

GIORNATE NAZIONALI SULLA

Corrosione e Protezione

VII^a edizione
ATTI



**20-22
GIUGNO
2007**

**Università di Messina
Facoltà di Ingegneria**

Organizzate da



**Associazione Italiana
di Metallurgia**



**Associazione per la Protezione
dalle Corrosioni Elettrolitiche**



NACE Italia

Con il patrocinio



**Associazione Italiana
d'Ingegneria dei Materiali**



**Istituto Superiore
per la Prevenzione
e la Sicurezza del Lavoro**



**Associazione Industriali
della Provincia di Messina**

Ordine Ingegneri della Provincia di Messina



Università degli Studi di Messina

Interventi di diagnosi strutturale su un ponte in cemento armato precompresso

V. Venturi, D. Santacroce, P. Longo

SIDERCEM S.r.l., Istituto di Ricerca e Sperimentazione, Misterbianco - Caltanissetta

E. Proverbio

Università di Messina, Facoltà di Ingegneria, Dipartimento di Chimica Industriale e Ingegneria dei Materiali

RIASSUNTO

La presente nota si propone di illustrare l'approccio seguito nella programmazione ed esecuzione di una campagna di indagini sperimentali, in situ e di laboratorio, propedeutica alla progettazione degli interventi di consolidamento di un viadotto in c.a.p. in classe d'esposizione XS1 secondo UNI EN 206.

L'attività sperimentale si è articolata in 3 fasi essenziali: 1) mappatura dello stato di degrado dell'opera; 2) caratterizzazione delle proprietà fisiche, chimiche e meccaniche dei materiali; 3) valutazione dello stato tensionale degli elementi precompressi e della risposta globale della struttura.

PAROLE CHIAVE

Degrado, vita residua, controlli non distruttivi.

PREMESSA

I fenomeni di degrado che interessano una struttura in c.a.p. prendono origine nella gran parte dei casi da calcestruzzi non adeguatamente proporzionati alle condizioni ambientali di esercizio, dal copriferro di spessore insufficiente, dal non corretto smaltimento delle acque meteoriche e da difetti di sigillatura o di intasamento dei condotti.

La difficoltà maggiore nella valutazione del livello di degrado è rappresentata dall'impossibilità di accedere direttamente, ed in maniera non invasiva, alle armature per cui si ricorre, oltre che ad una attenta valutazione visiva dello stato fessurativo e del degrado, a tecniche di indagine di tipo indiretto: puntuale e globale.

Nella presente nota, si descrivono le procedure seguite ed i risultati ottenuti durante l'indagine su un viadotto autostradale in cemento armato precompresso finalizzate alla progettazione degli interventi di consolidamento e di restauro strutturale.

Il manufatto, costruito nel 1970, consta di 13 campate a sviluppo curvilineo, con una luce variabile da 14 a 16 metri e larghezza pari a 14 metri, divise in due carreggiate da uno spartitraffico. Ogni campata, con schema statico in semplice appoggio, è costituita da un impalcato distribuito su dieci travi in c.a.p. collaboranti grazie alla soletta in c.a. ed irrigidite da 2 serie di traversi (Figura 1). Lo schema statico è del tipo "trave appoggio su più appoggi", dove ogni stampella è costituita da due pile circolari e dal pulvino, sui cui sono alloggiati gli apparecchi d'appoggio delle travi in c.a.p., costituiti da lastre di piombo e lamierini grafitati.



Figura 1. Vista generale del viadotto a sviluppo curvilineo.

L'armatura di precompressione è costituita da tre fasci di fili diametro $\Phi 7$, con numero di fili variabile da trave a trave, alloggiati in guaine di lamierino nervato.

L'attività sperimentale si è articolata in tre fasi essenziali che possono essere così sintetizzate:

- 1) Rilievo visivo del degrado, catalogo dei difetti e scala di danno.
- 2) Esecuzione di prove in situ, prelievo di materiali e prove di laboratorio.
- 3) Valutazione dello stato tensionale degli elementi precompressi e della risposta globale della struttura alle sollecitazioni statiche.

ISPEZIONE VISIVA E SCHEDATURA DEI DIFETTI

La valutazione dello stato di degrado è stata condotta con l'ispezione visiva di dettaglio mediante la quale è stato possibile definire il catalogo dei difetti e la scala di danno di intensità compresa fra 1 e 6.5. Successivamente si è provveduto alla redazione delle schede dei punti più significativi, all'elaborazione ed all'implementazione grafica.^{1e2}

In ogni scheda, gli elementi strutturali indagati sono stati identificati secondo una precisa convenzione³. Per la comparazione qualitativa dello stato di degrado di impalcati e pile, sono stati definiti dei Coefficienti Ponderali di degrado (CP)³ definiti in base all'equazione (1):

$$CP = \alpha \cdot \sum_{i=1}^n d_{A,i} + \beta \cdot \sum_{j=1}^n d_{B,j} + \gamma \cdot \sum_{k=1}^n d_{C,k} \quad (1)$$

Nell'equazione (1) sono stati assunti i coefficienti amplificativi α , β e γ pari rispettivamente ad 1, 1,5 e 3 corrispondenti ai 3 livelli di gravità A, B e C, considerando che un difetto ($d_{x,y}$) appartenente alla classe di gravità massima ha maggiore incidenza rispetto a difetti più lievi che appaiono più frequentemente nel manufatto. A titolo d'esempio, si riporta in Figura 2, l'andamento dei coefficienti ponderali di degrado relativi alle pile, ubicate lato monte e lato mare. Dall'analisi delle schede dei difetti si è potuto ricavare un livello di degrado coerente con il periodo di esercizio della struttura.

I difetti principali sono stati rilevati sulle pile, dove la scarsa omogeneità del calcestruzzo e la presenza di difetti esecutivi nella ripresa del getto hanno provocato nei pilastri estesi vespai e profonde lesioni (Figura 3). Nei pulvini il degrado è stato originato, in gran parte, dall'assenza di caditoie per lo smaltimento delle acque meteoriche provenienti dalla soletta soprastante (Figura 4).

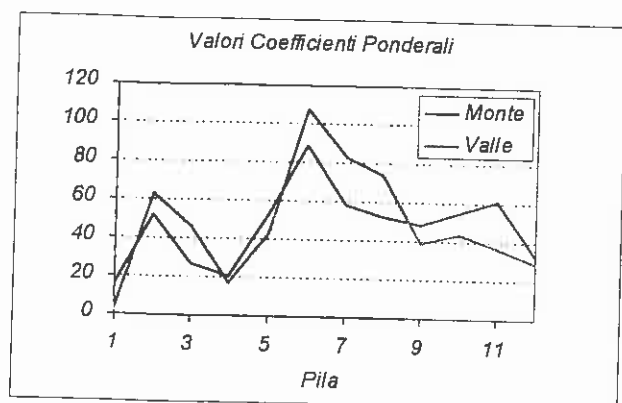


Figura 2. Andamento dei coefficienti ponderali di degrado relativi alle pile.

Le piastre d'appoggio delle testate sono fortemente degradate per effetto della corrosione, ma talora risultano anche deformate in conseguenza del non corretto posizionamento durante la posa o da movimenti anomali in fase di esercizio (Figura 5).

Gli impalcati sono stati interessati, in conseguenza del drenaggio difettoso, da un livello medio di degrado, con presenza di estese macchie di umidità sulle solette e vistosi distacchi di calcestruzzo con esposizione dell'armatura delle travi in coincidenza di fenomeni di ossidazione dell'armatura lenta; per quanto riguarda le travi, il buon intasamento delle guaine ha garantito un'adeguata protezione dei cavi di precompressione (Figura 6).

CARATTERIZZAZIONE DEL LIVELLO DI DEGRADO E QUALITA' DEI MATERIALI

Per la caratterizzazione delle proprietà fisiche, chimiche e meccaniche del manufatto sono state eseguite indagini e prelievi in situ, integrate da prove di laboratorio.

La valutazione dello stato di degrado dovuto ai fenomeni ossidativi agenti sulle armature lente è stata possibile tramite l'esecuzione di misure del potenziale libero di corrosione delle armature lente (UNI 10174). Per quanto riguarda le pile, le misure sono state effettuate a differenti quote; circa il 30% delle zone indagate sono state caratterizzate da valori di potenziale inferiori a -200 mV CSE; indice di una elevata probabilità di corrosione.



Figura 3. Elevati livelli di degrado dei pilastri



Figura 4. Percolazione di acqua sui pulvini



Figura 5. Deformazione della piastra d'appoggio causata da corrosione e mal posizionamento in fase d'opera.



Figura 6. Distacchi sul martello inferiore delle travi.

Dalle misure eseguite sulle travi esterne, sono stati ottenuti valori anodici, al di sotto di -200 mV CSE; per una percentuale di circa il 20% delle aree indagate. Nel caso di travi interne, caratterizzate da condizioni di umidità più costante e meno esposte agli agenti atmosferici, la percentuale di aree esposte ad un probabile rischio di corrosione è ancora minore, attestandosi intorno al 10%.

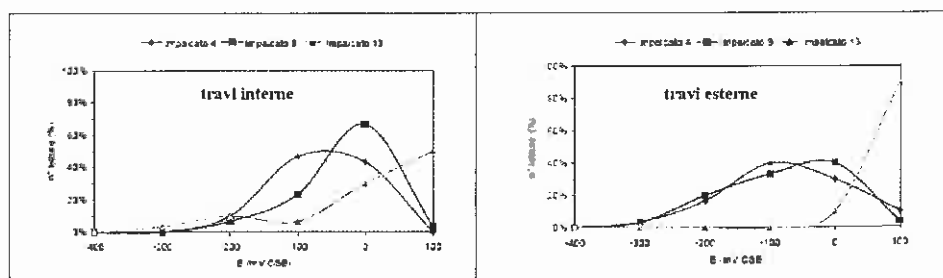


Figura 6. Distribuzione di frequenza cumulativa dei potenziali per le travi.

Le misure di potenziale non hanno fornito indicazioni sul livello di degrado delle armature di precompressione, contenute all'interno delle guaine e quindi isolate

elettricamente dall'ambiente esterno. Informazioni sulla probabilità di corrosione dei cavi sono stati invece desunti dalla determinazione della profondità della carbonatazione e dalla determinazione della profondità di penetrazione dei cloruri.

La profondità di carbonatazione (UNI 9944), è stata eseguita subito dopo il prelievo dei campioni cilindrici, prelevati secondo le disposizioni della UNI 6131. Nel caso delle travi, si è ottenuto uno spessore medio di circa 25 mm per parete. Tenendo presente che un fascio da 18 fili $\Phi 7$ ha diametro di almeno 30 mm e che questi è contenuto in una guaina di circa 50 mm di diametro, risulta uno spessore residuo non carbonatato di 10 mm (Figura 7).

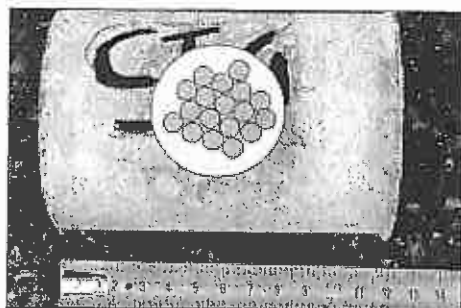


Figura 7. Fronte di carbonatazione e posizione del condotto dei cavi all'interno dell'anima della trave.

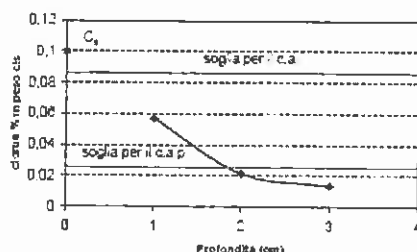


Figura 8. Andamento della concentrazione media dei cloruri totali (solubili in acido) nell'anima delle travi.

Adottando per il processo di carbonatazione una legge parabolica del tipo:

$$x = a\sqrt{t} \quad (2)$$

Dove x è la profondità di carbonatazione, t il tempo ed a una costante, funzione del tipo di calcestruzzo e delle condizioni ambientali, tenendo presente che al tempo delle indagini il manufatto aveva un'età di 34 anni, dall'equazione (2) si ottiene un valore approssimato della costante a di $4,29 \text{ mm/anno}^{1/2}$. In tali condizioni, il raggiungimento da parte del fronte di carbonatazione della guaina, avrebbe avuto luogo entro 15 anni.

La profondità di penetrazione dei cloruri, valutata conformemente alla UNI 9944 su porzioni di calcestruzzo di spessore 1 cm, ha evidenziato una condizione attuale soddisfacente, tenendo conto che i cavi sono posizionati ad una profondità di 35 mm dall'estradosso delle travi. Ipotizzando un meccanismo di diffusione dei cloruri all'interno del calcestruzzo che segua la seconda legge di Fick, il raggiungimento alla concentrazione critica (0,014%) può essere stimato in quasi 20 anni.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del calcestruzzo degli elementi strutturali sono state valutate mediante prove di compressione (UNI EN 123290-1) con determinazione della massa volumica (UNI EN 12390-7) e del modulo secante (UNI 6556), e sui provini cilindrici prelevati dalle pile, dalle spalle, dalle travi e dagli impalcati, e prove semi distruttive di tipo pull-out (UNI 10157).

I risultati delle prove a compressione sono stati interpretati secondo il prEN 13791:2003, in base al quale, partendo dai valori di rottura R_{ck} , si può risalire alla resistenza cubica in situ $f_{is,cube}$ in funzione del rapporto h/d tra altezza e diametro della

carota e della direzione di prelievo della stessa e sulla numerosità del campione. Nella Tabella 1 si riepilogano i risultati ottenuti, per gli elementi indagati:

Tabella 1. Resistenza cubica in situ media, deviazione standard e resistenza caratteristica in situ e resistenza caratteristica di progetto degli elementi indagati.

Elemento strutturale	n	$f_{min, is, cube}$ [N/mm ²]	$f_{m(n), is, cube}$ [N/mm ²]	S [N/mm ²]	$f_{ck, is, cube}$ [N/mm ²]	R_k [N/mm ²]
pila	16	26,9	44,9	12,1	27,1	32,0
spalla	3	35,0	47,1	—	41,1	48,5
impalcato	6	17,3	28,9	—	21,3	27,1
travi	26	21,6	34,5	5,2	25,6	31,6
fondazioni	7	33,0	44,3	—	37,0	46,4

I risultati ottenuti hanno evidenziato valori di resistenza accettabili per le pile, le spalle e le fondazioni, mentre per l'impalcato, travi e soletta, sono risultati inferiori a quelli attesi.

Tale risultato può trovare origine nell'impiego di una miscela di calcestruzzo al limite dell'accettabilità e nella non corretta maturazione che ha penalizzato in misura maggiore le travi rispetto agli altri elementi strutturali. Infatti la deidratatore, con formazione di una matrice cementizia molto porosa, ha certamente inciso di più sulla sezione snella delle travi piuttosto che sulle sezioni di pile, spalle, fondazioni. A questo si somma la possibilità di prelievo del calcestruzzo, in ragione del maggiore spessore, nelle parti più interne delle sezioni meno interessate dal suddetto fenomeno.

DETERMINAZIONE DELLO STATO TENSIONALE DEGLI ELEMENTI PRECOMPRESSI E DELLA RISPOSTA GLOBALE DELLA STRUTTURA

La determinazione dello stato tensionale delle travi è di grande importanza per la verifica dello stato di coazione residuo del calcestruzzo, permettendo di valutare indirettamente le condizioni di precompressione e di idoneità della struttura alle sollecitazioni di carico. Con tale scopo, sono state eseguite prove con martinetto piatto singolo, secondo la norma ASTM C 1196 sul martello delle travi (Figura 9).

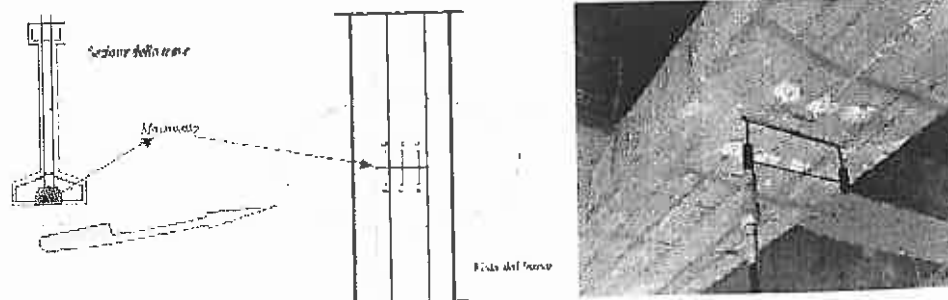


Figura 9. Disposizione dei punti di misura sul martello delle travi.

I risultati ottenuti hanno evidenziato un comportamento elastico delle travi. Non disponendo dei dati di progetto, la valutazione si è limitata al raffronto dei valori di tensione di compressione σ_{cp} ottenuti, riportati in Tabella 2, con quello massimo ammissibile di precompressione su un calcestruzzo di classe di resistenza corrispondente.

Tabella 2. Valori massimi di tensione di compressione sulle travi.

Sigla	Impalcato n°	Trave n°	Carico accidentale	σ_{cp} [N/mm ²]
M1	8	3	by bridge posizionato sull'impalcato	6,4
M2	9	2	/	4,4
M3	10	3	by bridge posizionato sull'impalcato	5,1
M4	11	2	by bridge posizionato sull'impalcato	5,7
M5	12	2	/	3,7
M6	13	3	by bridge posizionato sull'impalcato	5,7
M7	3	3	/	4,4

In base al D.M. 9 gennaio 1996, la tensione del conglomerato in condizioni di esercizio σ_{cp} in ambiente moderatamente aggressivo deve essere inferiore al 60% della resistenza caratteristica a compressione $f_{ck,15,cube}$. Nel caso in esame, riferendosi ai risultati della Tabella 3, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\sigma_{cp} \leq 0,60 \cdot f_{ck,15,cube} = 0,60 \cdot 25,6 = 15,36 \text{ N/mm}^2 \quad (3)$$

Confrontando i valori di tensione di compressione riepilogati in Tabella 2, la verifica in condizioni d'esercizio è pienamente soddisfatta.

In ultimo si è ritenuto opportuno valutare il comportamento globale della struttura soggetta a sollecitazioni statiche, eseguendo delle prove di carico su quattro impalcato, di cui uno in rettilineo collocato all'inizio del viadotto, e tre in curva. Si sono riproposte le condizioni di carico adottate ai tempi del collaudo, utilizzando 4 autocarri, opportunamente zavorrati, disposti in modo da generare sulla trave di bordo le massime sollecitazioni per un carico massimo di 125 ton. Le letture degli spostamenti sono state eseguite, per ogni campata, agli appoggi, ad un quarto della luce ed in mezzzeria.

Un riepilogo dei risultati è riportato in Tabella 3, dove di riportano le frecce massime e residue delle travi di riva indagate.

Tabella 3. Valori di deformazione massima e residua delle travi di riva.

N° impalcato	F_{max} [mm]	F_{res} [mm]	$\Delta f = F_{res} \cdot 100 / F_{max}$ [%]
1	4,24	0,10	2,4
9	6,80	0,21	3,1
11	5,72	0,13	2,3
13	5,84	0,18	3,1

In tutte le prove si è avuto un comportamento elastico, con deformazione residua minima. Le frecce massime rilevate sono risultate per altro inferiori a quelle calcolate in base ad un modello teorico. Tale scostamento è stato causato dal fatto che condizioni di

vincolo sono diverse rispetto a quelle ideali ed all'effetto irrigidente delle parti non strutturali della sovrastruttura stradale.

CONCLUSIONI

I risultati ottenuti hanno consentito di apprezzare una condizione di degrado di livello più elevato sulle pile, riconducibile alla classe XS1, secondo UNI EN 206, di esposizione ambientale ed ai difetti costruttivi che ne hanno esaltato gli effetti, e sui pulvini, interessati anche dal percolamento delle acque meteoriche provenienti dalla soletta soprastante, che ha comportato il dilavamento del calcestruzzo, l'ossidazione ed i conseguenti distacchi del copriferro in corrispondenza dell'armatura superficiale.

Le travi presentano una migliore conservazione pur caratterizzata da una resistenza meccanica del calcestruzzo bassa, al limite dell'ammissibilità; sulla scorta di tali risultati è stato stimato che nell'arco di un ventennio il fronte di carbonatazione del calcestruzzo e la profondità di penetrazione dei cloruri dovrebbero raggiungere l'alloggiamento dei cavi, estendendo così l'attacco corrosivo, finora limitato all'armatura ordinaria, anche ai cavi di precompressione.

Per quanto concerne invece la sicurezza di esercizio, a breve e a medio termine, la risposta globale della struttura alle sollecitazioni statiche, applicate durante le prove di carico può essere considerata positiva.

Alla luce di quanto sopra esposto si è pertanto ritenuto opportuno proporre un progetto di consolidamento a medio termine del manufatto, consistente nella rimozione di tutto il materiale inquinato da agenti aggressivi, nella sabbiatura delle armature ossidate, nella integrazione e/o sostituzione delle armature lente, laddove queste risultassero ridotte e/o interrotte, nel ripristino delle sezioni di conglomerato con malte o betoncini a stabilità volumetrica e con resine sintetiche e, nei punti più critici, nel rinforzo delle travi con materiali compositi con fibre di carbonio (CFRP) e nella sostituzione degli apparecchi d'appoggio.

BIBLIOGRAFIA

- 1) American Concrete Institute 1992 "Guide for Making a Condition Survey of Concrete Service", ACI 201.R-92.
- 2) Direzione Centrale Tecnica della Società Autostrade 1992 "Sorveglianza, Auscultazione, Manutenzione delle Opere d'Arte", e "Difetti e Degradazioni. Schede di Rilievo: Tipo, ubicazione, Estensione" Manuale S.A.M.O.A. Roma.
- 3) E. Proverbio, P. Longo, V. Venturi (2002), Valutazione del degrado delle strutture in c.a. post-teso, Strade&Autostrade, Vol. 6 (4) pp. 54-58.
- 4) D. Dewar, J.D. Llewellyn, J.L. Collins, W.E. Murphy, M. Plowman, P.A. Warren., "Concrete Core Testing for strength", Concrete Society, Technical Report n. 11.