I 52.5 R con alto e basso contenuto di alcali e cemento ENV 197-1 CEM II A-L 42.5 R con medio contenuto di alcali) viste le risposte positive del tipo pozzolanico [20]. Sono state provate barre zincate a caldo tal quali e passivate con diverse soluzioni acquose organometalliche, sottoponendo le lastre ad aggressione accelerata con l'impiego di una soluzione satura di CaCl_2 alternato a periodo di riposo. I risultati finora ottenuti, di riferimento anche per quello che si otterrà in situ, hanno evidenziato l'intensificazione dei fenomeni di corrosione, misurati tramite il potenziale e la velocità di corrosione (con tecnica di polarizzazione lineare [19]), nel caso del cemento in cui il valore del pH, misurato in pasta con rapporto $a/c=1$ [21], era il più alto [14]. Lo sviluppo di tale

ricerca riguarderà la valutazione dell'influenza di tali tipi di cemento sul comportamento alla corrosione delle barre di acciaio zincato, protette e non, tramite misure elettrochimiche e di resistenza meccanica nonché di aderenza di provini di calcestruzzo soggetti ad aggressione accelerata.

3. DIAGNOSI, PROGETTO E REALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

3.1 DIAGNOSI DELL'AMMALORAMENTO

L'impalcato esistente del Ponticello era stato costruito, per il raddoppio di carreggiata della A7 negli anni '60, in c.a.o. a travata semplicemente appoggiata della luce netta di 11,500 m con 5 travi nella sezione trasversale. La carreggiata stradale, su cui transitano 14292 veicoli teorici giornalieri medi, è costituita da 2 corsie (3.75m) ed emergenza (2.40m) con cordolo (0.50m). La pavimentazione presentava uno spessore di 45-50 cm, costituito di circa 30 cm di diversi strati di conglomerato bituminoso e di circa 15-20 cm di misto granulare stabilizzato, per ricariche successive e riprese della quota iniziale nell'ampliamento. Sulla tratta autostradale Ronco Scrivia-Serravalle di 22 km in cui è situato Ponticello, durante le operazioni invernali [trattamento-ghiaccio preventivo e curativo (sale normale) o di abbattimento (sale umidificato od in soluzione), trattamento-neve (sale umidificato o normale)] per la durata media di circa 75 giorni sono stati consumati, negli anni più rappresentativi, mediamente 1.6-2.0 kg/m² di sali fondenti antigelo (85% di NaCl e 15% di CaCl₂).

L'impalcato era stato affiancato, a metà della corsia di sorpasso, ad un arco in muratura ed il giunto longitudinale di continuità tra i due manufatti, realizzato al momento del citato allargamento dell'A7, ha costituito, insieme allo sbalzo laterale del cordolo, una via preferenziale dei sali fondenti per l'innescò del degrado. Infatti la struttura esistente presentava, a seguito delle ispezioni trimestrali condotte dalla U.T.S.A. di Genova della S.P.E.A., un notevole ed esteso ammaloramento nelle 2 travi di bordo con presenza sia di armatura inferiore scoperta e fortemente ossidata per l'intera lunghezza sia di staffe spezzate in prossimità degli appoggi.

A ciò si aggiungevano ulteriori zone degradate di conglomerato cementizio con efflorescenze (spalle) e dilavamenti con armature scoperte (cordolo).

Prima del rifacimento del Ponticello è stata effettuata anche una campagna di misure elettrochimiche volta alla determinazione dello stato di corrosione delle armature della soletta. Le misure, effettuate su maglie di 1m² di area sia sulla pavimentazione stradale sia direttamente sulla soletta, hanno riguardato la valutazione del potenziale di corrosione tramite

voltmetro ed elettrodo di riferimento al rame/solfato di rame (ASTM C 876-91, UNI 9535-89/FA-1-92). Al fine di avere anche informazioni quantitative sull'intensità di corrosione in atto si sono eseguite anche misure di velocità di corrosione delle armature stesse e della resistività del calcestruzzo, tramite apparecchiatura di concezione spagnola [22]. Sono state altresì condotte misure della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro (UNI 9944-92) nonché determinazioni di resistenza a compressione (UNI 6132-72) nel calcestruzzo tramite campioni cilindrici prelevati mediante carotaggio.

I valori riscontrati dalle misure elettrochimiche effettuate sull'estradosso della soletta, quest'ultima di $R_{cm}=34.0 \text{ N/mm}^2$, hanno evidenziato uno stato di corrosione dell'armatura con una accentuazione in vicinanza del cordolo laterale con danneggiamento dell'insufficiente spessore del copriferro dello sbalzo in corrispondenza di quest'ultimo. Il contenuto di cloruri riscontrato è risultato maggiore del valore di 0.40% rispetto al peso del cemento, indicato nella UNI 9858 come soglia critica di pericolosità per gli acciai d'armatura. La mappatura citata ha fornito ulteriori informazioni sul processo di corrosione delle armature inferiori innescatosi dalla superficie dell'intradosso della soletta a causa di estesi fenomeni di carbonatazionecausati probabilmente dall'insufficiente spessore del copriferro (10 mm) formato soprattutto da malta fluida visto l'elevato tasso di armatura che potrebbe aver realizzato, al momento del primo getto, un effetto setaccio.

3.2 ASPETTI STRUTTURALI DELL'INTERVENTO

L'intervento tendente al recupero del manufatto attraverso ripristino delle parti ammalorate era scarsamente proponibile in funzione non solo del degrado citato ma anche per la presenza di lesioni sub-verticali in corrispondenza degli appoggi, da ricollegare a sollecitazioni di taglio, per l'assenza di appoggi di trasmissione degli spostamenti e delle forze in gioco, nonché per la forte permeabilità dei giunti di sottopavimentazione non attrezzati. Pertanto al fine di garantire una maggiore durabilità dell'opera si decise di sostituire l'impalcato originario con una struttura mista acciaio-calcestruzzo, prevedendo per le travi e per tutti gli altri elementi in acciaio (inclusa l'armatura della soletta) costituenti la struttura, la zincatura a caldo tramite loro immersione in zinco fuso. La scelta della protezione dell'acciaio mediante zincatura a caldo, che è stata adottata in via sperimentale per questo intervento, scaturì con riferimento ai costi economici del manufatto. Ad essa successiva ma logicamente conseguente è stata

anche la scelta di migliorare le prestazioni della soletta. Le 4 travi dell'impalcato sono state inoltre scelte di profilo simmetrico in larghezza e spessore (denominato HSD) al fine di evitare distorsioni e deformazioni permanenti all'atto della zincatura ad elevate temperature. La soletta è stata realizzata, anch'essa sperimentalmente, integrando predalle prefabbricate con un conglomerato cementizio, di migliorate prestazioni, anche in termini di durabilità, confezionato con un legante idraulico di tipo combinato ed armature, incluse quelle delle predalle, anch'esse zincate a caldo.

3.3 ASPETTI REALIZZATIVI DELL'INTERVENTO

I lavori si sono svolti secondo le seguenti fasi sequenziali: realizzazione dello scambio di carreggiata ed installazione del cantiere, asportazione della pavimentazione e smontaggio del sicurvia, interruzione della continuità della soletta, rimozione e stoccaggio delle 5 travi in c.a.o. con parti di soletta, risanamento del calcestruzzo delle spalle, installazione degli appoggi e delle 4 travi in acciaio zincato, collegamento delle travi tramite trasversi di acciaio zincato, posa in opera delle predalle e dell'armatura zincata della soletta e del cordolo, installazione delle sonde di misura, getto del calcestruzzo della soletta e del cordolo, montaggio del sicurvia, applicazione dell'impermeabilizzazione, stesa dei due strati della pavimentazione (10 cm totali), collaudo della struttura, rimozione scambio ed apertura al traffico.

3.4 ASPETTI DI TECNOLOGIA DEI MATERIALI

3.4.1 ACCIAI ZINCATI PER L'IMPALCATO E LA SOLETTA

Le 4 travi serie HSD (altezza 1000 mm e lunghezza 11700 mm) sono state realizzate saldando in continuo lamiera di acciaio Fe 510 C-D.M. (EN 10025) di spessore pari a 10, 15 e 35 mm (aventi, tra l'altro, contenuto di Si pari a 0.19% per i primi due e 0.27% per il terzo) quali piattabande ed anima (vedi fig. 2a). Le travi sono state, in linea con quanto previsto dal progetto, successivamente zincate a caldo (riferimento UNI 5744 ritirata ma non ancora sostituita) con impianto discontinuo tramite immersione in bagno di zinco (Zn 98.5 UNI 2013) fuso a 450°C preceduta da sgrassaggio, decapaggio acido e da flussaggio in una soluzione salina di zinco-cloruro di ammonio, per garantire l'accurata pulizia delle superfici delle travi, nonché da preriscaldamento.

Le prove di controllo sullo strato di zincatura dell'anima e delle piattabande superiore ed inferiore di

ognuna delle 4 travi HSD hanno previsto, oltre all'analisi visiva, la determinazione non distruttiva in situ dello spessore dello strato di zinco con metodo di tipo elettromagnetico (UNI-ISO 2178). Lo spessore medio misurato con queste determinazioni è risultato di 221 μm con numerosità di 804 prove e scarto di 44 μm (vedi fig. 2b). Il numero elevato di queste misure, corrispondente ad un'area estesa di indagine, rende confrontabili tali spessori con quelli ottenuti con il metodo gravimetrico di riferimento di seguito indicato. Gli spessori maggiori di zinco sono stati individuati nelle sezioni inferiori di ciascuna trave coerentemente con la configurazione obliqua di immersione nel bagno di zinco fuso.

Spessore strato di Zn sull'anima

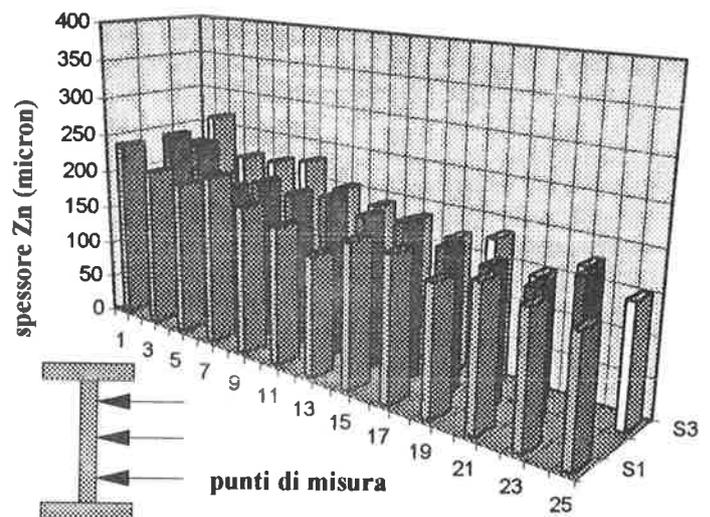


figura 2b

Le verifiche della massa [UNI 5741-66 (secondo Aupperle)] e, conseguentemente, dell'uniformità [UNI 5743-66 (secondo Preece)], nonché dell'aderenza dello strato di zincatura, mediante prove distruttive, sono state realizzate su spezzoni di lamiera di acciaio di uguale spessore e tipo di acciaio delle travi che sono state zincate insieme a queste ultime, al fine di ricavare dei campioni che, sottoposti ad identiche condizioni di zincatura, potessero essere non solo soggetti alle prove citate ma anche ad analisi metallografiche, per studiare la reazione zinco-acciaio. I risultati sono stati positivi e coerenti con quanto già anticipato dalle prove non distruttive.

Per l'armatura della soletta è stato adottato, come previsto dal progetto, l'acciaio tipo Fe B 44 k saldabile, laminato a caldo in barre ad aderenza migliorata, nei diametri di 10 e 16 mm, e trattato in linea al calore di laminazione. Tali barre sono cioè state ottenute dalla tempratura e dall'autorinvenimento realizzati, tramite appropriato raffreddamento e flusso

di calore controllato, sulla linea di laminazione al fine di presentare una struttura superficiale martensitica e profonda di tipo ferritico-perlitico. Questo tipo di trattamento permette l'accrescimento delle proprietà di duttilità, di saldabilità e soprattutto di zincabilità (funzione della % di Si) delle barre.

Le analisi chimiche di controllo eseguite sulle barre di acciaio tal quale ad aderenza migliorata di diametro da 16 mm hanno fornito i valori medi riportati in tab.1.

| | | | |
|----------|-----------|-----------|-----------|
| C=0.15%, | Si=0.19%, | Mn=0.85%, | S=0.025%, |
| P=0.03%, | Cu=0.6%, | Ni=0.12%, | Cr=0.18% |

tabella 1

In questa esperienza è stato adottato sperimentalmente un ciclo di zincatura di tipo semi-continuo per le barre di armatura della soletta, effettuato tramite un impianto appositamente realizzato e funzione del diametro delle barre di acciaio considerato. Tale ciclo prevede l'immersione automatizzata di queste ultime, realizzata singolarmente tramite un gruppo di coclee, in un bagno di zinco fuso (Zn 98.5 UNI 2013) alla temperatura di circa 450°C con la presenza di elementi metallici quali l'Al ed il Pb condizionanti la reattività dello zinco nei confronti dell'acciaio. L'analisi dichiarata del bagno di zincatura è la seguente: Al=0.003%, Fe=0.01%, Cu=0.03%, Sn=0.05%, Pb=1.02%. Tale immersione segue lo sgrassaggio a caldo, il decapaggio acido ed il flussaggio in una soluzione di cloruro di zinco-ammonio, ciascun passaggio seguito dal relativo lavaggio. Segue infine l'essiccazione in forno statico di preriscaldamento per ridurre l'inerzia termica e di conseguenza i tempi di immersione nello zinco fuso migliorando la reazione. Il processo di lavorazione semi-continuo prevede l'estrazione delle barre dalla vasca di zinco fuso mediante il citato sistema automatico di spostamento e sollevamento fino ad un gruppo di presa che le deposita su rulli elettromagnetici permettendone la movimentazione rapida, previo passaggio in un anello di soffiaggio ad aria compressa per l'eliminazione dell'eccedenza dello zinco dalla superficie della barra. Successivamente la barra è soggetta ad un sistema di nebulizzazione d'acqua per uniformarne la temperatura prima dell'immersione nella vasca di raffreddamento che può prevedere un trattamento di passivazione. Giova aggiungere che quest'ultima fase di raffreddamento è fondamentale per la determinazione delle caratteristiche del rivestimento. Infatti a causa del calore trattenuto dalle barre, la reazione acciaio-zinco potrebbe continuare anche dopo che lo strato esterno di zinco sia stato raffreddato.

Sulle barre prima della zincatura e dopo sono stati effettuati una serie di controlli definiti in funzione sia dell'esperienza maturata durante le citate sperimentazioni preliminari di laboratorio sia di

quanto indicato nella relazione del progetto e nelle normative esistenti sull'argomento.

Occorre sottolineare che alcuni controlli andrebbero comunque ripetuti anche dopo l'operazione di piegamento. Ciò per evitare di dover ricorrere, soprattutto per piegature effettuata in modo automatico su elementi come le staffe che subiscono più volte tale operazione in punti ravvicinati, a trattamenti di ripristino, nelle zone di distacco dal substrato di acciaio del rivestimento di zinco, della continuità dello stesso con vernici ricche di polvere di zinco come previsto nella UNI 10622. L'efficacia di questa operazione potrebbe infatti non essere garantita viste le diverse anomalie (dal distacco alle microfessurazioni) della zincatura che si possono verificare e le diverse condizioni di applicazione dei prodotti, soprattutto in situ. E' comunque da osservare che tale operazione non è prevista laddove il rivestimento è semplicemente fessurato.

Oltre all'esame visivo, sono state effettuate prove di tipo fisico e meccanico su spezzoni, piegati e no, di barre di acciaio tal quali e/o zincate. La tipologia di prova individuata è di seguito riferita unitamente alle valutazioni e determinazioni da esse ricavate nella presente esperienza. Tra i controlli fisici sulle barre zincate, unitamente alla valutazione della costituzione e della morfologia del rivestimento di zinco (tra cui la % di zinco libero superficiale e la flessibilità del rivestimento) e dell'interfaccia tramite metallografia, prima e dopo la piega, vanno eseguiti la valutazione dello spessore, tramite misurazioni microscopiche (UNI-ISO 2178), e la determinazione della massa (UNI 5741-66) del rivestimento tramite analisi chimica. In funzione dei risultati di queste ultime si deve procedere inoltre alla valutazione dell'uniformità (UNI 5743-66). In fig. 3a è riportata la micrografia della zona sollecitata a trazione di un tondino da 10 mm di diametro dopo piegatura, oggetto di analisi metallografica, ottenuta con microscopio elettronico a scansione.

L'esame visivo dopo la zincatura delle barre ha evidenziato, per quanto riguarda l'aspetto, una disomogeneità della loro superficie esterna con conseguente maggiore rugosità superficiale delle barre funzione delle condizioni di funzionamento del soffiaggio per l'asportazione dell'eccesso di zinco.

Relativamente alla valutazione della costituzione e della morfologia del rivestimento di zinco e dell'interfaccia, effettuata tramite metallografia dopo la piega in un adeguato numero di sezioni di misura, si sono rilevati [23], per spessori massimi dello strato di zincatura di 90-95 µm, strati di zinco puro (fase η) di 35-40 µm (maggiori dei 10 µm previsti dalla UNI 10622). Inoltre si è verificato che la diffusione del ferro che contribuisce alla formazione delle fasi Zn-Fe (Γ, δ, ζ) è contenuta, limitando così la fragilità

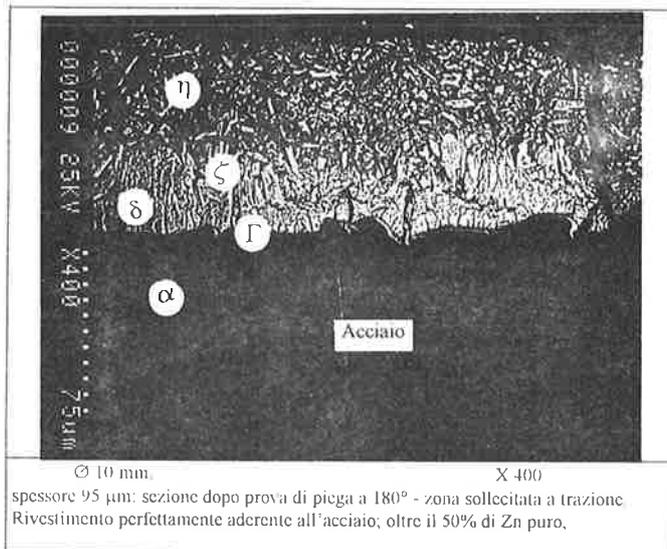


figura 3a

dell'intero rivestimento. L'accrescimento di tali fasi è influenzato sia dalla composizione dell'acciaio sia dai parametri del processo di zincatura. La massa del rivestimento, determinata tramite analisi chimica su una porzione rappresentativa delle barre in esame, è risultata compresa tra 560 e 600 g/m² (10 mm) e tra 530 e 570 g/m² (16 mm).

Si è peraltro osservato su un discreto numero di barre sottoposte ad una sola operazione di piegamento, secondo la normativa prescritta per gli acciai tradizionali (UNI 564-60), che la differente deformabilità dell'acciaio e del rivestimento di zinco è compensata dalla formazione alla base delle nervature di microfessurazioni senza tuttavia causare distacco del rivestimento dell'acciaio. Quest'ultimo fenomeno, che si è riscontrato in un discreto numero di staffe, ha invece indotto all'effettuazione del citato trattamento di ripristino della continuità del rivestimento.

Le prove di controllo meccanico sulle barre di acciaio ad aderenza migliorata hanno fornito, limitatamente alla prova di trazione (UNI EN 10002 parte 1a) e rispettivamente per le barre tal quali e zincate, i risultati riportati nella tabella 2 seguente.

| Diam.nom. (mm) | Zincatura | Tens. snerv. (N/mm ²) | Tens. Rott. (N/mm ²) | All % |
|----------------|-----------|-----------------------------------|----------------------------------|-------|
| 10 | NO | 555 | 669 | 18.1 |
| 10 | SI | 586 | 670 | 18.9 |
| 16 | NO | 593 | 679 | 22.8 |
| 16 | SI | 587 | 641 | 21.7 |

tabella 2

Da tali dati si deduce l'ininfluenza della zincatura su tali caratteristiche meccaniche. Per quanto riguarda le prove di piegamento (UNI 564-60) le barre tal quali non hanno presentato cricche, mentre per quelle zincate valgono le osservazioni già riportate in corrispondenza dell'analisi relativa al rivestimento.

3.4.2 CONGLOMERATO CEMENTIZIO A MIGLIORATE PRESTAZIONI PER LA SOLETTA

Per il confezionamento del calcestruzzo della soletta armata con barre ad aderenza migliorata zincate a caldo, è stato impiegato sperimentalmente, tra vari materiali alternativi, un legante idraulico combinato in grado di garantire al manufatto sia le resistenze elevate in tempi brevi per la necessità di riaprire rapidamente al traffico il Ponticello, sia la riduzione delle porosità capillari e della permeabilità agli agenti aggressivi per incrementare la durabilità del manufatto, sia la espansione compensativa del ritiro, pur in presenza di bassi rapporti a/c. Il legante idraulico impiegato, che è combinato in quanto clinker con materiale ad attività pozzolanica, calce libera e gesso biidrato cui sono aggiunte sostanze minerali silicee dotate di attività pozzolanica (silica fume) ed additivo riduttore d'acqua (superfluidificante in polvere), è stato caratterizzato, dopo opportuno campionamento, da un punto di vista chimico e fisico (tab. 3) secondo quanto l'impiego in oggetto richiedeva ed in riferimento alla UNI EN 197/1 e 450 limitatamente alle caratteristiche del prodotto speciale, compatibili con tali normative redatte per leganti idraulici tradizionali.

Principali caratteristiche chimiche del legante i.c.

| Compos. chimica (%) dichiarata - UNI EN 196/2 | | | | |
|--|-------------------|---|-----------------|---------------------------------|
| SiO ₂ | CaO | Fe ₂ O ₃ | SO ₃ | MgO |
| 26.03 | 53.80 | 3.25 | 2.85 | 1.60 |
| Al ₂ O ₃ | Na ₂ O | K ₂ O | Cl | P.F. |
| 7.80 | 0.50 | 0.80 | 0.04 | 3.58 |
| Pozzolanicità | | prova positiva | | UNI EN 196/5 |
| Alcali totali(% in massa): 0.75 | | Alcali solubili (% in m.): 0.45 | | pH pasta cementizia [21]: 12.80 |
| % Na ₂ O: 0.4 | | % Na ₂ O: 0.28 | | |
| % K ₂ O: 0.52 | | % K ₂ O: 0.41 | | |
| K ₂ O/Na ₂ O: 1.3 UNI 196/21 | | K ₂ O/Na ₂ O: 1.46 UNI 196/21 | | |

Principali caratteristiche fisiche del legante i. c.

| Analisi | Diametri (μm) | | Passante (%) |
|---|----------------------|--------------------|---------------|
| | Granulometrica Laser | 1.04 (μm) | |
| 9.62 (μm) | | 50 | |
| 45.23 (μm) | | 90 | |
| 100 (μm) | | 100 | |
| Massa volumica reale (g/cm ³) | | | 2.91 |
| Acqua necessaria consistenza normale della pasta cementizia | | | 21.8 % |
| | | | UNI EN 196/6 |
| | | | UNI EN 196/3 |
| | | | 20°C * 30°C |
| Tempo di inizio presa | 1 ^h 20' | 0 ^h 40' | UNI EN 196/3* |
| Tempo di fine presa | 2 ^h 05' | 1 ^h 00' | |

tabella 3

In tabella 4 è riportato il mix design del conglomerato cementizio di tipo pompabile realizzato con tale legante idraulico di tipo combinato, che è stato frutto di una sperimentazione preventiva.

| Mix design del conglomerato cementizio | | | | | |
|---|-------------------------|----------|-------|-------|-------|
| Diametro max aggr. lapideo | 25 mm | | | | |
| M.V.A. | 2.400 kg/m ³ | | | | |
| Dosaggio cemento | 400 kg | | | | |
| Acqua di impasto | 184 l/m ³ | | | | |
| Rapporto a/c s.s.a. (non s.s.a.) | 0.40 (0.46) | | | | |
| Aggregati lapidei (1.766 kg/m ³) | % | | | | |
| Sabbia "fine" | 22.7 | | | | |
| Sabbia "granita" | 18.4 | | | | |
| Ghiaietto | 32.9 | | | | |
| Ghiaia | 26.0 | | | | |
| Analisi granulometrica dell'aggregato lapideo risultante UNI 8520-84/parte 5a | | | | | |
| Setacci (mm) | 20 | 16 | 8 | 4 | 2 |
| Passante (%) | 100 | 90.3 | 66.8 | 47.5 | 41.0 |
| Setacci (mm) | 1 | 0.5 | 0.250 | 0.125 | 0.063 |
| Passante (%) | 34,5 | 21.1 | 6.9 | 3.5 | 2.5 |
| Consistenza (cono Abrams) | 190 mm | UNI 9418 | | | |
| Espansione contrastata 28d | 391 µm/m | UNI 8148 | | | |
| Res. media a compr. 28d-fcm | 48.3 N/mm ² | UNI 6132 | | | |

tabella 4

La caratterizzazione del conglomerato cementizio eseguita con riferimento alle norme citate, sul materiale prelevato al momento del getto ha fornito i dati riportati in tabella 5.

| Caratterizzazione del conglomerato cementizio | | | | | |
|--|-------------------------|------|-------|-------|-------|
| Consistenza (cono Abrams) | 150 mm | | | | |
| Diametro max aggregato lapideo | 25 mm | | | | |
| M.V.A. | 2.397 kg/m ³ | | | | |
| Dosaggio cemento | 400 kg | | | | |
| Acqua di impasto | 178 l/m ³ | | | | |
| Rapporto a/c non s.s.a. | 0.45 | | | | |
| Analisi granulometrica dell'aggregato lapideo risultante incluso il legante combinato - UNI 8520-84/5a | | | | | |
| Setacci (mm) | 20 | 16 | 8 | 4 | 2 |
| Passante (%) | 100 | 94.1 | 73.4 | 61.6 | 57.2 |
| Setacci (mm) | 1 | 0.5 | 0.250 | 0.125 | 0.063 |
| Passante (%) | 51.2 | 38.1 | 29.1 | 25.8 | 24.4 |
| Resist. & def. (N/mm ²) | 1d | 3 d | 7 d | 28 d | |
| Compressione- f _{cm} | 24.5 | 30.0 | 37.0 | 58.0 | |
| Traz. flessione - f _{ct,fl} | - | - | - | 5.95 | |
| Traz. indiretta - f _{ct,sp} | - | - | - | 4.85 | |
| Mod. elastico - E _{cm} | - | - | - | 33760 | |

tabella 5

Sono in corso di effettuazione le prove per la verifica della aderenza (RILEM/CEB/FIP RC 6-83), della

resistenza ai cicli di gelo-disgelo (UNI 7087-72), della profondità di penetrazione dell'acqua sotto pressione (pn UNI E07.04.113.0), della penetrazione dei solfati (UNI 8019-79) e dello ione cloruro (UNI 7928-78), della profondità di carbonatazione (UNI 9944-92) sottoponendo il calcestruzzo a processo accelerato.

Il conglomerato cementizio confezionato con tale legante idraulico combinato ha manifestato un comportamento reologico e meccanico sensibile alle differenti condizioni di impasto. Tale diversificazione è scaturita dal non breve tempo di percorrenza tra l'impianto ed il cantiere, dalla difficoltà di limitare al solo momento dell'autobetoniera il ciclo di confezionamento del ridotto quantitativo di conglomerato cementizio necessario per il getto della soletta e del cordolo (37 m³) e dalla scelta di articolare quest'ultimo in forniture di quantitativi diversi. Ciò ha peraltro consentito di valutare la vibrazione necessaria in funzione della consistenza del conglomerato cementizio per l'ottenimento dell'omogeneità e della compattezza richieste dall'incremento di durabilità. La finitura superficiale del calcestruzzo della soletta, che in tal caso è stata realizzata manualmente, per applicazioni su larga scala potrà effettuarsi, previa ottimizzazione della consistenza con gli altri requisiti richiesti al materiale, con un sistema meccanico per evitare il calpestio delle armature che può condizionare, in particolari situazioni, l'osservanza dei copriferri dell'intradosso della soletta.

Giova sottolineare che poichè l'idratazione del cemento e le reazioni del fumo di silice con l'idrossido di calcio possano completarsi nelle condizioni di contenuti valori di a/c previsti dal mix design è necessario stagionare adeguatamente i manufatti tenendo umida la superficie per un tempo adeguato allo sviluppo del calore di idratazione o evitando la traspirazione tramite film protettivi che non ostacolino successivamente la posa in opera della impermeabilizzazione.

4. PROGETTO ED INSTALLAZIONE DEL SISTEMA DI MONITORAGGIO DELLA CORROSIONE. PRIME MISURAZIONI

Allo scopo di controllare l'efficacia della zincatura delle barre di armatura verificando nel tempo lo stato di corrosione di queste ultime, è stato progettato e predisposto un sistema di monitoraggio basato su tecniche elettrochimiche e realizzato mediante 9 sonde di caratteristiche geometriche particolari ottenute ciascuna (fig. 3b) da tre elettrodi costituiti da spezzoni uguali dello stesso acciaio zincato della soletta di diametro minore ($\phi = 10\text{mm}$) assemblati tramite due elementi laterali di resina per evitare fenomeni di corrosione sotto schermo verificatesi in precedenti esperienze.

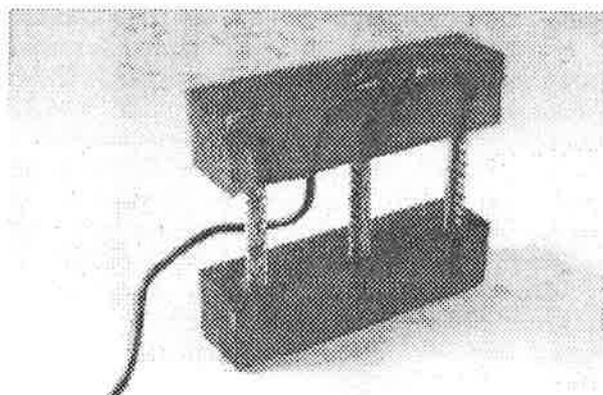


figura 3b

I tre elementi della sonda costituiscono rispettivamente un elettrodo di lavoro, uno di riferimento e un elettrodo che funge da contro elettrodo per la misura della resistenza di polarizzazione. A ciascuna sonda è stato anche accoppiato un elettrodo di riferimento in titanio attivato per la misura del potenziale di corrosione. Tale elettrodo è stato posizionato nelle immediate vicinanze della sonda per ridurre il contributo spurio al potenziale dovuto alla caduta ohmica nel calcestruzzo.

Queste sonde, installate nella soletta a livello sia delle armature superiori sia inferiori all'atto del getto del calcestruzzo, consentono di effettuare, in zone diverse della struttura, le misure del potenziale spontaneo (riferite all'elettrodo di titanio), della velocità di corrosione e della ddp di macrocella. Le zone di misura sono state scelte per poter controllare l'eventuale influenza del percolamento dell'acqua contenente i sali fondenti antigelo, in particolare all'esterno, in corrispondenza del cordolo, ed all'interno della soletta nonché in vicinanza dell'interfaccia con la struttura in muratura (fig. 4a).

La rilevazione dei 21 segnali elettrici provenienti dalle nove sonde collegate ad una centralina viene effettuata mediante strumentazione portatile durante campagne periodiche di ispezione. Nella centralina sono infatti disposti i connettori per i seguenti strumenti di misura usati per le rilevazioni: a) voltmetro ad elevata impedenza di ingresso per le misure di potenziale spontaneo e della ddp di macrocoppia; b) corrosimetro per la rilevazione della velocità di corrosione.

A seguito dell'innesco di un processo di corrosione, cioè del passaggio delle armature da una condizione di passività ad una di attività, si viene a rilevare una variazione del potenziale elettrochimico e una riduzione del valore della resistenza di polarizzazione che è inversamente proporzionale alla velocità di corrosione. Tale velocità, esprimibile come riduzione

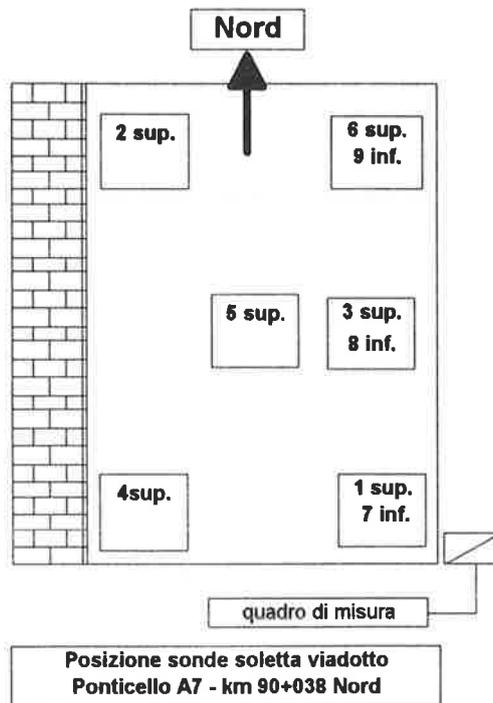


figura 4a

di spessore nel tempo, può essere utilizzata per la predizione della vita residua della struttura in esame. I primi risultati sono riportati in fig. 4b.

Da essi si rileva che l'iniziale comportamento elettrochimico in opera delle barre zincate appare confrontabile con quanto verificato nella sperimentazione preliminare di laboratorio, confermandosi in tali casi l'accelerazione (10d circa) dell'instaurarsi del fenomeno di passivazione (per la formazione dei cristalli di idrossizincato di calcio) rispetto a quanto verificato con le armature tradizionali nelle citate precedenti esperienze a grandezza reale (oltre 200d).

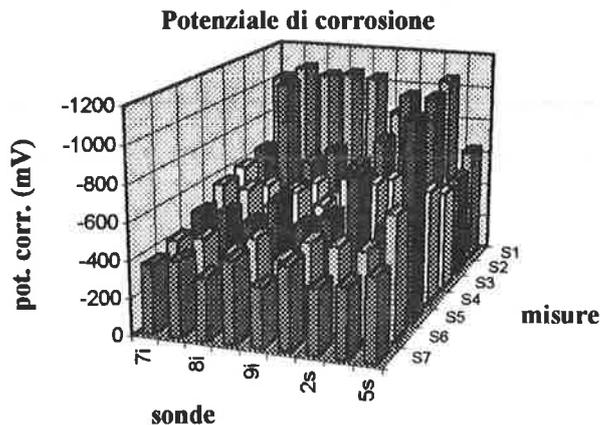


figura 4b

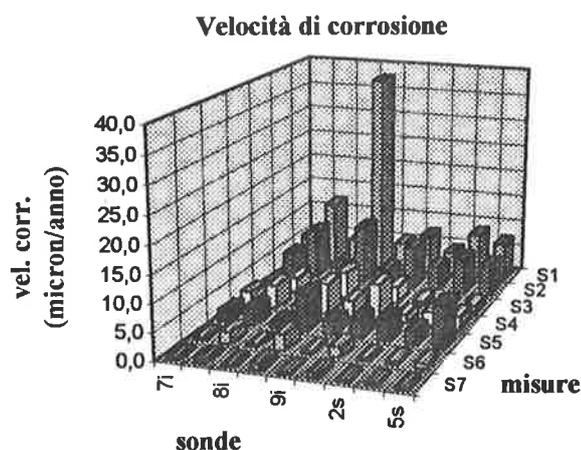
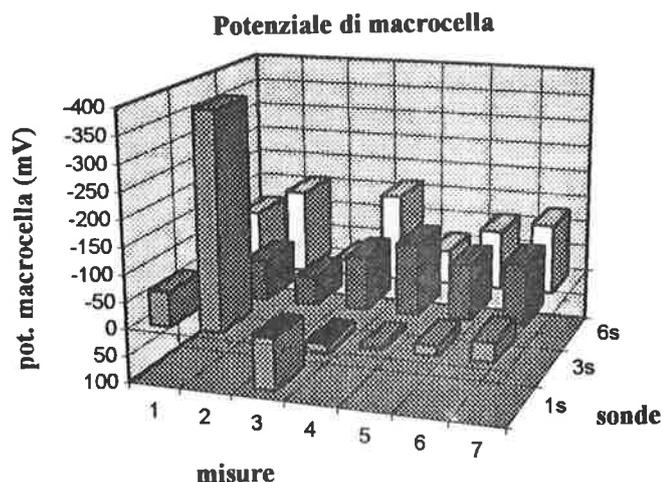


figura 4b

E' stata inoltre prevista, presso il Centro di Fiano Romano, una campagna di prove accelerate di corrosione tramite misure di tipo elettrochimico analoghe a quelle già realizzate preliminarmente con i materiali, barre di acciaio zincate (anche dopo essere state sottoposte a piegatura e tal quali) e conglomerato cementizio, effettivamente impiegati nell'esperienza oggetto della presente memoria. Ciò al fine di verificare, su scala ridotta ed in maniera accelerata, gli eventuali fenomeni di corrosione che a grandezza reale dovrebbero instaurarsi in tempi più lunghi e che saranno monitorati tramite il sistema di sonde installato nella soletta di Ponticello e oggetto di periodico rilevamento.

In corrispondenza delle 4 travi HSD e dei relativi trasversi anch'essi zincati del Ponticello sarà predisposto un numero sufficiente di spezzoni di lamiera di acciaio zincato analogo a quello di tali elementi strutturali in tipo e dimensioni geometriche, che serviranno quali "testimoni" per ricavare, in tempi prestabiliti, i campioni da analizzare secondo quanto

già riferito nel § 3.4.1 e realizzare in tal modo il monitoraggio della corrosione delle travi e dei trasversi zincati.

Le 5 travi in c.a.o. della struttura esistente, aventi ciascuna una porzione della soletta ancora ad essa solidale, non sono state distrutte ma solo rimosse e stoccate. Esse saranno non solo oggetto, da parte della Autostrade S.p.A. in collaborazione con la S.P.E.A. S.p.A., di studio e di valutazione (chimica, fisica, elettrochimica e meccanica) puntuale, insieme alle rispettive armature metalliche, ma anche di caratterizzazione meccanica globale in differenti condizioni di danneggiamento ma di uguale età di costruzione (oltre 30 anni).

5. CONCLUSIONI

L'opportunità fornita dalla necessità di ripristinare, adeguandole alle nuove esigenze, le capacità funzionali del "Ponticello", ha permesso di verificare le condizioni di impiego e posa in opera di materiali tecnologicamente controllati nella manutenzione programmata delle opere d'arte, per le travi ed armature in acciaio zincato nonché per i conglomerati cementizi di migliorate prestazioni. Per quanto riguarda l'acciaio zincato particolare attenzione deve essere rivolta alla ottimizzazione del processo di zincatura nonché alle fasi di piegatura, nel caso delle barre, e di posa in opera in cantiere al fine di evitare ripristini superficiali dei relativi rivestimenti. Anche per quanto riguarda il conglomerato cementizio impiegato e basato su legante idraulico di tipo combinato, particolare attenzione va rivolta alla fase di confezionamento e posa in opera, al fine di garantire - per il rispetto di prestabilite condizioni di consistenza della miscela- quella omogeneità che è garanzia di compattezza e di costanza delle prestazioni auspiccate del manufatto.

Contemporaneamente all'impiego dei citati materiali è stato progettato e installato, con successo visti i primi rilievi, un sistema di monitoraggio della corrosione che ne permetterà di verificare nel tempo il comportamento.

In sintesi, l'impiego di materiali componenti, rivestimenti e compositi, nonché l'impiego di talune tecnologie necessarie ai processi industriali previsti per il loro ottenimento, deve essere inserito in un ciclo di produzione in qualità la cui osservanza non può che essere rigorosa, pena l'affidabilità tecnica del manufatto finale. Fasi essenziali di tale ciclo saranno il controllo dell'approvvigionamento dei materiali e del processo di produzione nonché il monitoraggio delle condizioni di esercizio al fine di facilitare la gestione programmata delle opere.

6. RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano per la Autostrade S.p.A. i tecnici del Centro Rilevamento Dati e Prove sui Materiali di Fiano Romano e Romagnano Sesia, rispettivamente sig. A. Cristofani, p.ch. A. Frezza, geom. P. Banfo e C. Mangolini, dott. A. Mercalli, i tecnici del Tronco di Genova geom. G. Pastorino e Sartini, sigg. G. Baggetta e G. Sighinolfi, per l'Università degli Studi di Roma "La Sapienza" l'ing. A. Astorre, per l'Università degli Studi di Ancona il prof. R. Fratesi, per la S.P.E.A. i tecnici della U.T.S.A. di Genova, geom. Cassinelli ed Altemanti.

7. BIBLIOGRAFIA

- [1] R. CIGNA, G. FAMILIARI, G. PERONI: "Corrosione delle strutture in cemento armato", Autostrade, anno XXXVI, n.4, 1994;
- [2] G. CAMOMILLA: "Design for Maintenance", atti del Simposio I.A.B.S.E. su "Concrete Structures for the Future", Parigi-Versailles, 1987;
- [3] V. ALUNNO ROSSETTI, G. CAMOMILLA, S. M. GUELLA: "La durabilità dei calcestruzzi", Autostrade, anno XXVII, n.6, 1985;
- [4] AA.VV.: "Protection of concrete", editors R.K. Dhir, J.W. Green, Cambridge, E.&F.N. Spon, 1990;
- [5] D. STARK: "Measurement Techniques and Steel of Galvanized Reinforcing Steel in Concrete Structures in Bermuda", Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete, A.S.T.M. S.T.P. 713, D.E. Tonini and J.M. Gaidis, Eds., A.S.T.M., 1980;
- [6] K.W.J. TREADAWAY, B.L. BROWN AND R.N. COX: "Durability of Galvanized Steel in Concrete", Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete, A.S.T.M. S.T.P. 713, D.E. Tonini and J.M. Gaidis, Eds., A.S.T.M., 1980;
- [7] AA.VV.: "Corrosion and corrosion protection of steel in concrete", editor R.N. Swamy, Sheffield, Sheffield Academic Press, 1994;
- [8] A.S.T.M. A 767/a 767M-90: Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement, 1990;
- [9] A.F.N.O.R. A 35-025 octobre 1992: Produits en acier-armatures pour béton armé, ronds lisses galvanisés à chaud, barres, fils-machine et fils à haute adhérence, fils constitutifs de treillis soudés galvanisés à chaud;
- [10] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BETON (CEB): "Protection Systems for Reinforcement", Bulletin d'information n°211, february 1992;
- [11] E. SIVIERO, M. FORIN: "L'acciaio zincato nel calcestruzzo armato", L'industria Italiana del Cemento, n.671, novembre 1992;
- [12] R. FRATESI, C. BRANCA: "L'acciaio zincato nel calcestruzzo armato", L'industria Italiana del Cemento, n.675, marzo 1993;
- [13] UNI-UNSIDER 10622-97: Barre e vergella d'acciaio d'armatura per c.a. zincate a caldo [Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars and Wire Rods for Concrete Reinforcement];
- [14] E. PROVERBIO, M. MELONI, R. FRATESI, M. LUMINARI: "Long term exposure tests on galvanized steel in different concrete types", memoria proposta al CONSEC '98, Ila conferenza internazionale "concrete under severe conditions-environment and loading" prevista a Tromsø il 21-24, giugno 1998;
- [15] M. DONFERRI MITELLI: "Analisi dello stato di degrado del Ponticello, carreg. Nord, A7, prog. 90+038" e "Progetto di rifacimento impalcato Ponticello, ell. da 1 a 6 e relazioni di calcolo e di descrizione dei lavori", Autostrade S.p.A./SMA/CPA, aprile 1995;
- [16] R. CIGNA, G. FAMILIARI, G. PERONI: "Monitoraggio dello stato di corrosione dell'armatura dei viadotti autostradali", Autostrade, anno XXIII, n.1, 1981;
- [17] AA.VV.: "The performance of metals in concrete: a state of the art report", editor R. Cigna, COST 509;
- [18] R. CIGNA, E. PROVERBIO: "Influenza del nitrito di calcio sull'allungamento del tempo di vita delle opere in calcestruzzo armato e valutazione del relativo sistema di monitoraggio", relazione della ricerca applicata svolta per Autostrade S.p.A. da parte del Dipartimento ICMMPM dell'Università degli Studi di Roma "La Sapienza", marzo 1996;
- [19] E. PROVERBIO, R. CIGNA: "The influence of pitting corrosion on the evaluation of polarization resistance of bars in concrete structures", in Eds. C.L. Page, P.B. Bamforth and J.W. Figg, Cambridge: The Royal Society of Chemistry, 1996;
- [20] R. FRATESI, G. MORICONI, L. COPPOLA: "The influence of steel galvanization on rebars behaviour in concrete", in ibidem [19];
- [21] C. ANDRADE, A. MOLINA, F. HUETE, J.A. GONZALES: "Relation between the Alkali content of Cements and the Corrosion Rates of Galvanized Reinforcements", in "Corrosion of Reinforcements in Concrete Construction", The Chemical Society, London, 1983;
- [22] J. FLIS, A. SEHGAL, D. LI, Y.-T. KHO, S. SABOL, H. PICKERING, K. OSSEO-ASARE, P. D. CADY: "Corrosion Evaluation of Concrete Bridges Relative to Reinforcement Corrosion: Method for Measuring the Corrosion Rate of Reinforcing Steel", S.H.R.P.-S/FR-92-104, Whashington, D.C., 1992;
- [23] M. MEMMI, B. BREVAGLIERI, R. FRATESI, A. ASTORRE: "Caratterizzazione metallografica di tondini zincati a caldo con processo discontinuo e semicontinuo", nota per CRAFT 5087, maggio 1997.

CALCESTRUZZO E DURABILITA'

Roberto MARINO
Michele VALENTE

Calcestruzzi S.p.A
RAVENNA

SOMMARIO

La produzione di calcestruzzo preconfezionato può essere caratterizzata secondo i requisiti di durabilità previsti dalla norma UNI 9858 (ENV 206) per le varie classi di esposizione ambientale. Elemento fondamentale è la correlazione fra il rapporto acqua/cemento, la resistenza caratteristica del calcestruzzo e la sua durabilità. Questo approccio è utile ai progettisti per individuare e quindi specificare la resistenza caratteristica del calcestruzzo che soddisfi i requisiti statici e quelli di durabilità della struttura. E' anche utile in fase di controllo delle prestazioni, poiché attraverso la resistenza a compressione si può controllare il rapporto A/C, parametro fondamentale della durabilità.

SUMMARY

Following the Italian Standard (European ENV 206) and the most advanced concrete technology, ready mixed concrete production can be established according to concrete durability performance for each exposure class. This approach is particularly useful to the Architects & Engineers who have to specify the concrete characteristic compressive strength both for structural and durability requirements. Field control of durability is made easier since compressive strength is correlated with water/cement ratio, key factor of concrete durability.

1. INTRODUZIONE

Può il calcestruzzo essere considerato un materiale durevole? Anche se il conglomerato cementizio è stato oggetto negli ultimi anni di critiche da parte di più operatori, la risposta è certamente sì.

Esistono le conoscenze tecnologiche, le indicazioni normative, le competenze e le capacità produttive per realizzare calcestruzzi durevoli, con tempi utili di vita superiori ai 50 anni. Riferito al costo globale, il costo della durabilità rappresenta lo 0,5-1,5%, mentre i costi della non durabilità, rappresentati dagli interventi di ripristino, sono nei casi più frequenti pari al 25-35% del costo dell'opera e nei casi più gravi arrivano fino al 125%. [1]

L'esperienza ha inoltre dimostrato il favorevole rapporto qualità/costo del calcestruzzo rispetto agli altri materiali da costruzione, se si fa riferimento al costo globale dell'intera opera nel tempo.

Per assicurare la durabilità di un'opera è necessario che tutti gli operatori, dalla committenza al progettista, dall'impresa esecutrice al fornitore, operino, ciascuno nel proprio ruolo di competenza, con tale obiettivo. Infatti la durabilità di una struttura è una catena i cui anelli devono avere stessa "resistenza".

Nel caso del calcestruzzo preconfezionato la caratterizzazione della produzione in base alla durabilità del materiale è utile ai progettisti nel definire le resistenze caratteristiche minime necessarie ad

assicurare la durabilità dei conglomerati cementizi nelle varie condizioni ambientali. [2]

La correlazione fra la durabilità, il rapporto acqua/cemento e la resistenza caratteristica a compressione consente anche un più facile controllo della durabilità in opera.

2. RICHIAMI NORMATIVI

L'utilizzo di materiali talvolta impiegati senza una loro adeguata conoscenza, la tendenza esasperata di ridurre i costi anche a scapito della qualità, la carenza di cultura tecnica e tecnologica di alcuni degli operatori addetti ai lavori, sono aspetti di un comportamento che deve confrontarsi sempre più spesso con la profonda sensibilizzazione dell'opinione pubblica sul tema della durabilità.

Il continuo rinnovarsi delle normative, che esprimono in modo dettagliato le condizioni necessarie a garantire la durata di un'opera (si pensi ai codici EC2 e alla norma UNI 9858-91), testimoniano l'attualità di questo tema.

Nella norma UNI 9858 vengono individuate varie classi di esposizione in funzione di diverse condizioni ambientali così come esposto nel Prospetto II. La classificazione fa a sua volta riferimento alla norma UNI 8981 sulla durabilità del calcestruzzo.

In funzione delle condizioni ambientali vengono prescritti il massimo rapporto acqua/cemento, il minimo dosaggio di cemento e il contenuto minimo di aria aggiunta per la produzione di calcestruzzi durevoli chimicamente e resistenti al gelo.

Vengono anche date indicazioni per contrastare l'azione di particolari agenti aggressivi quali cloruri, solfati e anidride carbonica giungendo nei casi di aggressione più spinta a prescrivere protezioni superficiali a base di resina. Tali norme forniscono indicazioni dirette sul tempo per il quale il materiale può resistere alle azioni degradanti e sulla resistenza caratteristica che deve essere prescritta per scopi di durabilità. Per quel che riguarda la durata, le prescrizioni indicate dalla norma sono state scelte in modo da premettere una vita utile del materiale di circa 50 anni. La correlazione fra la resistenza caratteristica e la durabilità può essere infine realizzata attraverso il rispetto del rapporto acqua/cemento limite definito per ciascuna classe di esposizione ambientale dalla norma.

Il rapporto acqua/cemento quindi è il parametro principale che direttamente o indirettamente definisce le qualità prestazionali di un calcestruzzo.

Alcuni importanti capitolati riportano già prescrizioni precise sul rapporto acqua/cemento da adottare per alcune opere.

Quello che però ancora è assente è una correlazione nel rapporto acqua/cemento e resistenze caratteristiche

del calcestruzzo che possa aiutare il progettista nella definizione dei requisiti di progetto.

Nella futura normativa europea sul calcestruzzo, versioni aggiornate della ENV 206, tale correlazione sarà presente e ci auguriamo che questo possa chiarire i rapporti tra le parti interessate alla costruzione.

In ogni caso la normativa italiana (Decreto Ministeriale 9.1.96, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. e c.a.p. e per le strutture metalliche) richiede al punto 2.1.8. "Durabilità" quanto segue: *"Al fine di garantire la durabilità del conglomerato particolarmente in ambiente aggressivo, così come in presenza di cicli di gelo e disgelo, è necessario studiarne adeguatamente la composizione"*.

E sempre al punto 2.1. della stessa norma si specifica: *"Per quanto applicabile e non in contrasto con le presenti norme si potrà fare utile riferimento alla UNI 9858 (maggio 1991)"*.

Quindi la norma richiede che la durabilità venga garantita e consente due possibilità: che si studi adeguatamente la composizione del conglomerato o che si faccia riferimento alle prescrizioni dettate dalla UNI 9858 in tema di calcestruzzi durevoli. Entrambe le strade conducono alla definizione di rapporti A/C limiti, oltre che alla prescrizione di altri requisiti come l'introduzione di microbolle d'aria nel caso di calcestruzzi esposti ai cicli di gelo e disgelo o l'uso di cementi resistenti ai solfati nel caso di ambienti solfatici, o ad altri accorgimenti in situazioni diverse di esposizione ambientale.

3. PARTE SPERIMENTALE

Sono state eseguite delle prove sperimentali (tuttora in corso presso i laboratori della Calcestruzzi s.p.a., presenti su tutto il territorio nazionale) su provini di calcestruzzo, che hanno permesso di misurare l'influenza sulla durabilità dei calcestruzzi prodotti con i materiali disponibili in loco (secondo la UNI 9858) dei principali agenti aggressivi e di evidenziare l'effettiva correlazione esistente tra resistenza caratteristica e la durabilità del calcestruzzo.

Inizialmente la ricerca si è articolata attraverso la realizzazione di numerose prove sperimentali mirate ad individuare con riferimento alle miscele di calcestruzzo i parametri maggiormente significativi per le prestazioni, sia in termini di permeabilità che di resistenza meccanica.

A tal proposito sono state confezionate miscele di pari resistenza caratteristica e diversificate mediante aggiunta di ceneri volanti [3] e di additivo aerante.

Successivamente si è misurata l'effettiva correlazione tra la resistenza meccanica e la profondità di penetrazione dei più frequenti agenti chimici aggressivi (H₂O, cloruri e solfati); sono stati studiati

provini di diverse classi di resistenza (Rck 20, 25, 30, 35), provenienti da impianti di produzione situate nelle città di Ravenna, Bari e Limena (PD).

In tal modo la profondità di penetrazione dell'acqua, dei solfati e dei cloruri sono state assunte come parametri espliciti della durabilità. [4]

Le prove di permeabilità allo ione SO_4^{--} e allo ione Cl^- sono state condotte rispettivamente secondo le norme UNI 8019 e UNI 7928.

Per le prove permeabilità all'acqua sono state seguite le indicazioni riportate dalla norma ISO 7031.

La tabella seguente evidenzia le caratteristiche basi delle miscele impiegate nelle varie aree interessate alla sperimentazione

| CARATTERISTICHE BASI DELLE MISCELE IMPIEGATE | | | | | | |
|--|--------------|----------|--------------|-------------------|-----------------|------------|
| AREA | CEMENTO | PFA | LAVORABILITÀ | ADDITIVI | AGGREGATI | |
| E. Romagna | 42,5R I | Fusina | S4 | naftalensolfonato | silico-calcareo | naturale |
| Puglia | 32,5R II A-L | Brindisi | S4 | naftalensolfonato | calcareo | frantumato |
| Veneto | 32,5R II A-L | Fusina | S4 | naftalensolfonato | silico-calcareo | naturale |

4. ANALISI DEI RISULTATI

Dalle prove effettuate in laboratorio sono emersi risultati in grado di confermare la validità degli effetti migliorativi attribuiti alle variabili considerate.

La fondamentale importanza dell'aria all'interno del conglomerato cementizio è chiaramente evidenziato nei grafici di figura 1, 2 e 3; l'impiego di un agente aerante, infatti, permette di sviluppare all'interno della massa di calcestruzzo miliardi di microbolle d'aria che agendo da "vasi di espansione" accolgono la formazione del ghiaccio e contribuiscono in maniera determinante a mantenere un valore del Fattore di Durabilità elevato o comunque alto anche vicino ai 300 cicli per la prova di gelo e disgelo secondo UNI 7087/71 [5].

Anche la presenza di ceneri volanti sembra apportare effetti positivi alla resistenza del calcestruzzo al gelo e disgelo, nonostante i miglioramenti siano comunque lievi rispetto al contributo dato dall'aria

La suddetta ricerca ha evidenziato inoltre come i calcestruzzi aerati contribuiscono in maniera determinante all'abbassamento della permeabilità all'acqua del calcestruzzo rispetto ad un calcestruzzo privo aria inglobata.

Tale comportamento può essere attribuito al fatto che l'acqua, incontrando le bolle d'aria lungo il suo percorso, perde di pressione e quindi penetra con velocità minore.

Le Figure 4 e 5 riportano i valori di penetrazione all'acqua, secondo la ISO 7031, ottenuti nel caso di

calcestruzzi con resistenza pari a Rck 20 MPa e 30 MPa, rispettivamente.

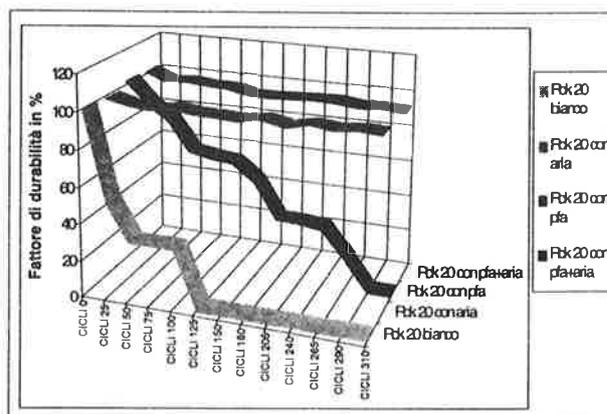


Figura 1 - Fattore di durabilità dei calcestruzzi di classe Rck 20 (UNI 7087 / 71)

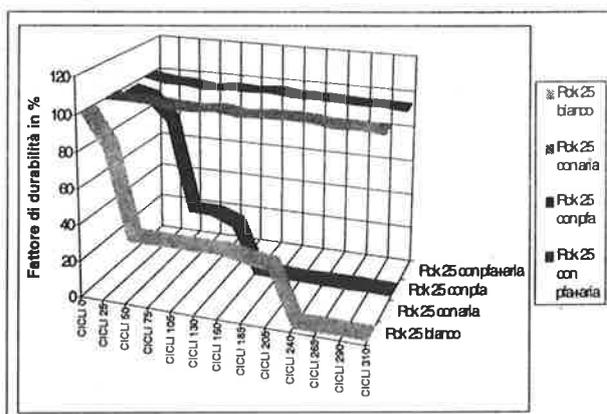


Figura 2 - Fattore di durabilità dei calcestruzzi di classe Rck 25 (UNI 7087 / 71)

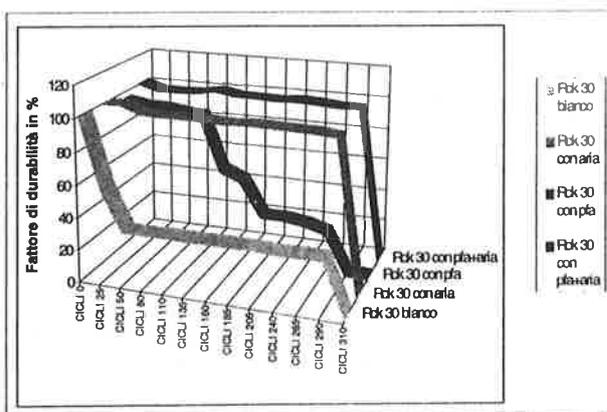


Figura 3 - Fattore di durabilità dei calcestruzzi di classe Rck 30 (UNI 7087 / 71)

Gli istogrammi evidenziano l'influenza non solo della resistenza caratteristica ma anche quello del contenuto d'aria e della stagionatura.

Con i dati ottenuti dalle prove eseguite secondo la stessa norma sui campioni provenienti dalle singole zone (Emilia Romagna, Puglia, Veneto) è stato possibile estrapolare i valori della profondità di penetrazione dell'acqua per una qualsiasi classe di resistenza e viceversa attribuire ad una determinata classe di resistenza caratteristica una specifica profondità di penetrazione, ad una prefissata stagionatura.

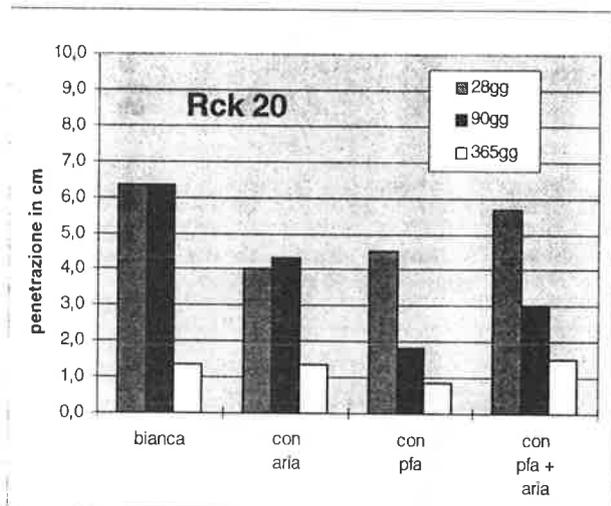


Figura 4 - Profili di penetrazione dell'acqua per calcestruzzi di classe Rck 20 stagionati per 28 e 90 gg (ISO 7031)

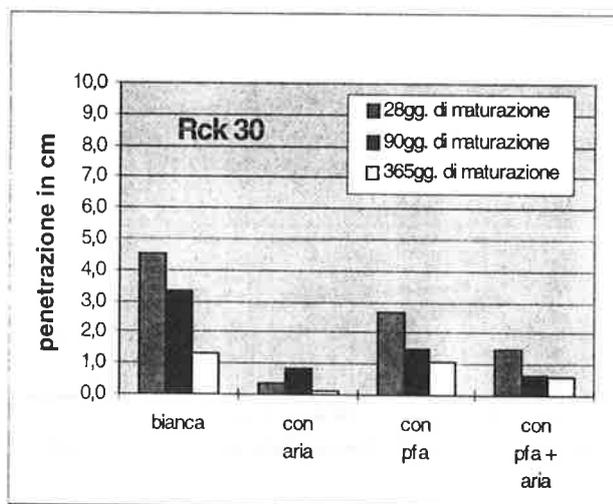


Figura 5 - Profili di penetrazione dell'acqua per calcestruzzi di classe Rck 30 stagionati per 28 e 90 gg (ISO 7031)

Per definire un calcestruzzo impermeabile la norma UNI 9858 impone un limite massimo di 2 cm. alla profondità media di penetrazione dell'acqua; è dunque significativo riportare in un'unica figura (Figura 6) i valori delle profondità medie di penetrazione dell'acqua, ricavati dalle equazioni rappresentative dell'interpolazione dei dati sperimentali e confrontarli

con la penetrazione di 2 cm. assunta come valore di riferimento.

E' possibile rilevare, dalle figure 6 e 7, che una maturazione di 28 giorni è insufficiente ad assicurare "l'impermeabilità" del calcestruzzo fornito dalle zone di produzione per le singole classi di resistenza, mentre a 90 giorni di stagionatura, a parità di resistenza media a compressione, un numero maggiore di provini rientra nella definizione.

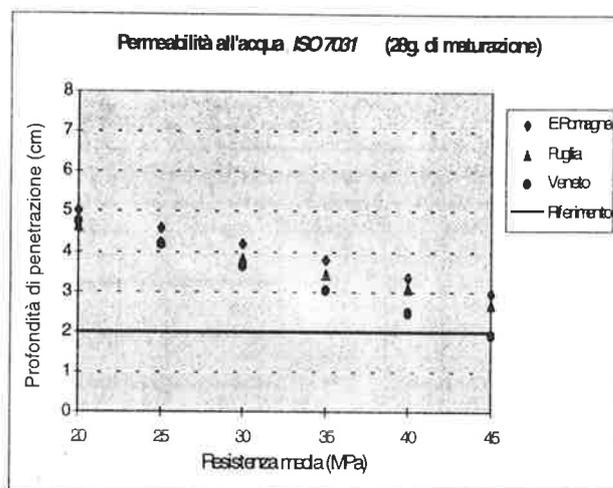


Figura 6 - Profondità di penetrazione dell'acqua e resistenza a compressione media (provini con 28 gg. di stagionatura)

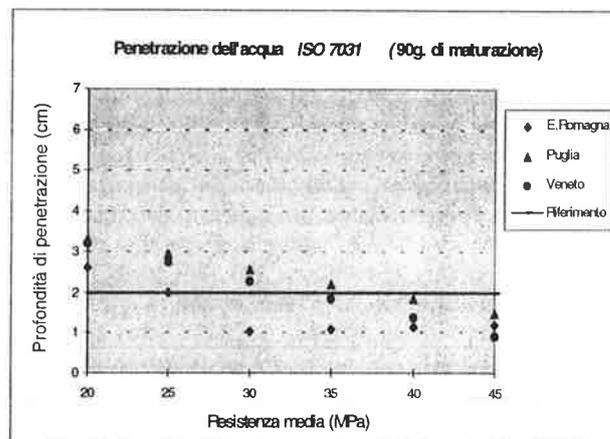


Figura 7 - Profondità di penetrazione dell'acqua e resistenza a compressione media (provini con 90 gg. di stagionatura)

Le prove effettuate sui provini dell'Emilia Romagna permettono di affermare che le miscele progettate offrono tutte calcestruzzi "impermeabili", dopo 90g. di stagionatura, mentre per le altre due zone (Puglia, Veneto) si può parlare di impermeabilizzazione solo per resistenze medie a compressione superiori a 35 MPa. Quando ad un impianto verrà richiesta una determinata profondità di penetrazione dell'acqua, ad una specifica

stagionatura, dovrebbe essere così possibile identificare immediatamente la resistenza caratteristica corrispondente, d'altra parte ad una specifica resistenza caratteristica dovrebbe essere possibile associare la corrispondente profondità di penetrazione.

Analoghe considerazioni sono state dedotte anche per le soluzioni saline contenenti lo ione cloro e lo ione solfato, così nocive per i conglomerati cementizi.

Questi ultimi, dopo 28 gg. di maturazione in ambiente condizionato (20°C e umidità relativa > 90%) sono stati posti a contatto con soluzioni aventi concentrazioni di 0,27 mol/l e di 0,5 mol/l di CaCl_2 e di Na_2SO_4 rispettivamente per 28 e 90 giorni, secondo le UNI 8019 e 7928.

Il lavoro svolto consente di prevedere la penetrazione dello ione cloro, solfato e della stessa acqua, in esercizio, in funzione della stagionatura e della resistenza caratteristica R_{ck} .

Le prove sperimentali hanno consentito la raccolta di numerosi dati, dall'elaborazione dei quali sono stati desunti i seguenti grafici (figure 8, 9, 10 e 11):

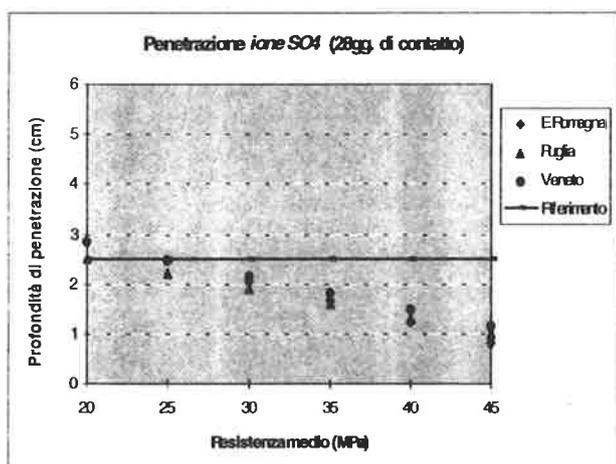


Figura 8 - Profondità di penetrazione dello ione solfato e resistenza a compressione media

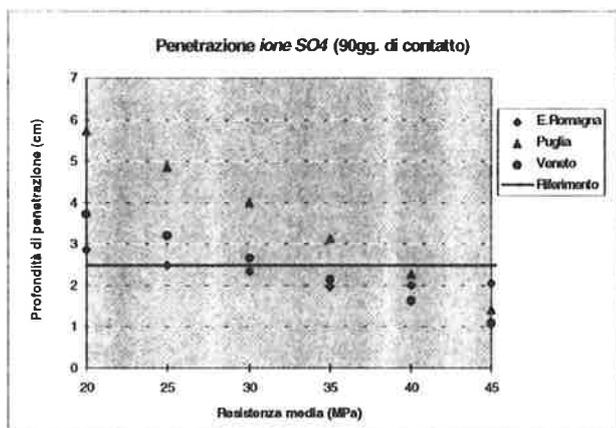


Figura 9 - Profondità di penetrazione dello ione solfato e resistenza a compressione media

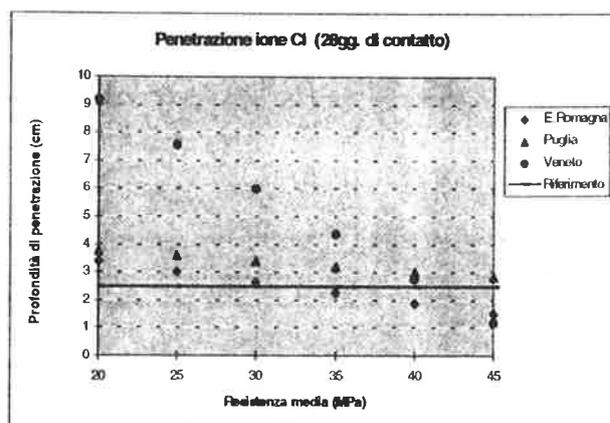


Figura 10 - Profondità di penetrazione dello ione cloro e resistenza a compressione media

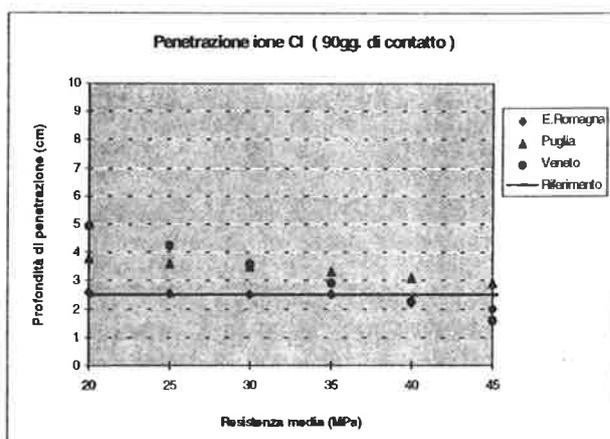


Figura 11 - Profondità di penetrazione dello ione cloro e resistenza a compressione media

A differenza della permeabilità all'acqua, per cui la normativa prescrive un limite massimo di penetrazione oltre al quale un calcestruzzo non può considerarsi impermeabile, per la permeabilità alle suddette soluzioni saline non esiste una prescrizione di riferimento.

Nei grafici il valore di riferimento è stato assunto pari a 2,5 cm, poiché meglio rappresenta lo spessore che normalmente viene assunto, in fase di progettazione, per il copriferro, in questi ambienti.

Nel caso dello ione cloro, figura 10 e 11, si sono riscontrati valori di profondità di penetrazione dopo 28 giorni di contatto superiori a quelli riferiti ai 90 giorni. Nel caso dello ione solfato si è verificata una situazione opposta.

La ragione di tali comportamenti potrebbe ascriversi alla diversa natura dei due ioni ed all'effetto della maturazione del calcestruzzo, compreso quello pozzolanico delle ceneri volanti.

In generale è confermato l'andamento di riduzione della penetrazione ai sali aggressivi in funzione della resistenza del calcestruzzo e del grado di maturazione. Inoltre, si rileva che il limite dei 35 MPa dovrebbe

essere assunto come valore della resistenza a compressione che assicura una buona durabilità nelle situazioni ambientali di tipo 4a e 5a, vicine a quelle qui provate.

5. CONCLUSIONI

La sperimentazione è tuttora in corso ma risulta confermata la correlazione fra la resistenza caratteristica di un conglomerato cementizio e la sua durabilità. In particolare, il corretto studio delle miscele del calcestruzzo ed un adeguato controllo della produzione, consentono di realizzare calcestruzzi con resistenze meccaniche che assicurano bassa permeabilità all'acqua ed agli agenti aggressivi. In alcuni casi il calcolo statico può richiedere caratteristiche meccaniche al di sotto di quella necessaria per ottenere un calcestruzzo durevole. Bisognerà allora prescrivere resistenze più elevate, come richiesto dai requisiti di durabilità.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] E. SIVIERO, R. CANTONI, M. FIORIN - 1995, *"Durabilità delle opere in calcestruzzo"*, Franco Angeli, 221.
- [2] M. COLLEPARDI, L. COPPOLA - 1996 - A come Acqua, rivista *"In Concreto"*, Edizioni Keope, 11-13.
- [3] V.M. MALHOTRA - 1987, *"Supplementary Cementing Materials for concrete"*, V.M. MALHOTRA, 37-144.
- [4] R. MARINO, E. TORRICELLI - 1996, *"Rck e Durabilità: Resistenza a compressione e durabilità del calcestruzzo"*, atti del Convegno C.T.E., Napoli 7-9 novembre 1996.
- [5] M. COLLEPARDI, L. COPPOLA - 1994, *"Additivi per calcestruzzo"*, Enco, 6.1-6.41.

ALCUNE RIFLESSIONI SUL COMPORTAMENTO DINAMICO DI TRAVI IN C.A.

Giovanni MENDITTO

Professore Ordinario
I.S.T.C.- Università degli Studi di Ancona
ANCONA

Roberto CAPOZUCCA

Ricercatore Confermato
I.S.T.C.- Università degli Studi di Ancona
ANCONA

SOMMARIO

Da alcuni anni è sempre più sentita l'esigenza di poter valutare il reale stato di conservazione delle strutture in conglomerato cementizio con armatura lenta e pretesa. Alcune tecniche di identificazione strutturale basate sulla risposta dinamica di travi in c.a. consentono di ricavare informazioni utili sull'eventuale danneggiamento. Si è visto, infatti, che vi è correlazione fra i valori della frequenza di vibrazione ed i modi di vibrazione con lo stato del materiale nelle travi di cemento armato. Agli autori di questa memoria appare necessario caratterizzare l'analisi del comportamento dinamico precisando l'influenza di alcuni parametri specifici degli elementi in cemento armato sui valori delle frequenze e dei modi di vibrazione.

SUMMARY

In the last period one of the most important objective of the engineering research was the possibility to define the r.c. structures assessment. Some identification techniques based on the dynamic behaviour may give useful information relatively to the damage. It was seen also that a tie between changes in vibration characteristics and damage on r.c. structures exists. However the authors of this paper think that it is necessary to define completely the dynamic behaviour of the r.c. beams considering the influence of all typical parameters of r.c. sections (geometry, reinforcement, ductility, etc).

1. PREMESSA

L'applicazione di analisi dinamiche per il riconoscimento dello stato di conservazione di travi in conglomerato armato ha suscitato negli ultimi anni un notevole interesse, in particolare nei controlli delle strutture da ponte. Un interesse motivato anche dalla possibilità di ottenere misure non distruttive in modo relativamente semplice, basate sui dati di frequenza e sui modi di vibrazione naturali, per strutture caratterizzate da schemi statici non troppo complessi - travi isolate o continue - come quelli che trovano frequente applicazione nella costruzione di ponti.

Un considerevole numero di esperienze ha inoltre messo in evidenza una stretta relazione tra le reali condizioni di capacità portante e di rigidità delle strutture in c.a. con le variazioni di frequenza [1], [2], [3], [4], [5]. Anche in alcune raccomandazioni tecniche, le misure di frequenza fondamentale vengono indicate come utili riferimenti per la valutazione dello stato di conservazione nel tempo [6] di elementi in c.a..

Utilizzando procedure di identificazione dinamica basate su parametri dinamici misurati - frequenze, smorzamento, modi propri di vibrazione - alcuni ricercatori ritengono che sia possibile ottenere una

rigidezza equivalente per la zona di struttura interessata da fessurazione del conglomerato cementizio o più in generale da danneggiamento [5].

Le relazioni fondamentali sono le seguenti:

$$[K - \omega^2 M] \cdot [\phi] = 0 \quad (1a)$$

$$\det|K - \omega^2 M| = 0 \quad (1b)$$

dove ω e ϕ rappresentano le frequenze naturali ed i modi propri di vibrazione della struttura, K e M le matrici di rigidezza e delle masse. L'adozione della (1) è giustificata dal fatto di poter trascurare gli effetti dello smorzamento sulle misure di frequenza e dei modi di vibrare [5].

Permangono però alcune questioni ancora aperte sull'applicabilità della analisi dinamica per le valutazioni di affidabilità strutturale ed identificazione dei parametri di danno in travi in conglomerato armato.

Ad esempio, le variazioni di frequenza o dei modi di vibrazione, possono essere influenzate, oltre che dalla variazione locale di rigidezza, anche dalla presenza di concentrazione di massa che normalmente non viene considerata poiché le misure dinamiche si basano sull'ipotesi di densità di massa costante. Inoltre, non è del tutto chiaro come si possa distinguere il contributo del modulo di elasticità (E) del calcestruzzo rispetto a quello del momento d'inerzia (I) della sezione nei dati delle misure di frequenza di travi in c.a. a meno di una valutazione preliminare del modulo di elasticità per via sperimentale statica.

Pertanto, il problema principale che si pone, è se la variazione di frequenza in un elemento in c.a. sia conseguenza della sola fessurazione in una zona della struttura e quanto invece possa essere influenzata da altri parametri che caratterizzano le strutture in c.a..

In questa memoria si è cercato di offrire un contributo di riflessione analizzando il comportamento dinamico di una trave in c.a. con il metodo agli elementi finiti, simulando varie condizioni di carico in grado di portare lo stato deformativo e tensionale delle sezioni nei tre stadi di funzionamento: stadio I - a sezione prefessurata totalmente reagente; stadio II - a sezione fessurata con stato tensionale d'esercizio ed infine, nello stadio III - in condizione prossima al collasso locale.

Si è così ripercorso un ideale processo di carico completo sino alla situazione ultima, considerando un comportamento non lineare.

La rigidezza (EI) dei vari tratti di trave sottoposti a valori di sollecitazione crescenti, viene valutata riferendosi a diagrammi momento-curvatura definiti per alcune caratteristiche principali delle sezioni, in particolare, per tre geometrie di sezione - alta, quadrata, bassa - con presenza di diverse percentuali

geometriche di armatura sia in zona tesa che compressa. Sono state considerate anche due resistenze del calcestruzzo.

Inoltre si è supposto che parte del calcestruzzo compresso di una trave fosse in una condizione di *softening* determinata da un danno conseguente a tensioni di trazione dovute, ad esempio, agli effetti della corrosione delle barre d'armatura compresse [7], [8].

I risultati presentati in questa memoria non possono definire completamente le relazioni fra i parametri dinamici e le caratteristiche principali delle sezioni di travi in c.a., ma consentono pur sempre di porre all'attenzione dei ricercatori e di quanti operano professionalmente, alcuni dati per una riflessione sull'impiego delle prove dinamiche nella valutazione dello stato di conservazione delle strutture in cemento armato.

2. MODELLI ADOTTATI

Il modello semplificato di trave inflessa in c.a. adottato nelle analisi comparative di seguito riportate, tiene conto della non linearità di comportamento delle travi in c.a. a causa della fessurazione della zona tesa di conglomerato (Figura 1).

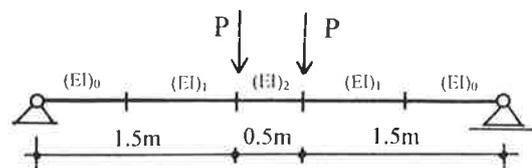


Fig.1- Modello di trave di riferimento

Il reale comportamento delle strutture in c.a. deriva in effetti da una serie di fenomeni che si verificano nei materiali costituenti il c.a. in conseguenza dell'applicazione di azioni esterne.

Tra questi assume particolare rilevanza la fessurazione del conglomerato. In conseguenza della fessurazione si verifica nella struttura, come è noto, una redistribuzione delle tensioni che spesso altera in gran misura i risultati ottenibili con un calcolo lineare.

L'analisi del comportamento dinamico del modello considerato di trave in c.a. semplicemente appoggiata, è stata preceduta da una analisi evolutiva sotto carichi statici incrementali che ha consentito di individuare le zone fessurate. I valori delle rigidezze flessionali per i tratti di trave in fase fessurata, ai vari livelli di sollecitazione, sono stati ottenuti basandosi sui diagrammi momento-curvatura preventivamente calcolati per varie sezioni. Per la condizione di carico

che supera il momento di snervamento dell'acciaio teso, M_y , il modello è caratterizzato dai tre valori medi di rigidezza flessionale relativi ai tre stadi principali di comportamento delle sezioni in c.a..

Quindi per ogni livello di carico, si è proceduto alla valutazione dei parametri dinamici. La determinazione di questi ultimi, in particolare delle prime tre frequenze naturali f_i , $i=1,2$ e 3 , è stata ottenuta utilizzando un modello numerico agli E.F.. Infatti, le analisi dinamiche sperimentali di travi fessurate in vibrazione libera, possono essere condotte solo in condizioni di assenza di carico e quindi a parziale recupero dello stato deformativo. Con una modellazione agli E.F., invece, seppure in modo semplificato utilizzando solo elementi lineari, si può cercare di cogliere il comportamento dinamico dell'elemento strutturale, fissando lo stato fessurativo al livello di carico considerato.

2.1. Relazione momento-curvatura

La relazione momento curvatura adottata per le analisi di travi con calcestruzzo compresso integro, è rappresentata da una *trilatera* in cui alle curvature di inizio fessurazione, ψ_f , di snervamento dell'armatura, ψ_y e di collasso, ψ_u , sono associati i relativi valori di momento flettente M_f , M_y e M_u (Figura 2). La relazione effettiva momento-curvatura è ovviamente non lineare ma l'approssimazione con tratti lineari introduce nella trattazione che segue un errore accettabile [10], [11].

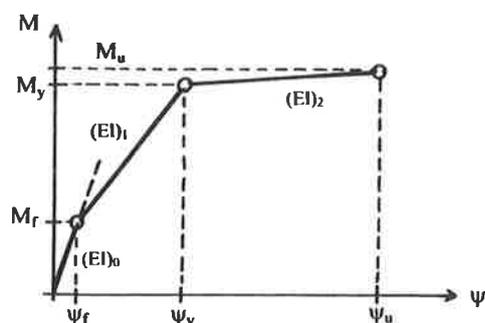


Fig.2- Diagramma ideale momento curvatura

Il modello di trave adottato, sottoposto ad incrementi di carico, è esente da fessurazione sino a quando l'intensità della sollecitazione risulta inferiore al valore:

$$M_f = W_0 \cdot f_{ct} \quad (2)$$

con: W_0 , modulo resistente della sezione e f_{ct} , resistenza a trazione del calcestruzzo.

Prima della fessurazione la rigidezza flessionale è pari a $(EI)_0$. La fessurazione riduce la rigidezza locale poiché abbatta il momento d'inerzia della sezione in c.a..

Con riferimento al diagramma $M-\psi$ di Figura 2, la rigidezza flessionale nel secondo stadio è pari a $(EI)_1$ e viene valutata nel modo seguente:

$$(EI)_1 = [(M_y - M_f) / (\psi_y - \psi_f)] \quad (3)$$

In effetti, a seguito della fessurazione - secondo quanto indicato dal CEB (1985) - si perviene ad un valore medio della curvatura per la sezione in c.a. esprimibile attraverso la seguente relazione che tiene conto di alcuni fattori che influenzano il processo fessurativo del calcestruzzo:

$$\psi_m = (1-\xi)\psi_1 + \xi\psi_2 \quad (4)$$

dove:

ψ_1, ψ_2 = sono le curvature nello stadio 1 e 2;

Il coefficiente di interpolazione ξ risulta pari a:

$$\xi = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (\sigma_{sr} / \sigma_{s2})^2 = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (M_f / M)^2$$

(per $\sigma_{s2} \geq \sigma_{sr}$ o $M \geq M_f$)

$$\xi = 0$$

(per $\sigma_{s2} < \sigma_{sr}$ o $M < M_f$)

essendo: σ_{s2} e σ_{sr} , rispettivamente, le tensioni sull'armatura per la sezione fessurata e la tensione sull'armatura quando il calcestruzzo teso raggiunge la tensione di trazione f_{ct} ;

β_1 e β_2 , coefficienti legati all'aderenza delle barre ed ai cicli di carico.

Infine, considerando un livello di carico superiore alla sollecitazione di snervamento delle barre d'armatura tesa, M_y , la rigidezza flessionale si assume pari a:

$$(EI)_2 = [(M_u - M_y) / (\psi_u - \psi_y)] \quad (5)$$

L'analisi del comportamento dinamico del modello di trave in c.a. viene effettuata a vari livelli di carico flessionale variando alcuni parametri statici significativi della sezione resistente (Tabella 1): geometria della sezione; quantitativo d'armatura; resistenza del calcestruzzo.

Tab.1-Sezioni tipo e parametri principali

| Tipo di Sezione | b (mm) | h (mm) | ρ_1 A_{s1}/bh (%) | ρ_2 $(A_{s1}+A_{s2})/bh$ (%) | Classe di Resistenza |
|-----------------|--------|--------|--------------------------------|---|----------------------|
| Alta | 150 | 300 | 0.5 ⁽¹⁾ 0.7 1.0 | 0.7 1.0 1.4 | C20/25 C30/37 |
| Quadrata | 300 | 300 | 0.5 0.7 1.0 | - - - | C20/25 C30/37 |
| Bassa | 300 | 150 | 0.5 - 1.0 | - 1.0 1.4 | C20/25 C30/37 |

(1) L'armatura minima è superiore al valore previsto nell'EC2 per lo SLS di fessurazione e per la condizione di armatura minima di trazione nelle travi.

2.2 Danneggiamento per *softening* del calcestruzzo

E' stato analizzato anche il comportamento di travi inflesse in c.a. con parte del calcestruzzo compresso sottoposto a fenomeni di danneggiamento conseguenti, ad esempio, agli effetti della corrosione (Figura 3) sul conglomerato circostante le barre d'armatura compresse.

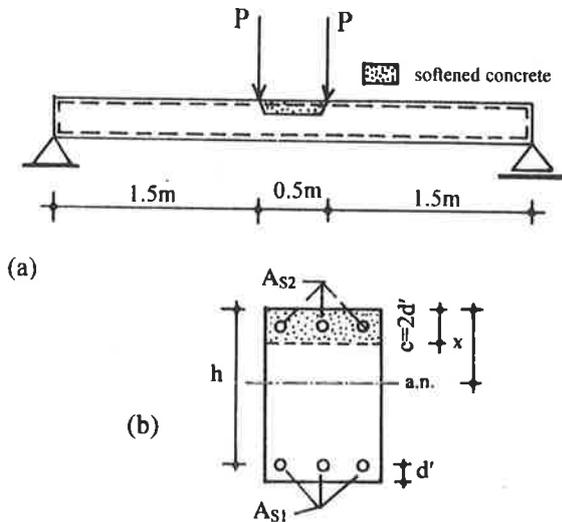


Fig.3- (a)Modello di trave con danno;
(b) sezione in c.a. con *softened concrete*

In questo caso, la legge costitutiva del calcestruzzo compresso non è più rappresentata dalla curva di tipo (1) di Figura 4, come proposto dall' EC2 ed adottata per le analisi precedentemente indicate su travi sottoposte a stato di danneggiamento per sola fessurazione in zona tesa dovuta alla flessione, ma dalla curva tipo (2) che tiene conto degli effetti di *softening* secondo Vecchio e Collins (1993) [12].

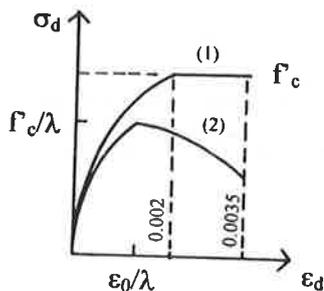


Fig.4 - Diagramma costitutivo del calcestruzzo

Per la parte crescente della curva ($\epsilon_d \leq \epsilon_0$), l'equazione costitutiva si scrive nel modo seguente (Figura 4):

$$\sigma_d = f_c [2(\epsilon_d / \epsilon_0) - \lambda(\epsilon_d / \epsilon_0)^2] \quad (6)$$

dove λ è il coefficiente che tiene conto degli effetti di *softening*;

per la parte decrescente della curva ($\epsilon_d > \epsilon_0/\lambda$), l'equazione rappresentativa è la seguente:

$$\sigma_d = f_c / \lambda \{ 1 - [2(\epsilon_d - \epsilon_0/\lambda) / (2\epsilon_0 - \epsilon_0/\lambda)]^2 \} \quad (7)$$

Nelle analisi comparative condotte su elementi non danneggiati (U) e danneggiati (D) con effetti di *softening* del calcestruzzo compresso, la rigidezza flessionale per i vari livelli di carico si valuta facendo riferimento ai diagrammi momento-curvatura costituiti da una *bilatera* come indicato in Figura 5. In questo caso, infatti, il danneggiamento non è rappresentato dal cambiamento di stato indotto dalla fessurazione ma, in particolare, dalla riduzione della resistenza e duttilità delle sezioni in c.a. che sono sufficientemente visualizzate da un diagramma $M - \psi$ costituito da due soli tratti rettilinei (Figura 3). Infatti le curve momento-curvatura nello stadio I per le due sezioni, con danno e non danneggiata, sono di fatto coincidenti.

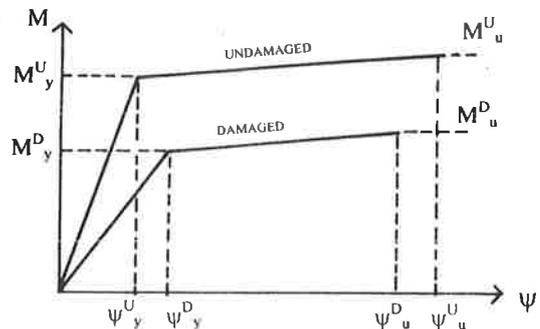


Fig.5- Diagrammi $M - \psi$ per sezioni con calcestruzzo integro (U) e danneggiato (D) per *softening*

3. ANALISI DELLA RISPOSTA DINAMICA

3.1. Elementi integri

Le oscillazioni trasversali di una trave in c.a. inducono variazione della curvatura e di conseguenza delle sollecitazioni interne. Fra quest' ultime, la flessione è la caratteristica di sollecitazione interna che nell'analisi della risposta dinamica del modello di trave di Figura 1, si considera dominante e viene considerata come la sola sollecitazione in grado di modificare lo stato del calcestruzzo determinandone la fessurazione locale e progressiva.

I moti oscillatori liberi della trave avvengono nell'intorno della configurazione deformata della stessa trave ipotizzando di poter mantenere fisso lo stato deformativo raggiunto sotto carico.

E' lecito quindi pensare che l'effetto dell'oscillazione avvenga con piccole modificazioni dello stato tensionale: la zona di conglomerato compresso rimane compressa e quella tesa continua a rimanere tesa durante le vibrazioni della trave.

L'analisi della risposta dinamica della trave in cemento armato sulla base del modello di Figura 1, è stata effettuata considerando lo stato di fessurazione raggiunto ai diversi livelli di sollecitazione flessionale considerati; i parametri dinamici sono stati determinati per condizioni di carico crescenti, introducendo rigidzze diverse in quei tratti di trave che venivano a trovarsi nei vari stadi di comportamento delle sezioni inflesse in c.a. soggette a stati tensionali anch'essi crescenti.

Tabella 2. Frequenze per trave a sezione alta
Semplice armatura

| C20/25 FeB38k | ρ_1 | | | ρ_1 | | | ρ_1 | | |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | 0.5 % | | | 0.7 % | | | 1.0 % | | |
| Carico | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) |
| M<Mf | 33.9 | 229 | 688 | 35.4 | 229 | 689 | 36.9 | 229 | 683 |
| 0.5 M_u | 18.8 | 152 | 502 | 19.6 | 149 | 493 | 21.8 | 155 | 494 |
| 0.6 M_u | 16.5 | 135 | 462 | 18.5 | 140 | 450 | 21.1 | 149 | 463 |
| 0.8 M_u | 15.1 | 120 | 387 | 17.8 | 131 | 405 | 20.6 | 142 | 433 |
| $\equiv M_u$ | 3.6 | 32.3 | 37.8 | 4.3 | 36.2 | 43.9 | 4.7 | 38.2 | 49.7 |
| M_u | (kN) | 23 | | 33 | | | 43 | | |

Tab. 3. Frequenze per trave a sezione alta
Doppia armatura

| C20/25 FeB38k | ρ_2 | | | ρ_2 | | | ρ_2 | | |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | 0.7 % | | | 1.0 % | | | 1.4 % | | |
| Carico | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) |
| M<Mf | 34.9 | 230 | 688 | 37.1 | 230 | 689 | 38.7 | 230 | 689 |
| 0.5 M_u | 20.0 | 156 | 533 | 40.4 | 149 | 491 | 22.7 | 155 | 491 |
| 0.6 M_u | 17.7 | 139 | 473 | 19.4 | 140 | 449 | 22.1 | 149 | 461 |
| 0.8 M_u | 16.2 | 125 | 399 | 18.6 | 131 | 405 | 21.5 | 142 | 432 |
| $\equiv M_u$ | 4.0 | 33.0 | 40.0 | 4.9 | 39.3 | 47.4 | 5.7 | 43 | 44.5 |
| M_u | (kN) | 24 | | 34 | | | 45 | | |

Nelle Tabelle 2, 3, 4, 5 e 6 vengono riportati i valori delle prime tre frequenze $f_i, i=1,2$ e 3 per le tre sezioni indicate in Tabella 1, considerando una sola classe di resistenza per il conglomerato cementizio pari a C20/25.

Tabella 4. Frequenze per trave a sezione quadrata
Semplice armatura

| C20/25 FeB38k | ρ_1 | | | ρ_1 | | | ρ_1 | | |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | 0.5 % | | | 0.7 % | | | 1.0 % | | |
| Carico | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) |
| M<Mf | 40.3 | 230 | 689 | 49.9 | 230 | 689 | 53.0 | 230 | 689 |
| 0.5 M_u | 20.0 | 139 | 510 | 22.8 | 130 | 502 | 22.2 | 118 | 421 |
| 0.6 M_u | 16.9 | 118 | 427 | 18.7 | 107 | 401 | 20.5 | 107 | 360 |
| 0.8 M_u | 15.1 | 103 | 339 | 16.4 | 91.5 | 304 | 19.3 | 98.1 | 309 |
| $\equiv M_u$ | 4.2 | 31.2 | 38.8 | 4.1 | 24.6 | 41.9 | 4.7 | 26.3 | 46.6 |
| M_u | (kN) | 45 | | 58 | | | 85 | | |

Tabella 5. Frequenze per trave a sezione bassa
Semplice armatura

| C20/25 FeB38k | ρ_1 | | | ρ_1 | | |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | 0.5 % | | | 1.0 % | | |
| Carico | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) |
| M<Mf | 16.3 | 230 | 689 | 20.0 | 230 | 689 |
| 0.5 M_u | 8.83 | 140 | 449 | 16.0 | 202 | 614 |
| 0.6 M_u | 7.59 | 129 | 149 | 10.4 | 145 | 522 |
| 0.8 M_u | 6.88 | 115 | 370 | 8.31 | 116 | 403 |
| $\equiv M_u$ | 1.43 | 14.6 | 26.7 | 2.17 | 22.5 | 32.3 |
| M_u | (kN) | 10 | | 19 | | |

Tabella 6. Frequenze per trave a sezione bassa
Doppia armatura

| C20/25 FeB38k | ρ_2 | | | ρ_2 | | |
|------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | 1.0 % | | | 1.4 % | | |
| Carico | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) |
| M<Mf | 18.8 | 230 | 689 | 20.4 | 230 | 689 |
| 0.5 M_u | 13.0 | 74.6 | 136 | 14.6 | 187 | 585 |
| 0.6 M_u | 9.34 | 60.5 | 121 | 13.6 | 141 | 513 |
| 0.8 M_u | 7.67 | 46.5 | 106 | 8.45 | 115 | 397 |
| $\equiv M_u$ | 1.96 | 20.0 | 30.9 | 2.17 | 22.8 | 31.7 |
| M_u | (kN) | 14.5 | | 19.5 | | |

I valori delle frequenze sono di seguito diagrammati in funzione dei livelli di carico su piani adimensionali.

Si considerano le variazioni percentuali delle frequenze $\Delta f \% = [(f^u - f) / f^u]$ per i vari rapporti delle sollecitazioni di momento flettente (M/M_u).

Nei diagrammi di seguito presentati è anche indicato il valore del rapporto fra momento d'esercizio e momento ultimo più significativo $M_{es}/M_u \cong 0.7$ considerando un coefficiente di sicurezza pari a 1.4 per lo stato limite ultimo come indicato nell' EC2.

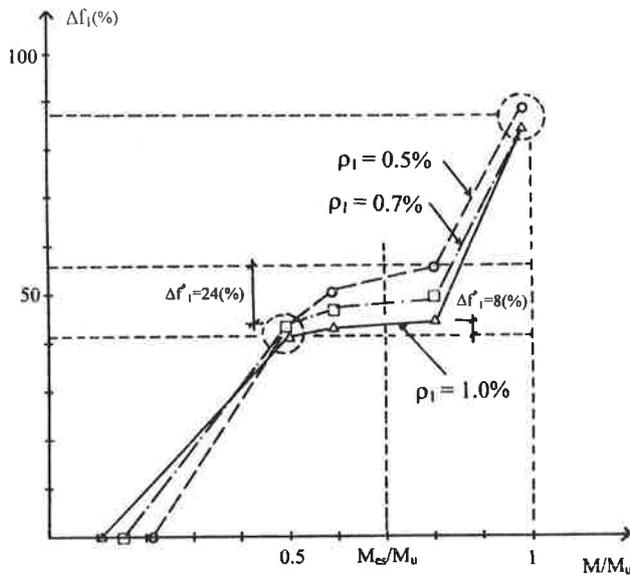


Fig.6- Δf_1 % in funzione di M/M_u - Sez. Rett. Alta

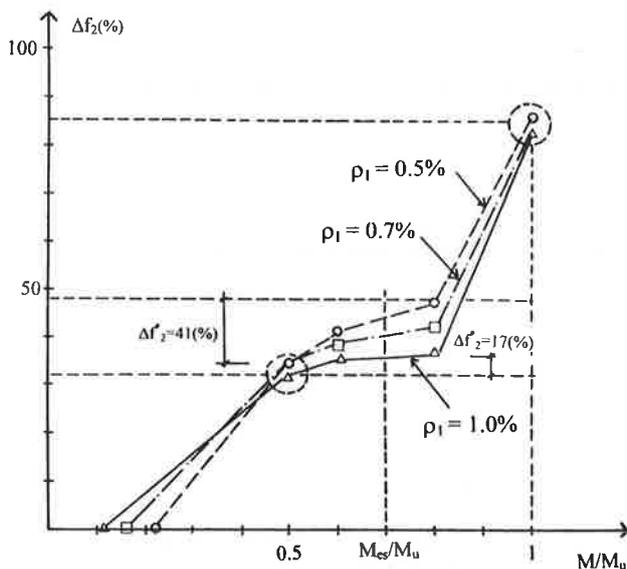


Fig.7- Δf_2 % in funzione di M/M_u - Sez. Rett. Alta

Non sono riportati i diagrammi delle variazioni delle frequenze Δf % in funzione di M/M_u per la seconda classe di calcestruzzo considerata C30/37 poiché l'andamento delle curve non differisce sostanzialmente da quelle relative alla classe C25/30.

I diagrammi delle variazioni di frequenza Δf_1 Δf_2 Δf_3 riportati nelle precedenti Figure 6,7 e 8 sono relativi alla stessa sezione geometrica.

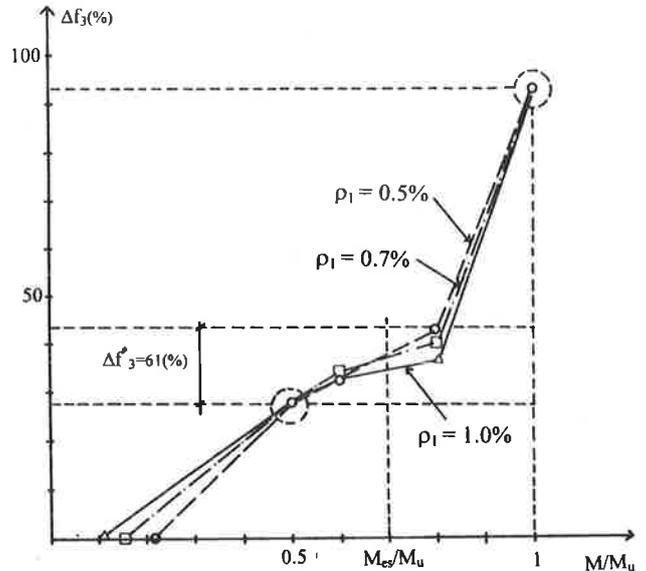


Fig.8- Δf_3 % in funzione di M/M_u - Sez. Rett. Alta

In ogni diagramma sono visualizzati gli andamenti delle curve Δf_i per varie percentuali geometriche d'armatura ρ_i in zona tesa delle sezioni inflesse.

Da questi diagrammi si ricava una prima informazione: le variazioni di frequenza risultano di entità elevata quando le sezioni della trave in c.a. subiscono modifiche di stato rappresentate dal raggiungimento di livelli di carico che inducono fessurazione o plasticizzazioni, cioè quando in alcune zone si superano i valori dei momenti di fessurazione, M_f , e di snervamento, M_y . In situazioni prossime a questi valori dei momenti, la percentuale geometrica d'armatura ρ non rappresenta un parametro significativo ed i valori delle Δf_i sono sostanzialmente identici.

Ad esempio, per valori $M/M_u \cong 1$ si registrano cadute dei valori di frequenza con variazioni $\Delta f_i \cong 90\%$ per tutte e tre le prime frequenze. Anche nel caso di valori dei rapporti dei momenti prossimi ai primi livelli di fessurazione, i valori delle variazioni Δf_i tendono ad essere uguali per i tre casi di sezioni con varie percentuali d'armatura ρ_i .

I diagrammi delle variazioni della frequenza presentano un *gradino* nel campo delle sollecitazioni

d'esercizio - $0.4 \div 0.8 M_u$ - con una diminuzione dell'entità delle variazioni di frequenza.

In questo campo di sollecitazioni, in particolare per la Δf_1 e Δf_2 nel caso di sezione rettangolare alta, la percentuale geometrica d'armatura ha una influenza significativa (Figura 6 e 7).

In definitiva, si può affermare che dall'analisi dinamica del comportamento di travi con tratti interessati dal processo fessurativo ma con condizioni di carico d'esercizio espresse dal rapporto $M_{es}/M_u \cong 0.7$, le variazioni di frequenza risultano essenzialmente influenzate dalla quantità d'armatura tesa presente nella sezione.

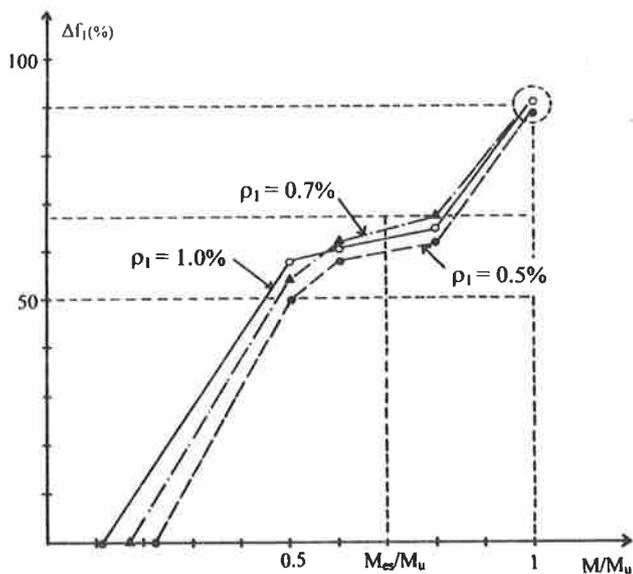


Fig.9- Δf_1 % in funzione di M/M_u - Sez. Quadrata

Considerando i diagrammi delle variazioni di frequenza relativi alla sezione quadrata (Figura 9), si verifica che l'influenza della percentuale d'armatura, nel campo delle condizioni di carico d'esercizio, è meno rilevante che nel caso della trave alta.

Un riscontro analogo si registra per le curve riportate in Figura 10, relative alla trave bassa.

In quest'ultimo caso è interessante verificare che l'andamento della curva Δf_1 % in funzione di M/M_u non presenta un gradino dei valori delle variazioni di frequenza nel campo delle sollecitazioni d'esercizio.

La sezione bassa è una sezione debole con limitate risorse di resistenza e di duttilità che possono giustificare l'andamento prevalentemente crescente dei diagrammi delle variazioni di frequenza.

Nella Figura 11, infine, vengono riportate le curve Δf_1 % in funzione delle condizioni di carico M/M_u per le diverse geometrie di sezioni considerate.

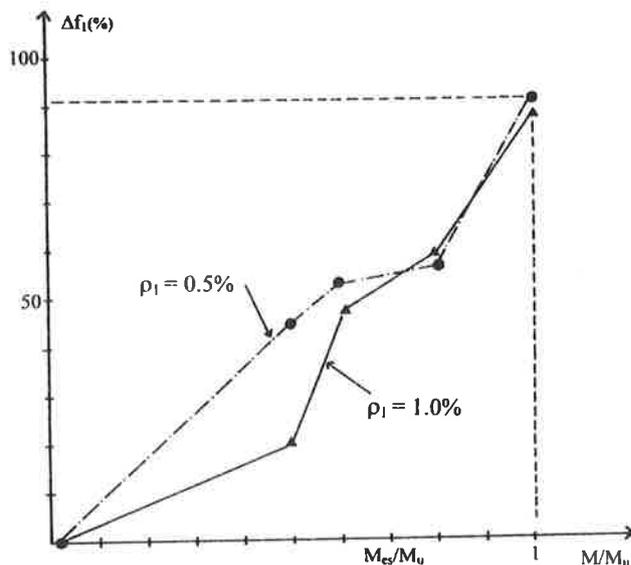


Fig.10- Δf_1 % in funzione di M/M_u - Sez. Bassa

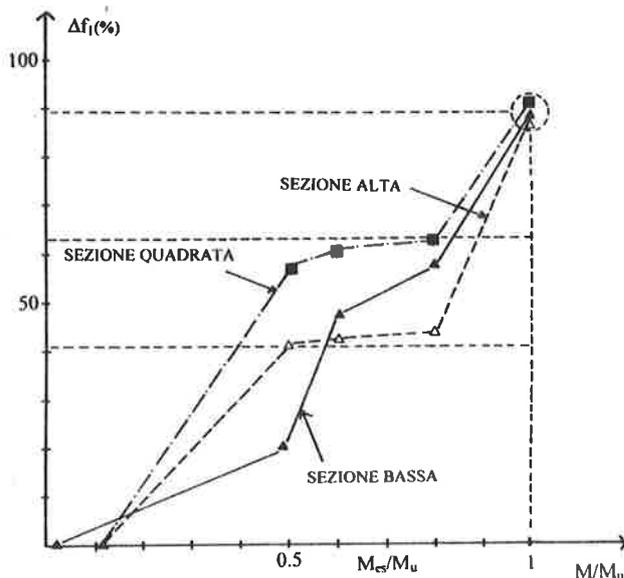


Fig.11- Δf_1 % in funzione di M/M_u Sezioni in c.a. diverse ($\rho_1 = 1.0\%$)

Si rileva nuovamente che il raggiungimento locale del valore del momento $M \cong M_u$, determina una considerevole caduta dei valori delle frequenze che, in termini di variazione percentuale, è identica per tutti i tipi di travi studiate.

Nelle condizioni di esercizio, le minori variazioni di frequenza si registrano per le travi con sezioni alta; al contrario, quelle più rilevanti, si hanno per le tipologie di sezione tozza e quadrata.

La trave di sezione bassa, come si è detto, non presenta un vero e proprio *gradino* dei valori delle variazioni di frequenza per il campo d'esercizio delle sollecitazioni flessionali.

In definitiva, considerando i valori delle frequenze rilevate nello studio di travi cosiddette integre per alcuni parametri significativi delle sezioni in cemento armato, si possono dedurre le seguenti considerazioni principali:

- il raggiungimento in una limitata zona della trave delle condizioni di plasticizzazione produce una caduta rilevante dei valori di frequenza che si possono registrare con variazioni percentuali di frequenza dell'ordine del 90%. In definitiva, quindi, considerando prove sperimentali di vibrazione libera su travi in c.a., il riconoscimento dello stato di conservazione per elementi che hanno raggiunto localmente sollecitazioni di plasticizzazione è senz'altro perseguibile considerando le variazioni di frequenza fra stato integro e danneggiato. E' necessario precisare che le prove dinamiche in vibrazione libera richiedono la rimozione del carico, ma se localmente si è raggiunto il livello di plasticizzazione, lo stato deformativo viene recuperato solo in parte allo scarico con possibilità di registrare sempre forti variazioni di frequenze;
- la fessurazione di prima fase delle travi dovuta al raggiungimento del momento di fessurazione per la sezione, provoca una caduta dei valori delle frequenze con livelli di variazione percentuale anche superiori al 30%;
- superata la fessurazione di prima fase, non si hanno incrementi significativi delle frequenze se i valori dei momenti flettenti permangono al di sotto di M_y , con una decisa influenza del quantitativo d'armatura presente nella sezione.

3.2. Elementi danneggiati

L'analisi del comportamento dinamico di una trave danneggiata per corrosione (Figura 3a) viene effettuata considerando i casi riportati in Tabella 7 e supponendo che gli effetti di *softening* del calcestruzzo compresso interessino una striscia della zona compressa della sezione in c.a. di spessore $c=2d'$ (Figura 3b).

Si considerano due coefficienti di riduzione della resistenza per *softening* del calcestruzzo: $\lambda_1 = 1.6$ e $\lambda_2 = 2.5$, pari, rispettivamente, ad una caduta di resistenza cilindrica del conglomerato cementizio di circa il 40% ed il 60% .

Tabella 7- Sezioni danneggiate ($f_{yk}=375\text{Nmm}^{-2}$)
 $b=120\text{mm}$; $h=250\text{mm}$

| Sezione Alta | h/b (mm) | ρ_2 ($A_{s1}+A_{s2}$)/bh (%) | Classe di Resistenza calcestruzzo |
|--------------|----------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| A | 2.08 | 1.0 | C20/25 |
| B | 2.08 | 1.3 | C20/25 |
| C | 2.08 | 1.8 | C20/25 |

Per i casi di sezione in c.a. riportati in Tabella 7 si calcolano i diagrammi momento-curvatura, considerando, come già ricordato, una bilatera rappresentativa della condizione di esercizio e della fase ultima. Nella Tabella 8 sono riassunti i dati relativi alla sezione alta tipo A, B e C.

Si nota una diminuzione di duttilità per la sezione B da 6 a 4.07 per $\lambda_1 = 1.6$, e da 6 a 3.73 per $\lambda_2 = 2.5$. Ovviamente, in tutti i casi considerati, i valori del momento ultimo e di snervamento nella condizione di danneggiamento del calcestruzzo, M_u^D e M_y^D , risultano minori dei valori in condizione integra M_u^U e M_y^U .

Tabella 8. Dati relativi alla sezione alta tipo A,B,C

| Sezione tipo | A | | | B | | | C | |
|--|------|-------------|-------------|------|-------------|-------------|------|-------------|
| | U | λ_1 | λ_2 | U | λ_1 | λ_2 | U | λ_1 |
| $(EI)_1 \cdot 10^{12}$ Nmm ² | 1.26 | 1.25 | 1.14 | 1.66 | 1.63 | 1.46 | 2.17 | 1.96 |
| $(EI)_2 \cdot 10^{11}$ Nmm ² | 0.16 | 0.14 | 0.18 | 0.2 | 0.26 | 0.33 | 0.4 | 0.3 |
| $\phi_y \cdot 10^{-6}$ mm ⁻¹ | 12 | 12 | 13 | 14 | 14 | 15 | 15 | 16 |
| ϕ_u / ϕ_y | 4.4 | 4.4 | 4.15 | 6 | 4.07 | 3.73 | 3.86 | 2.81 |
| M_y kN | 15.2 | 15.1 | 14.8 | 23.3 | 22.9 | 22 | 32.6 | 31.5 |
| M_u kN | 15.8 | 15.6 | 15.5 | 24.7 | 24.1 | 23.3 | 34.2 | 32.4 |

L'esame del comportamento dinamico dei tre tipi di travi per vari livelli di carico sino alla condizione ultima di resistenza, conduce ad interessanti considerazioni, in particolare, per la trave tipo B (Tabella 9) che risulta essere la trave con sezione maggiormente duttile.

Si nota infatti che i valori delle frequenze non variano significativamente sino a quando il livello di carico si mantiene su valori d'esercizio. Sono invece molto influenzati dal danneggiamento, se le condizioni

di carico portano la sezione al superamento del momento di snervamento M_y^D .

In effetti, la valutazione di un danno da corrosione utilizzando misure di frequenza, richiede che esso sia concentrato in zone che abbiano subito condizioni di carico particolarmente severe.

Se, invece, nella storia di carico dell'elemento danneggiato, non sono stati raggiunti livelli di sollecitazione superiori o uguali al momento di snervamento M_y^D che nell'esempio è calcolato per una sezione in presenza di *softening* del calcestruzzo compresso con coefficiente $\lambda_2=2.5$, le variazioni delle frequenze Δf (%) non sono superiori al 2.0% e quindi non particolarmente significative.

Tabella 9. Valori delle frequenze nello stato (U) integro e (D) danneggiato per sezione tipo B

| Livello di carico M(kN) | 20kN | | | 23kN | | |
|----------------------------|-------|----------------------|-------------------|-------|----------------------|-------------------|
| | U | D (λ_2) | Δf (%) | U | D (λ_2) | Δf (%) |
| Prima Frequenza | 19.45 | 19.08 | 2.0 | 19.45 | 4.97 | 74 |
| Seconda Frequenza | 80.0 | 79.89 | 0.14 | 80.0 | 54.04 | 33 |
| Terza Frequenza | 186.3 | 183.1 | 1.7 | 186.3 | 132.3 | 29 |
| M_y (kN) | 23.3 | 22.0 | - | 23.3 | 22.0 | - |

Solo considerando una sollecitazione di momento flettente pari a $M=23\text{kN}$ (Tabella 9), le variazioni delle misure di frequenza, dedotte con modello agli E.F. di trave con rigidità variabile a tratti, sono significative, in particolare sui valori della prima frequenza e possono effettivamente rappresentare un utile riferimento per la valutazione della presenza di uno stato di danneggiamento.

4. CONCLUSIONI

Nello studio presentato, si è cercato di analizzare per mezzo di semplici applicazioni, l'affidabilità della tecnica dell'analisi della risposta dinamica per la valutazione dello stato di conservazione di travi in cemento armato.

Sono stati esaminati due casi :

il primo, è rappresentato da una trave inflessa nella quale il calcestruzzo compresso è inizialmente integro e lo stato di danneggiamento è definito in relazione alla variazione di rigidità di alcune parti della trave per i livelli di sollecitazione di flessione;

il secondo, è invece rappresentato da una trave inflessa in cui è stato simulato un danno da corrosione con conseguenze del tipo del *softening* del calcestruzzo.

In entrambi i casi è stata messa in evidenza nella presentazione dei risultati, l'importanza della storia di carico, in modo particolare per gli elementi danneggiati.

Le analisi dinamiche condotte su elementi cosiddetti integri, cioè non affetti da processi di danneggiamento di tipo elettrochimico come la corrosione delle barre d'armatura, consentono di concludere che dai soli dati di frequenza risulta complesso poter ricostruire la storia di carico e determinare l'entità del danneggiamento in relazione all'influenza che alcuni parametri tipici delle strutture in c.a. inducono sul comportamento dinamico.

In particolare, se gli elementi strutturali non hanno subito livelli di sollecitazione superiori al valore di M_y , vi è la possibilità che, in fase sperimentale, prima dell'eccitazione dinamica e la conseguente registrazione dei valori delle frequenze naturali che avviene senza carico, gli stessi elementi in c.a. possano recuperare una parte significativa della deformazione subito sotto carico, ripristinando, seppure parzialmente, la continuità fisica a causa dei contatti dovuti all'ingranamento degli inerti nelle superfici di fessurazione.

In tal caso, risulta difficile valutare il reale stato di conservazione degli elementi strutturali nel campo dei valori dei carichi d'esercizio, e poter tener conto dell'influenza dalla geometria delle sezioni e della percentuale d'armatura presente nella sezione.

Si è messo, infatti, in evidenza nella presente memoria che la geometria delle sezioni e la percentuale d'armatura, in condizioni di carico d'esercizio, rappresentano dei parametri non trascurabili e più significativi dell'ampiezza del tratto fessurato.

Ovviamente, quanto precedentemente esposto rappresenta un primo tentativo di analisi parametrica del comportamento dinamico delle travi in c.a. basato su un modello semplificato agli E.F. che ha il limite di non considerare tutti gli aspetti non lineari presenti nel processo evolutivo sotto carico e scarico di una trave reale. E' in corso un tentativo di definire un modello matematico che possa ricostruire più adeguatamente la storia di carico attraverso la conservazione della *memoria* della vicenda deformativa e quindi poter simulare il reale stato della struttura sotto carico ed allo scarico.

Bibliografia

- [1] DOUGLAS, B. M., REID, W.H. (1982) Dynamic tests and system identification of bridges. J. Struct. Div., ASCE, Vol.108, 2295-2312.

- [2] BUCKLAND, P.G., HOOLEY, R., MORGENSTERN, B.D., RAINER, J.H. (1979) Suspension bridge vibrations: computed and measured. *J. of Struct. Div.* Vol.105, 859-874.
- [3] KATO, M., SHIMADA, S. (1986) Vibration of PC bridge during failure process. *J. Struct. Engrg., ASCE*, 112(7), 1692-1703.
- [4] KONIG, G., GIEGERICH, G. (1989) Identification of structural properties using dynamic tests. *Proc. IABSE Symp. On Durability of Struct., IABSE, Lisbon, Portugal*, 835-840.
- [5] CASAS, J.K., APARICIO, A.C. (1994) Structural Damage Identification from Dynamic - Test Data. *J. of Struct. Engineering*, Vol.120, No.8, 2437-2241.
- [6] JAVOR, T. (1991) Damage classification of concrete structures; the state of art report of RILEM Technical Committee 104-DCC activity. *Materials and Structures*, Vol.142, 253-259.
- [7] CAPOZUCCA, R. (1995) Damage of reinforced concrete due to reinforcement corrosion. *Construction and Building Materials*, Vol.9, No.5, 295-303.
- [8] CAPOZUCCA, R. (1996) Statical and dynamical behaviour of reinforced concrete beams subjected to reinforcement corrosion. *Proc. 2nd RILEM Int. Conf., Bratislava, Slovakia*, 189-194.
- [9] MENDITTO, G., CAPOZUCCA, R., CERRI, M.N. (1992) Analysis and control methods of r.c. bridge structures. *Proc. 3rd Int. Workshop on Bridge Rehabilitation, Darmstadt*, 797-806.
- [10] ROUFAIEL, M.S.L., MAYER, C. (1987) Analytical modelling of hysteretic behaviour of R/C frames. *J. of Struct. Engineering*, Vol.113, No.3, 429-444.
- [11] ROUFAIEL, M.S.L., MAYER, C. (1987) Reliability of concrete frames damaged by earthquakes. *J. of Struct. Engineering*, Vol.113, No.3, 445-457.
- [12] VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P. (1993) Compression response of cracked reinforced concrete. *J. of Struct. Engineering*, Vol.119, No.12, 3590-3610.
- [13] PARK, Y.J., ANG, A.H.S. E WEN, Y.K. (1985) Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *J. of Struct. Engineering*, Vol.111, No.ST4, 740-757.

MODELLO DIFFUSIVO E DI DANNO PER L'ANALISI DEL DEGRADO DI STRUTTURE DI CALCESTRUZZO ARMATO

Anna SAETTA

Ricercatore

Dipartimento di Costruzione dell'Architettura - Università di VENEZIA

Roberto SCOTTA

Dottorando in "Meccanica delle Strutture" - 9° ciclo

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti - Università di PADOVA

Renato VITALIANI

Professore Associato

Dipartimento di Costruzioni e Trasporti - Università di PADOVA

SOMMARIO

Viene presentato un modello per la valutazione della riduzione di resistenza delle costruzioni in c.a. per effetto di fenomeni di degrado causati dall'interazione con l'ambiente esterno. In particolare si considera il degrado dovuto all'azione di specie chimiche (solfati, cloruri e anidride carbonica) tenendo conto delle reazioni fra le specie diffondenti ed i componenti del conglomerato e della riduzione delle sezioni di armatura per effetto della corrosione. A tal scopo si introduce il concetto di *danno accoppiato* che comprende effetti meccanici ed ambientali. Si analizzano una trave ed un telaio in c.a. posti in un ambiente chimicamente aggressivo e soggetti alle azioni di carichi applicati.

SUMMARY

A model for the evaluation of the strength decrease in reinforced concrete structures subjected to the degradation phenomena caused by the interaction with the external environment is presented. In particular the degradation due to the chemical attacks by chlorides, sulphates and CO₂ is focused keeping into account the reaction between the chemicals species and the concrete components and the steel corrosions. The concept of *coupled damage parameter* is introduced to consider both the mechanical and the environmental effects. The stress-strain analyses of a r.c. beam and of a frame subjected to chemical attack and mechanical loads are presented.

1. INTRODUZIONE

In una moderna visione delle opere di calcestruzzo strutturale, sia esistenti che di nuova costruzione, lo studio e la valutazione della loro vita di servizio, nonché dell'evoluzione dello stato di degrado, occupano un ruolo primario della progettazione.

Come noto, le caratteristiche meccaniche e di resistenza del materiale calcestruzzo non sono costanti nel tempo, ma risentono dei fenomeni legati al naturale invecchiamento del materiale e del tipo di ambiente nel quale sono situate. L'utilizzo dei moderni metodi di calcolo consente di definire leggi di variazione delle caratteristiche di resistenza in funzione di parametri di

danneggiamento sia di tipo meccanico (causato da carichi esterni, da azioni termiche, ecc.) che di tipo chimico-fisico (conseguente all'attacco di agenti aggressivi al materiale calcestruzzo, ovvero all'innescio di fenomeni corrosivi per l'acciaio).

Il fenomeno di danneggiamento del calcestruzzo, qualsiasi sia la sua origine, può essere interpretato come una riduzione della sezione resistente che, in termini di tensione media di Cauchy sulla sezione integra, si traduce in una diminuzione del modulo elastico apparente del materiale.

In questo lavoro viene rivista la definizione del parametro di danno accoppiato d^* , introdotta in [1]-[3], funzione sia del danno meccanico d che di quello

chimico-fisico d_{chem} , al fine di dare alla formulazione uniformità di trattazione.

La legge costitutiva analitica non lineare del calcestruzzo è basata sulla meccanica del danno continuo. In questo lavoro il modello di danno ambientale viene usato congiuntamente a un modello di danno meccanico a due parametri [4] che, utilizzando leggi disgiunte per descrivere il diverso comportamento del calcestruzzo in trazione e compressione, permette di tenere in conto del recupero della rigidità conseguente alla richiusura delle fessure nel caso di sollecitazioni alternate. Per le barre di armatura si assume un comportamento elasto-plastico bilineare.

Il modello matematico della diffusione di specie aggressive all'interno della matrice porosa del calcestruzzo, tiene conto di eventuali reazioni chimiche con i componenti il conglomerato, cfr. [5]-[8], e dell'accoppiamento esistente tra la variazione della resistenza del materiale nel tempo ed i fenomeni di danno meccanico e chimico-fisico.

L'insieme di leggi che si ottengono, fra loro accoppiate, vengono risolte in maniera discreta in un codice di calcolo agli elementi finiti con il quale si è studiato prima il comportamento di una trave di calcestruzzo armato soggetta ad attacco chimico da parte di specie aggressive (per esempio sali di solfati e cloruri), nonché ai carichi statici di progetto, quindi un telaio in c.a. soggetto pure a carichi statici e al degrado chimico. Nella prima applicazione si è usato il modello di danno ad un parametro, nella seconda quello a due parametri. L'interazione tra l'aspetto puramente meccanico e quello chimico si manifesta nella progressiva diminuzione delle capacità portanti delle strutture con il tempo, ossia del coefficiente di sicurezza strutturale, quantità collegata alla vita utile di servizio dell'opera.

2. MODELLI DI DANNO MECCANICO

Il comportamento meccanico del calcestruzzo viene simulato con leggi costitutive non lineari basate sulla meccanica del danno continuo. Il modo con cui nel seguito verrà introdotta la legge di danno accoppiato rende arbitraria la scelta della legge di danno meccanico utilizzato. In questo lavoro si utilizzano, ad esempio, due diverse formulazioni di danno scalare isotropo: nella prima ([9], [10]), ad un solo parametro d , il comportamento in trazione del calcestruzzo risulta simile a quello in compressione, salvo il fattore di scala $n=f_t/f_c$, e la legge costitutiva si scrive:

$$\sigma_{ij} = (1-d) D_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} \quad (1)$$

che deriva dalla scelta di un potenziale dell'energia libera interna del materiale danneggiato:

$$\Psi(\varepsilon_{ij}, d) = (1-d) \left(\frac{1}{2\rho_0} \varepsilon_{ij} D_{ijkl}^0 \varepsilon_{kl} \right) \quad (2)$$

in cui D_{ijkl}^0 è l'usuale matrice elastica lineare del materiale. La non linearità della legge costitutiva è contenuta all'interno dell'espressione di d , funzione del tensore di deformazione ε_{ij} nel punto.

Nella seconda formulazione descritta in [4] e [10], a due parametri di danno indipendenti d^+ e d^- (rispettivamente generati da stati di trazione e di compressione), la tensione danneggiata risulta essere una combinazione lineare fra la parte positiva e la parte negativa del tensore della tensione elastica:

$$\sigma_{ij} = (1-d^+) \bar{\sigma}_{ij}^+ + (1-d^-) \bar{\sigma}_{ij}^- \quad (3)$$

Questo modello consente di rappresentare il diverso comportamento del materiale alle tensioni di segno opposto e tiene conto dell'effetto di recupero della rigidità che consegue alla chiusura delle fessure negli stati di sollecitazione alternata.

3. LEGGI DELLA DIFFUSIONE E DEFINIZIONE DEL DANNO AMBIENTALE

L'insieme delle equazioni che governa i flussi di liquido, calore e specie chimiche attraverso un mezzo poroso può scriversi ([5], [7]):

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \text{div}(C \cdot \nabla h) + \frac{\partial h_s}{\partial t} + K \cdot \frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial h_{\mathcal{R}}}{\partial t} \quad (4)$$

$$\rho \cdot C_q \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \text{div}(b \cdot \nabla T) + \frac{\partial Q_h}{\partial t} + \frac{\partial Q_{\mathcal{R}}}{\partial t} \quad (5)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \text{div}(D_c \cdot \nabla c) + \frac{c}{\alpha} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} - \frac{\partial c_{\mathcal{R}}}{\partial t} \quad (6)$$

Il significato dei diversi termini si trova nei già citati lavori e in [9].

Le diffusività dell'umidità relativa C e della specie chimica D_c sono fortemente dipendenti dall'umidità h , dalla temperatura T , dal grado di idratazione del cemento (misurato attraverso il tempo equivalente di maturazione t_e), dal grado di reazione già sviluppatosi \mathcal{R} e dall'indice di danno meccanico e ambientale accoppiato d^* , la cui legge di evoluzione è riportata nel paragrafo successivo.

L'influenza dei diversi parametri sulle diffusività può esprimersi mediante leggi multi-fattore

$$C = C_{rif} \cdot F_1^*(h) \cdot F_2(T) \cdot F_3(t_e) \cdot F_4(\mathcal{R}) \cdot F_5(d^*) \quad (7)$$

$$D_c = D_{c,rif} \cdot F_1(h) \cdot F_2(T) \cdot F_3(t_e) \cdot F_4(\mathcal{R}) \cdot F_5(d^*) \quad (8)$$

per le espressioni delle diverse funzioni si rimanda ai già citati lavori. Si riporta qui la sola funzione prescelta per descrivere l'aumento dei coefficienti di diffusione C e D_c con il parametro di danno accoppiato d^* :

$$F_5(d^*) = \left[\xi + \frac{1-\xi}{1+(2d^*)^4} \right]^{-1} \quad (9)$$

il cui andamento è rappresentato in Fig. 1 al variare del parametro ξ che rapporta la diffusività del materiale non danneggiato in condizioni standard a quella del materiale completamente danneggiato ($d^*=1$), sempre nelle stesse condizioni. Valori tipici di ξ variano fra 0.4 e 1, i valori minori essendo caratteristici di materiali con migliori caratteristiche meccaniche e di durabilità, che proporzionalmente risentono in misura maggiore del fenomeno di degrado.

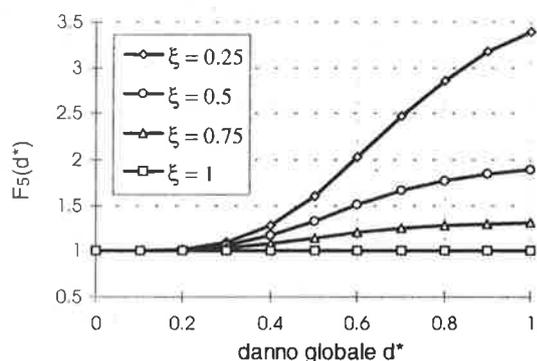


Fig. 1: andamento della funzione $F_5(d^*)$

La velocità di reazione $\partial\mathcal{R}/\partial t$ può essere scritta nella forma generale seguente, simile a quella proposta da Brieger et al. [11]:

$$\frac{\partial\mathcal{R}}{\partial t} = \alpha_4 \times f_1(h) \times f_2(c) \times f_3(\mathcal{R}) \times f_4(T) \quad (10)$$

in cui le funzioni $f_1(h)$, $f_2(c)$, $f_3(\mathcal{R})$ e $f_4(T)$ rappresentano rispettivamente l'influenza del tenore di umidità, della concentrazione della specie aggressiva, del grado di avanzamento della reazione e della temperatura sull'evoluzione della cinetica di reazione. Queste funzioni dipendono dal fenomeno di degrado che si considera (attacco solfatico, attacco degli ioni cloro, carbonatazione). Il parametro α_4 rappresenta la velocità di reazione in condizioni standard.

Per processi di disgregazione del materiale (attacco solfatico e del cloruro di calcio), supposti avvenire in

breve tempo una volta che i reagenti siano disponibili per la reazione, il grado di evoluzione della reazione \mathcal{R} (compreso nell'intervallo $0 \div 1$) può essere definito come il rapporto fra la concentrazione reale della specie chimica diffondente e un suo valore di riferimento: $\mathcal{R} = [c]/[c_{ref}]$. Il valore di riferimento della concentrazione è quello per il quale il processo di degrado dovuto all'aggressione chimica raggiunge il massimo effetto.

L'effetto delle reazioni chimiche che coinvolgono il calcestruzzo è, in generale, quello di ridurre la resistenza meccanica. Tale effetto può essere descritto attraverso la definizione del danno chimico d_{chem} , la cui evoluzione dipende dal grado di sviluppo dell'attacco chimico \mathcal{R} . Una forma analitica che può rendere la correlazione fra \mathcal{R} e d_{chem} è la seguente:

$$d_{chem} = (1-\varphi) \left(1 - \frac{1}{1+(2\mathcal{R})^4} \right) \quad (11)$$

in cui si è introdotto il parametro scalare $\varphi \in [0;1]$ che ha il significato di rapporto fra la resistenza residua del materiale completamente danneggiato chimicamente ($\mathcal{R}=1$) e la resistenza del materiale vergine. Spesso si assume $\varphi = \xi$. La condizione posta è che d_{chem} sia una funzione sempre crescente, ossia $d_{chem} \geq 0$.

La Fig. 2 rappresenta l'evoluzione del rapporto fra la resistenza reale $f_{c,a}$ del materiale danneggiato chimicamente, rispetto a quello iniziale f_c del materiale vergine, per diversi valori del parametro φ all'aumentare del grado di reazione \mathcal{R} :

$$\frac{f_{c,a}}{f_c} = (1 - d_{chem}) = 1 - (1-\varphi) \left(1 - \frac{1}{1+(2\mathcal{R})^4} \right) \quad (12)$$

La forma scalare assunta per il danno chimico fa sì che esso agisca isotropicamente, riducendo in uguale misura sia la resistenza a compressione che quella a trazione del materiale.

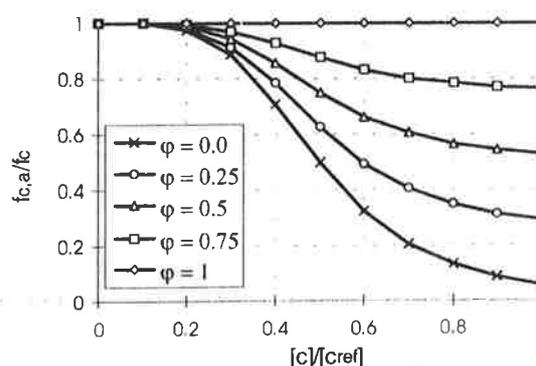


Fig. 2: diminuzione della resistenza con lo sviluppo della reazione chimica per diversi valori di φ .

4. MODELLO DI DANNO ACCOPPIATO

Come il danno meccanico, il danno chimico si sviluppa per il fenomeno di nucleazione dei difetti del materiale, nel caso particolare dovuti al consumo del materiale legante che va a partecipare alla reazione chimica di degrado, e può pertanto essere interpretato come una riduzione della sezione effettiva resistente.

Se si considera un'area di materiale già danneggiato meccanicamente, caratterizzata da una superficie effettiva resistente $\underline{S}=S \cdot (1-d)$, minore della superficie totale S , l'azione del danno ambientale d_{chem} è quello di ridurre ulteriormente S , come schematicamente rappresentato in Fig. 3.

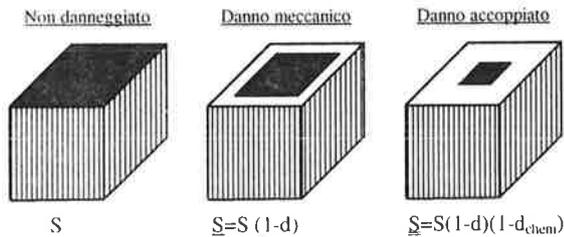


Fig. 3: accoppiamento del danno meccanico e ambientale

Questo permette di definire il parametro d^* , danno accoppiato meccanico e ambientale, che tiene conto della sovrapposizione degli effetti meccanici e di quelli chimici, la cui espressione matematica è:

$$d^* = 1 - (1-d) \cdot (1-d_{chem}) \tag{13}$$

che soddisfa le definizioni poste per i parametri di danno: $d^* \in [0,1]$ e $\dot{d}^* \geq 0$.

L'introduzione del danno chimico modifica la legge costitutiva del materiale danneggiato. Nel caso del danno elastico ad un solo scalare, la relazione (1) si trasforma nel modo seguente:

$$\sigma_{ij} = (1-d^*) D_{ijkl}^0 \epsilon_{kl} \tag{14}$$

mentre il potenziale dell'energia libera (2), diventa:

$$\Psi^*(\epsilon_{ij}, d) = (1-d^*) \left(\frac{1}{2\rho_0} \epsilon_{ij} D_{ijkl}^0 \epsilon_{kl} \right) \tag{15}$$

Poiché $\dot{d}^* \geq \dot{d}$, si ha $\Psi^* \leq \Psi$. Inoltre è di immediata verifica la necessaria condizione che l'energia dissipata per il processo di danneggiamento sia sempre crescente:

$$\dot{\Xi} = - \frac{\partial \Psi^*}{\partial d^*} \dot{d}^* = \Psi_0 \dot{d}^* \geq \Psi_0 \dot{d} \geq 0 \tag{16}$$

Valutazioni analoghe si possono fare per il danno a due parametri, per il quale la legge costitutiva (3) si trasforma nella seguente:

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= (1-d_{chem}) \left[(1-d^+) \bar{\sigma}_{ij}^+ + (1-d^-) \bar{\sigma}_{ij}^- \right] \\ &= (1-d^{*+}) \bar{\sigma}_{ij}^+ + (1-d^{*-}) \bar{\sigma}_{ij}^- \end{aligned} \tag{17}$$

avendo in tal caso definito un danno accoppiato a trazione d^{*+} e un danno accoppiato a compressione d^{*-} .

5. ESEMPIO 1: TRAVE IN C.A.

In questo esempio viene analizzato e discusso nel dettaglio l'effetto del danno chimico e meccanico su di una trave in calcestruzzo armato. La trave isostatica indagata ha la geometria ed è soggetta alle condizioni di carico indicate in Fig. 4. L'analisi condotta è di tipo 2D nell'ipotesi di stato piano di tensione. Gli elementi finiti utilizzati sono isoparametrici ad 8 nodi.

Le proprietà adottate per i materiali sono riassunte in Tabella 1 per il calcestruzzo e in Tabella 2 per l'acciaio.

| | |
|---------------------------|-------------------------|
| Modulo elastico | $E_c = 28 \text{ Gpa}$ |
| Coeff. di Poisson | $\nu = 0.2$ |
| resist. a compressione 1D | $f_c = 30 \text{ MPa}$ |
| resist. a trazione 1D | $f_t = 1.5 \text{ MPa}$ |
| Energia di frattura | $G_f = 30 \text{ N/m}$ |

Tabella 1: proprietà del calcestruzzo

| | |
|---------------------------|---------------------------------|
| Modulo elastico | $E_s = 206 \text{ GPa}$ |
| tensione di snervamento | $\sigma_{sy} = 440 \text{ MPa}$ |
| deformazione ultima | $\epsilon_{su} = 8\%$ |
| parametro di incrudimento | $H = 10 \text{ Gpa}$ |

Tabella 2: proprietà dell'acciaio

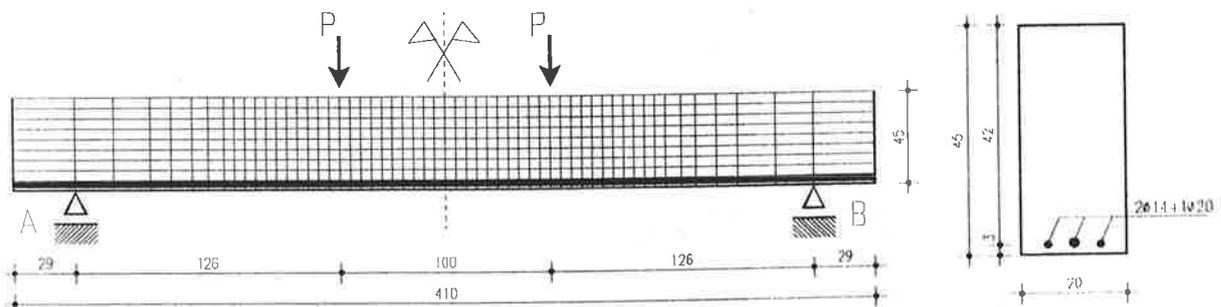


Fig. 4: geometria della trave, discretizzazione agli elementi finiti e particolare dell'armatura

Come noto, i cloruri che arrivano a contaminare le armature di acciaio contenute nel calcestruzzo innescano il fenomeno corrosivo. Poiché la diminuzione della sezione di armatura è di peso fondamentale nella previsione del carico di rottura della trave, si è ritenuto opportuno assegnare una legge di riduzione della sezione di armatura del tipo rappresentato in Fig. 5. Alla fase iniziale di innesco, fino al tempo t_0 , nella quale i cloruri attraversano lo spessore di copriferro e la corrosione ancora non avviene, segue una fase di propagazione, fino al tempo t_1 , durante la quale il fronte di avanzamento dei cloruri avvolge completamente l'armatura e la velocità di consumo dell'acciaio aumenta. Infine si ha la fase finale in cui si può ritenere che la corrosione avanzi con velocità uniforme, dipendente dalle caratteristiche del materiale e dall'ambiente esterno. Indicazioni sui valori della velocità di corrosione sono date in [12].

Nell'esempio considerato, in cui si è preso il copriferro pari a 2 cm, il diametro massimo dell'armatura è 20 mm; il coeff. di diffusione dei cloruri è $D_c=0.3 \text{ cm}^2/\text{anno}$ e le condizioni al contorno hanno ciclo annuale con apporto dei sali solo in alcuni periodi dell'anno (caso di cloruri dispersi ad uso sale disgelante), si sono stimati i tempi di avanzamento del fronte dei cloruri in $t_0=1.6$ anni e $t_1=4.2$ anni. La velocità di avanzamento della corrosione a processo stabilizzato si è assunta pari a 0.4 mm/anno .

I profili di concentrazione dei cloruri e i valori del danno chimico sono riportati in Fig. 6: , per diversi valori del tempo di esposizione. Con il tempo aumenta sia la concentrazione del sale sulla superficie del calcestruzzo (causa l'alternanza di periodi di apporti degli agenti chimici e periodi di dilavamento e la formazione di cristalli di sale negli spessori superficiali (Saetta e al. [1993b]), sia la profondità del fronte di

penetrazione dei cloruri. I valori del danno chimico si ottengono dalla relazione (11), nota la concentrazione dei cloruri, considerando $\phi=0.5$ e $c_{ref}=2 \text{ Kg/m}^3$.

Il carico di rottura della trave si è determinato applicando alla trave, già parzialmente danneggiata per effetto dell'azione ambientale, uno spostamento imposto dei punti di applicazione del carico. In Fig. 7 sono rappresentate le mappe delle tensioni orizzontali σ_{xx} e della distribuzione del danno accoppiato d^* ottenute sulla trave esposta per 30 anni all'azione dei cloruri, per il livello di carico massimo da essa sopportato (rappresentazione di sola mezza trave per la simmetria). Le tensioni orizzontali si annullano al lembo inferiore dove il danno raggiunge valore unitario, mentre al bordo superiore raggiungono il valore minimo di -60 Kg/cm^2 . Si noti come, per effetto del danno chimico, che intacca il bordo superiore ed inferiore per uno spessore di circa 4 cm, l'estradosso superiore presenta un livello tensionale minore delle fibre più interne. L'andamento delle tensioni dimostra la formazione di un meccanismo resistente di tipo ad arco in condizioni prossime alla rottura.

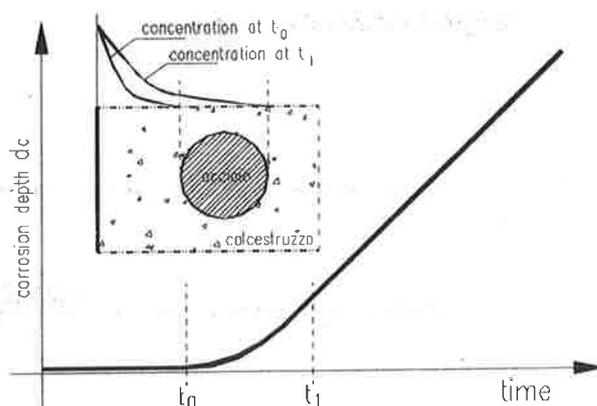


Fig. 5: legge di corrosione dell'armatura

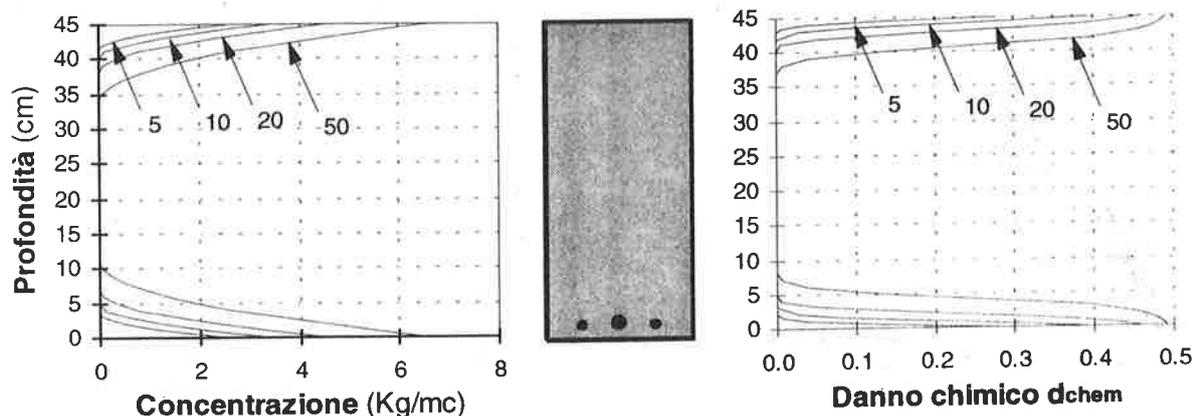


Fig. 6: profili di (a) concentrazione dei cloruri e (b) evoluzione del danno chimico d_{chem} a diversi tempi di esposizione.

La Fig. 8 mostra l'andamento delle curve carico-abbassamento del punto di mezzeria delle travi per diversi tempi di esposizione all'azione dei cloruri. Per il caso $t=0$ anni, la curva che si ottiene mostra chiaramente le tre diverse zone di lavoro della trave: campo I non fessurato, campo II fessurato e campo III con plasticizzazione dell'acciaio e danneggiamento del corrente di calcestruzzo compresso, in cui la deformazione incrementa senza sensibile aumento del carico applicato. Il passaggio da un campo all'altro è evidenziato dal cambio della pendenza della curva, ossia della rigidezza della trave. All'aumentare del tempo di esposizione ai cloruri, il carico di rottura diminuisce per il duplice effetto di danneggiamento chimico del calcestruzzo e di corrosione delle armature.

E' interessante notare che dopo $t=15$ anni circa, il comportamento della trave cambia improvvisamente. Non si assiste più al tratto orizzontale corrispondente al campo di lavoro III; raggiunto un punto di massimo il grafico carico-spostamento segue un percorso discendente, con rapida perdita di resistenza tipica di una rottura di tipo fragile. Ricercando quali fossero le

cause di questo comportamento peculiare si è potuto stabilire che l'origine sia nel fallimento del sistema arco-tirante, in particolare alla rottura del calcestruzzo nelle zone di appoggio, dovuto alle tensioni di taglio che sorgono nel trasferimento della forza dall'arco al tirante di acciaio, quando l'ammaloramento dovuto al danno chimico degrada in maniera sensibile gli spessori di calcestruzzo inferiori contenenti l'armatura.

La curva centrale in Fig. 9 rappresenta la diminuzione dei punti di massimo carico sulla trave al passare degli anni di esposizione. Il valore di rottura iniziale si pone intorno ai 7400 Kg, e decresce dapprima lentamente fino al 15° anno, dopo il quale, per la ragione sopra esposta, esibisce un'improvvisa diminuzione. Al fine di valutare l'influenza di alcuni parametri sui risultati ottenuti si sono condotte alcune analisi con valore del coefficiente di diffusione dei cloruri e della velocità di avanzamento della corrosione pari a 2 volte e $\frac{1}{2}$ dei valori tenuti per il caso base. I risultati di tali analisi sono sintetizzati dalle curve rispettivamente inferiore e superiore nella Fig. 9.

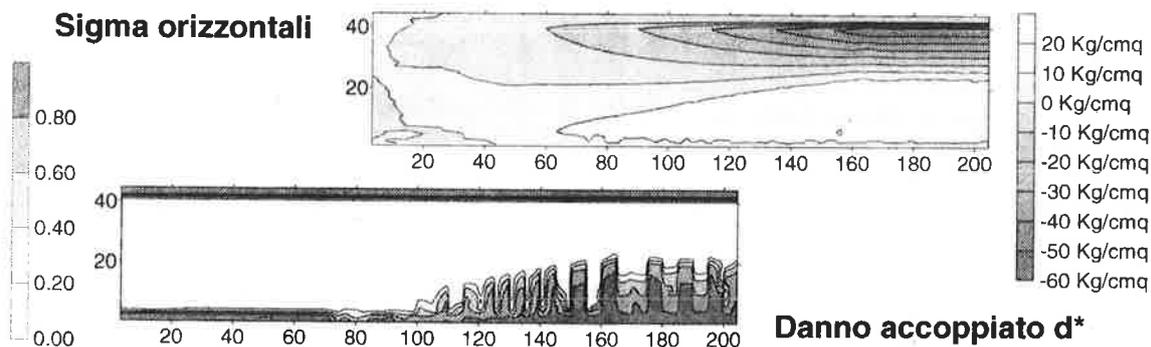


Fig. 7: tensioni σ_{xx} e mappe di danno per il carico di rottura, dopo un periodo di esposizione di 30 anni.

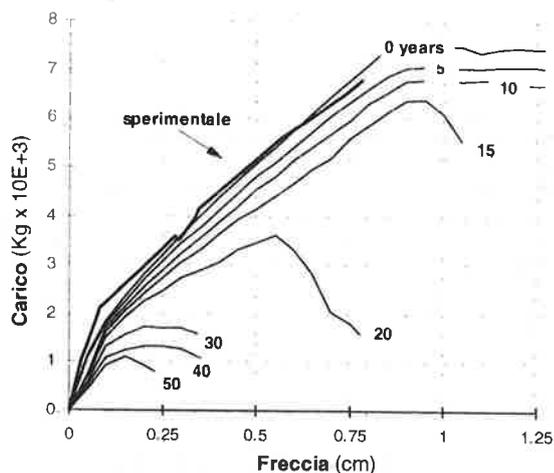


Fig. 8: curve carico-spostamento a tempi di esposizione diversi.

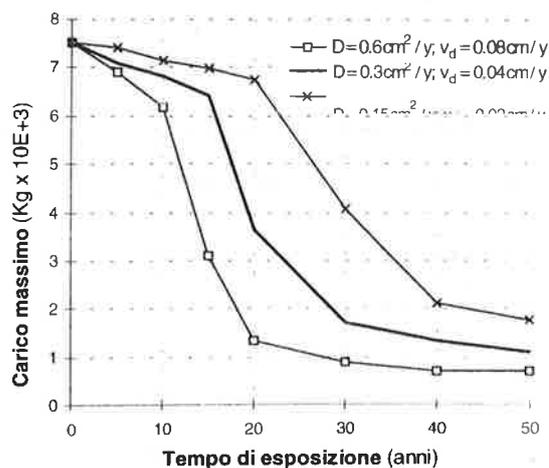


Fig. 9: diminuzione del carico di rottura con il tempo. Confronto delle soluzioni per valori del coefficiente di diffusione dei cloruri e della velocità di corrosione pari a $\frac{1}{2}$, 1 e 2 volte quelli medi.

Lo studio effettuato permette di osservare che con le caratteristiche medie più probabili per il materiale il coefficiente di sicurezza strutturale si riduce del 50% già dopo 20 anni di esposizione all'attacco dei cloruri. Se le caratteristiche di durabilità del calcestruzzo fossero la metà di quelle medie ipotizzate la stessa riduzione del coefficiente di sicurezza si avrebbe dopo un periodo di 14 anni circa. Nel caso contrario, in cui invece raddoppiassero, tale tempo diventa di 33 anni circa.

6. ESEMPIO N. 2: TELAIO DI C.A.

Nel secondo esempio si è preso in esame il telaio piano in c.a. rappresentato in Figura 10, supposto operare in un ambiente chimicamente aggressivo e soggetto ai carichi distribuiti trasmessi dai solai portati, di valore 44 KN/m sulla prima e seconda trave e di 39 KN/m sulla trave di copertura. Il dimensionamento delle sezioni in c.a. e dell'armatura di rinforzo è stato condotto in base agli Eurocodici n. 2 (costruzioni in c.a.) e n. 8 (costruzioni in zona sismica).

Il comportamento del calcestruzzo è stato descritto mediante la legge di danno a due parametri. Per i materiali si sono assunte le proprietà in Tabella 3 e Tabella 4.

Per quanto riguarda l'aspetto diffusivo e di danneggiamento dovuto all'aggressività ambientale, si sono assunti i medesimi parametri già usati nell'esempio n. 1. La penetrazione degli ioni cloro, responsabili del danneggiamento chimico e dell'innesco della corrosione delle armature, si è supposto avvenire su tutte le superfici esterne delle travi e dei pilastri.

Un primo studio di riferimento è stata condotta sulla struttura soggetta ai soli carichi distribuiti, senza considerare l'azione di degrado ambientale. Tale caso, è di seguito definito come a tempo di esposizione 0 anni. Nell'analisi eseguita, il carico è stato fatto aumentare

uniformemente staticamente: il fattore amplificativo del carico per il quale si ha formazione di un meccanismo labile corrisponde al coefficiente di sicurezza strutturale, per la condizione di carico considerata, rispetto allo stato limite ultimo di rottura.

La deformata strutturale in Figura 10, ottenuta a 0 anni per il valore del carico ultimo, dimostra che la rottura del telaio avviene per la formazione delle cerniere plastiche ai nodi ed in campata della trave di secondo piano. Il fattore ultimo di amplificazione dei carichi vale circa 3.5, come conferma anche la Figura 11 (curva a 0 anni) che riporta la crescita delle frecce nei punti in mezzzeria di campata della trave di 2° piano al crescere del coefficiente di amplificazione del carico. Si vede che per il fattore 3.5 l'abbassamento in campata inizia a crescere indefinitamente, indicando la formazione di un meccanismo labile.

| | |
|--------------------------------------|-------------------------|
| <i>Proprietà generali</i> | |
| Modulo elastico | $E_c = 32 \text{ GPa}$ |
| Coeff. di Poisson | $\nu = 0.2$ |
| <i>Legge di danno a compressione</i> | |
| Resist. limite a compr. 1D | $f_c = 30 \text{ MPa}$ |
| Rapporto resist. 2D/1D | $f_{c1D}/f_{c2D} = 1.2$ |
| Limite campo lineare | $0.6 f_c$ |
| Parametro A' | 0.83 |
| Parametro B' | 1.70 |
| <i>Legge di danno a trazione</i> | |
| resist. limite a trazione 1D | $f_t = 2.5 \text{ MPa}$ |
| Energia di frattura | $G_f = 50 \text{ N/m}$ |

Tabella 3: proprietà del calcestruzzo

| | |
|-----------------------------|----------------------------|
| Modulo elastico | $E_s = 206 \text{ GPa}$ |
| Tensione di snervamento | $f_{yk} = 440 \text{ MPa}$ |
| Tensione caratt. di rottura | $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$ |
| Deformazione a rottura | $\epsilon_{su} = 12\%$ |
| Parametro di incrudimento | $H = 1.0 \text{ GPa}$ |

Tabella 4: proprietà dell'armatura

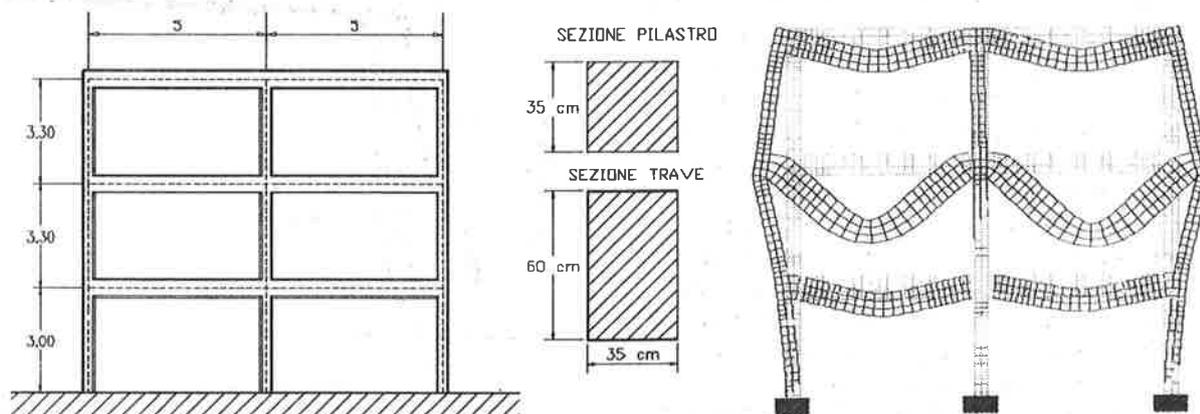


Figura 10: dimensioni, modello agli elementi finiti e deformate del telaio ottenute per i fattori di amplificazione del carico 3 e 4.

Nella curva carico-freccia sono evidenti i punti corrispondenti al passaggio dallo stato I allo stato II fessurato (per un fattore di circa 1.0) e poi allo stato III con plasticizzazione dell'acciaio (sopra il fattore 3.0).

Analoga stima del fattore di sicurezza strutturale si ricava dalla Figura 12 (curva a 0 anni) che riporta l'evoluzione del danno globale a compressione D^* al crescere del fattore di carico. La grandezza scalare D^* è definita come la media ponderata sull'intera struttura del danno puntuale negativo d^* assumendo come peso l'energia elastica di deformazione [10]:

$$D^* = \frac{\int_V d^* \rho_0 \Psi_0^- dV}{\int_V \rho_0 \Psi_0^- dV} \quad \text{con} \quad \Psi_0^- = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^- : \mathbf{D}_0^{-1} : \bar{\sigma}^- \quad (18)$$

Il danno globale a compressione è quantità definita positiva, monotonamente crescente se così è la deformazione totale, che tende al valore unitario quando la deformazione localizza all'interno delle zone danneggiate a compressione, evidenziando così il raggiungimento della rottura in qualche punto della struttura. Il fattore di danno globale a compressione D^* si mantiene ridotto fino al fattore di amplificazione 3.0, quindi aumenta velocemente indicando un rapido decadimento dell'integrità della struttura.

Di significato analogo è il coefficiente di danno globale a trazione D^{*+} , calcolato con riferimento alla sola componente positiva del tensore di deformazione, mediante la relazione

$$D^{*+} = \frac{\int_V d^{*+} \rho_0 \Psi_0^+ dV}{\int_V \rho_0 \Psi_0^+ dV} \quad \text{con} \quad \Psi_0^+ = \frac{1}{2} \bar{\sigma}^+ : \mathbf{D}_0^{-1} : \bar{\sigma}^+ \quad (19)$$

la cui crescita è indicata in Figura 13. Come si può notare il D^{*+} cresce fino al valore 0.95 già sotto l'azione dei carichi di esercizio (coeff. di amplificazione unitario) per i quali si ha, come evidenziato anche dalla Figura 11, il passaggio allo stato II diffuso, cioè la formazione di una fessurazione diffusa su tutta la struttura. Poiché l'integrale nella (19) è esteso anche all'armatura di acciaio, il valore del D^{*+} continua poi a mantenersi costante fino a quando questa rimane in fase elastica; quando sopra il coefficiente amplificativo 2.5 inizia la plasticizzazione dell'acciaio, prima localizzata ai nodi trave-pilastro, poi diffusa anche nelle zone di campata, il D^{*+} torna a crescere, fino a quando per il fattore 3.5 raggiunge valore praticamente unitario ad indicare la completa rottura della struttura.

L'esame comparato della Figura 12 e della Figura 13 consente di affermare che la rottura è di tipo duttile,

perché inizia prima con la plasticizzazione dell'acciaio e solo successivamente con il danneggiamento del calcestruzzo nelle zone a più alta compressione.

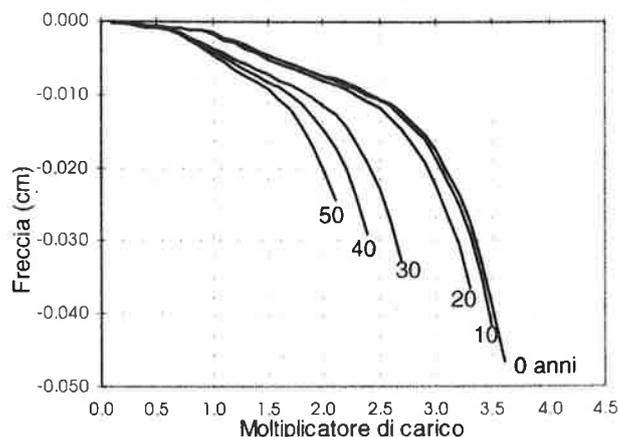


Figura 11: abbassamenti dei punti di campata della trave di 2° piano all'aumentare del carico, per diversi anni di esposizione.

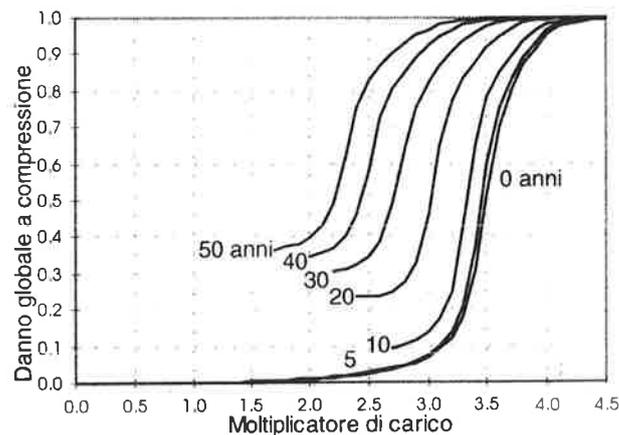


Figura 12: crescita del danno globale di compressione all'aumentare del carico, per diversi anni di esposizione.

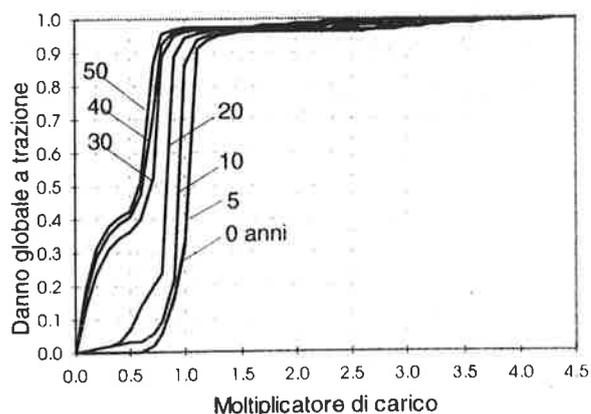


Figura 13: crescita del danno globale di trazione all'aumentare del carico, per diversi anni di esposizione.

La Figura 14 rappresenta le mappe di danno locale positivo d^+ e negativo d^- ricavate alla fine dell'analisi nel caso di tempo di esposizione 0 anni. La forma delle zone danneggiate a trazione evidenzia la formazione di meccanismi resistenti ultimi ad arco; il danno per compressione si concentra nelle zone di nodo travem-pilastro.

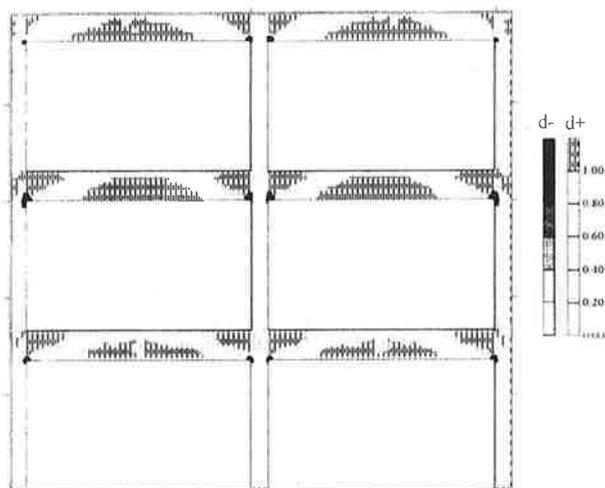


Figura 14: mappe di danno d^+ e d^- per il carico ultimo al tempo di esposizione 0 anni.

L'analisi meccanica è stata successivamente condotta sul telaio sottoposto anche all'azione aggressiva dell'ambiente esterno e quindi soggetto ad un danneggiamento di tipo chimico (sia nei confronti del calcestruzzo che dell'acciaio) a cui si sovrappone quello indotto dai carichi applicati. I risultati ottenuti sono rappresentati nelle figure precedenti, in termini di curve carico-spostamento e di crescita del danno globale di compressione e di trazione, fino ad un tempo massimo di esposizione di 50 anni. L'effetto del degrado ambientale è quella di ridurre il coefficiente di sicurezza rispetto ai carichi applicati e anche la duttilità della struttura che, come si vede in Figura 11, arriva a rottura per livelli minori delle frecce in campata delle travi. Al crescere del tempo di esposizione, poiché il danno chimico interessa spessori sempre maggiori di materiale, le curve di danno globale raggiungono un valore finito già per i valori iniziali del carico mentre la riduzione delle sezioni di armatura per effetto della corrosione fa sì che la plasticizzazione dell'acciaio inizi per valori inferiori del carico (Figura 13).

Le mappe di danno locale finale che si ottengono per il tempo 50 anni sono riportate in Figura 15. Si nota innanzitutto un danneggiamento diffuso a tutte le zone corticali di calcestruzzo. La diminuzione dell'estensione delle zone interessate dal danno per compressione indica che la riduzione della sezione di

armatura risulta essere più stringente rispetto al decadimento delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo per il danno chimico.

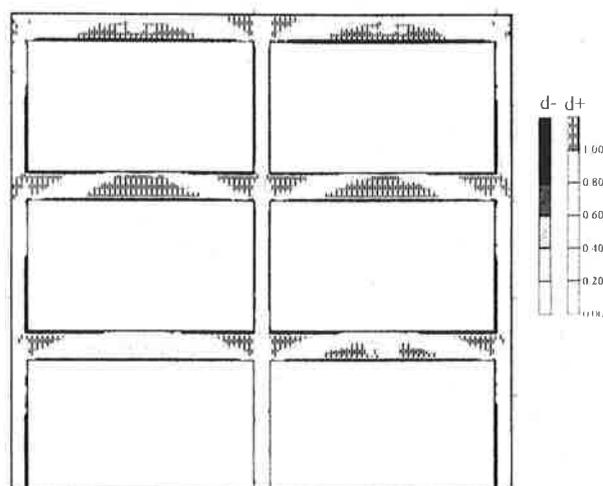


Figura 15: mappe di danno d^+ e d^- per il carico ultimo al tempo di esposizione 50 anni.

Se il coefficiente di amplificazione a rottura dei carichi viene rappresentato in funzione del tempo di esposizione, si ottiene la curva in Figura 16 che dimostra come il fattore di sicurezza strutturale diminuisca da un valore iniziale di 3.5 fino a valore 2.2 circa dopo 50 anni. Come già evidenziatosi nel caso della trave dell'esempio 1, la diminuzione è trascurabile nei primi 5 anni, tendendo quindi ad accelerare al passare del tempo.

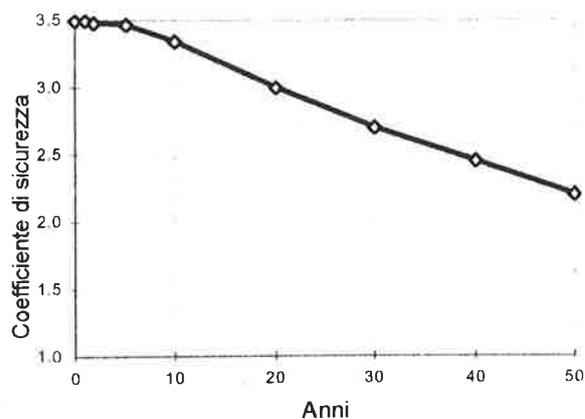


Figura 16: diminuzione del coefficiente di sicurezza strutturale con il tempo di esposizione.

7. CONCLUSIONI

La simulazione del degrado strutturale dovuto all'aggressività ambientale presenta delle difficoltà aggiuntive rispetto alla semplice analisi meccanica

della struttura. La predizione della *durabilità strutturale*, intesa in senso generale, oltre alla difficoltà che si incontra nell'analisi meccanica non lineare, introduce ulteriori fonti di incertezza legate all'analisi degli aspetti ambientali (diffusione di umidità, temperatura, specie chimiche, degrado fisico-chimico, ecc.).

D'altra parte la problematica della durabilità non può trovare altra risposta, in termini quantitativi e non solo qualitativi, se non nell'analisi numerica, unico strumento in grado di tenere in conto con sufficiente approssimazione dei numerosi fattori collegati che concorrono a rendere la soluzione fortemente non lineare.

In questo lavoro è stata presentata una formulazione accoppiata che, arricchendo i modelli di danno meccanico mediante l'accoppiamento con il *danno ambientale*, permette l'analisi della durabilità strutturale. In particolare si sono esplorate le applicazioni ai problemi di degrado per l'aggressività chimica dei cloruri e dei solfati nei confronti del calcestruzzo e per la corrosione delle armature. Lo strumento sviluppato è stato applicato allo studio di una trave in c.a e di un telaio soggetti al degrado ambientale e all'azione di carichi statici. Di queste strutture si è determinata la diminuzione del coefficiente di sicurezza strutturale con il progredire del tempo di esposizione all'ambiente chimicamente aggressivo.

Dato l'elevato numero di variabili presenti nella formulazione di danno accoppiato è utile una sua interpretazione in termini probabilistici, per la possibilità che offre questo approccio di valutare il peso relativo delle variabili in gioco. Un primo passo in questa direzione è stato fatto in questo lavoro valutando l'effetto delle variazioni di alcuni parametri (coefficiente di diffusione e velocità di corrosione dell'armatura) sul grado di sicurezza strutturale nel tempo.

In conclusione si può affermare che lo strumento sviluppato, una volta che sia opportunamente tarato su una serie di prove sperimentali specificamente dedicate, può diventare di efficace utilizzo nella previsione della vita utile delle strutture e nella programmazione degli interventi di manutenzione.

Ringraziamenti

Si ringrazia l'Ing. Alessandro Contin per la collaborazione offerta nella preparazione di questo lavoro.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Scotta R., Vitaliani R., Un modello numerico per l'analisi del ritiro e della deformazione differita in strutture di calcestruzzo in condizioni termogrometriche variabile", *AICAP 95, Pescara*, 1995
- [2] Creazza G., Sietta A., Scotta R., Vitaliani R., Oñate E., "Mathematical simulation of structural damage in historical buildings", *STREMA 95, Structural Studies, Repairs and Maintenance of Historical Buildings*, Crete, Greece, 1995.
- [3] Sietta A., Scotta R., Vitaliani R., Structural Behaviour of Concrete under Mechanical and Physical-Chemical Attacks, submitted to *ASCE Structural Journal*, October 1996.
- [4] Faria R., Oliver X., "A rate dependent plastic-damage constitutive model for large scale computation in concrete structures", *Monografia CIMNE*, n. 17, Barcelona (Spain), 1993
- [5] Sietta A.V., "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, 1992.
- [6] Sietta 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", *Cement and Concrete Research*, vol. 23 n. 4 pp. 761-772, 1993.
- [7] Sietta A.V., Scotta R., Vitaliani R.V., "The numerical analysis of chloride penetration in concrete", *ACI Materials Journal*, vol. 90, n° 5, pp. 441-451, 1993.
- [8] Sietta A.V., Schrefler B.A., Vitaliani R.V., "2-D Model for carbonation and moisture-heat flow in porous materials", *Journal Cement and Concrete Research*, vol. 25, no. 8, pp. 1703-1712, 1995.
- [9] Hanganu A., Barbat A. H., Oller S., Oñate E., "Simulación del daño sismico en edificio de hormigón armado", *Monografia CIMNE*, IS-4, Barcelona (Spain), 1994.
- [10] Scotta Roberto, "Analisi meccanica di strutture in calcestruzzo mediante modelli di danno", tesi di dottorato in Meccanica delle Strutture, Università degli Studi di Bologna, 1997.
- [11] Brieger L., Wittmann F.H., Numerical simulation of carbonation of concrete, *Material and Science Restoration*, Tech. Akad. Ess., Ostfildern, 1986.
- [12] Rilem Report 14, "Durability design of concrete structures", ed. by Sarja-Vesikari, E & FN Spon, 1996