

## INDICE

1. PREMessa .....	2
2. SOPRALLUOGHI .....	3
3. RICERCA DOCUMENTALE .....	5
4. DURABILITÀ .....	10
5. CAUSE DEL DISSESTO E POSSIBILI SVILUPPI .....	12
6. ULTERIORI INDAGINI ED INDICAZIONI DI INTERVENTO .....	13
7. DURABILITÀ E NORMATIVE .....	15
8. CONCLUSIONI .....	20

Allegati: Report Fotografico  
Calcolo profondità di Carbonatazione  
Calcolo vita utile.

## 1. PREMESSA

A seguito di un recente crollo di una sezione del pontile est nel porto turistico di Lavagna, la società PORTO DI LAVAGNA spa che esercisce la struttura portuale, ha affidato allo scrivente prof. ing. Sergio Tattoni, professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni presso l'Università degli Studi di Cagliari, Dipartimento di Ingegneria Strutturale Infrastrutturale e Geomatica, l'incarico di una consulenza in merito ad una prima valutazione della situazione statica dei pontili ed del loro stato di conservazione.

I pontili sono realizzati con elementi a II in conglomerato armato precompresso prefabbricati, appoggiati su traversi e pali pure in c.a. (vedi Figura 1).

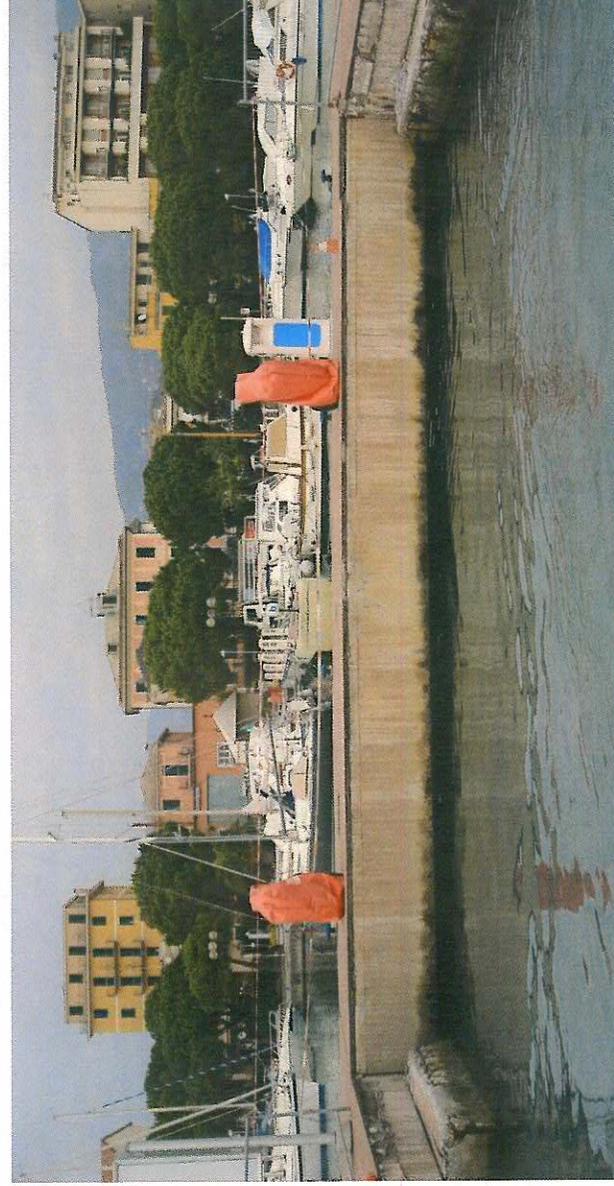


Figura 1. Pontile est. Zona del crollo dell'elemento prefabbricato in cap.

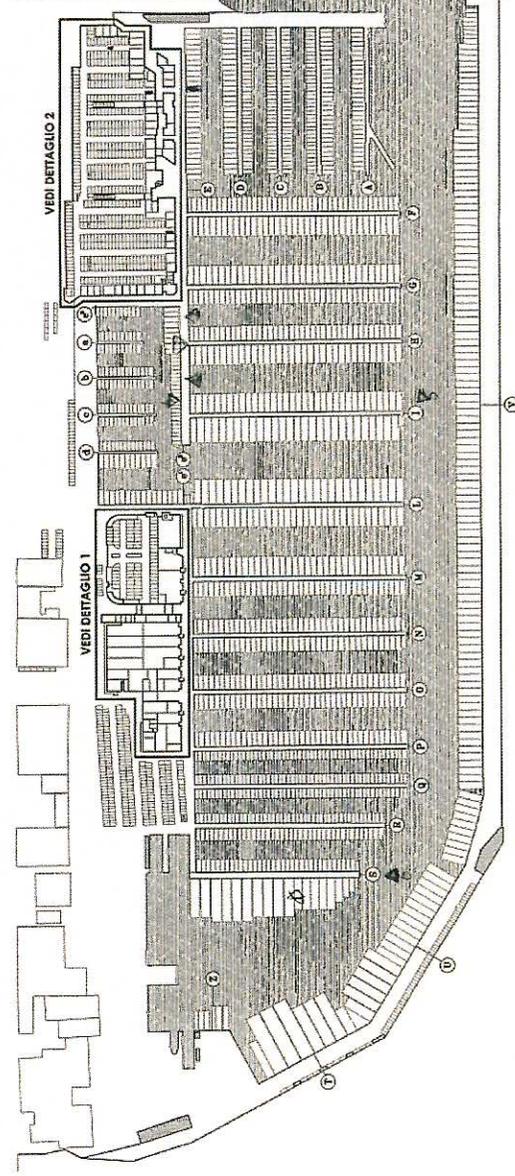


Figura 2. Pianta del porto di Lavagna.

L'attività di consulenza si è articolata nei punti di seguito elencati.

- a. Sopralluoghi in sito effettuati nei giorni 2 e 17 novembre 2011 per la presa visione del problema, dei documenti tecnici disponibili presso la Direzione del Porto ed il rilievo del troncamento di pontile recuperato dai sommozzatori.
- b. Esame dei documenti di progetto e di altra documentazione tecnica utile allo svolgimento della consulenza.

In quanto segue si tratteranno i seguenti punti.

- c. Formulazione di un primo parere circa la causa del dissesto e sulla sicurezza e funzionalità dei pontili.
- d. Disamina dei problemi di conservazione e manutenzione, tenendo conto anche della normativa tecnica vigente all'epoca della costruzione.
- e. Indicazioni per un proseguimento di indagini finalizzato ad una conoscenza più approfondita della natura e dell'estensione dell'eventuale dissesto e per la redazione di un eventuale progetto di consolidamento statico.

## 2. SOPRALLUOGHI

Per espletare l'incarico affidato, lo scrivente ha innanzitutto compiuto un sopralluogo esplorativo in data 2 novembre 2011 accompagnato dal direttore del porto dott. Mazreku e dal vicedirettore sig. Arvigo.

I dettagli di quanto osservato e rilevato sono riportati e commentati nell'allegato Report Fotografico. In questa sede si sottolineano i seguenti punti significativi.

1. Gli elementi prefabbricati di pontile sono in conglomerato armato precompresso, e la loro forma è conforme ai documenti della società EDIM srl di Milano ritrovati nell'archivio della Direzione del Porto.
2. Il fenomeno di corrosione si manifesta principalmente nelle testate delle nervature degli elementi, estendendosi a volte nella parte inferiore della nervatura visibile parallelamente all'asse dell'elemento stesso (Figura 3) e creando uno stato fessurativo caratteristico.
3. Le lesioni tipiche che segnalano una carenza statica dell'elemento non si trovano nella zona centrale, ma in corrispondenza della sezione a circa  $\frac{1}{4}$  della lunghezza dell'elemento stesso.
4. Il calcestruzzo, salvo che nelle zone dove si è avuta la corrosione delle armature, si presenta compatto, ben assortito granulometricamente e di buona consistenza.

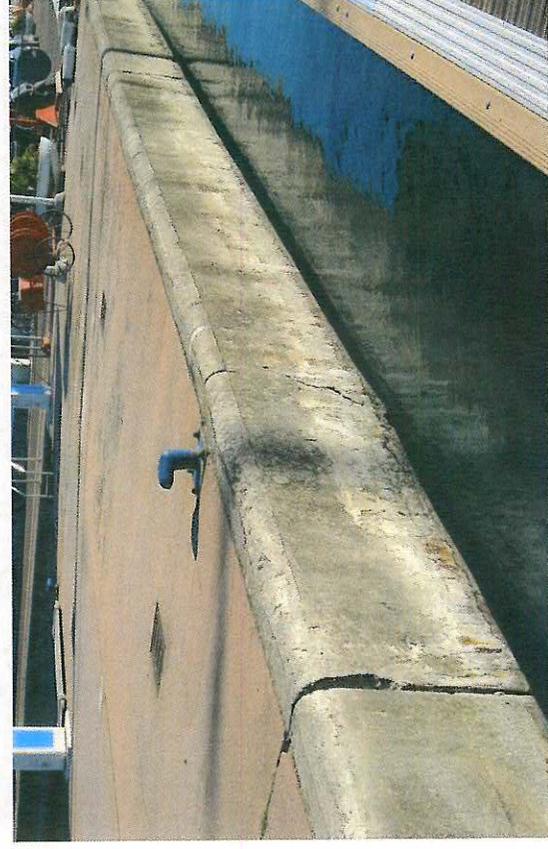
Successivamente in data 17 novembre 2011 in un secondo sopralluogo si è rilevato l'elemento in calcestruzzo caduto in acqua a seguito del crollo e recuperato dai sommozzatori (Figura 5).

Anche in questo caso si rimanda alle immagini ed ai commenti dell'allegato Report Fotografico, evidenziando però le seguenti osservazioni.

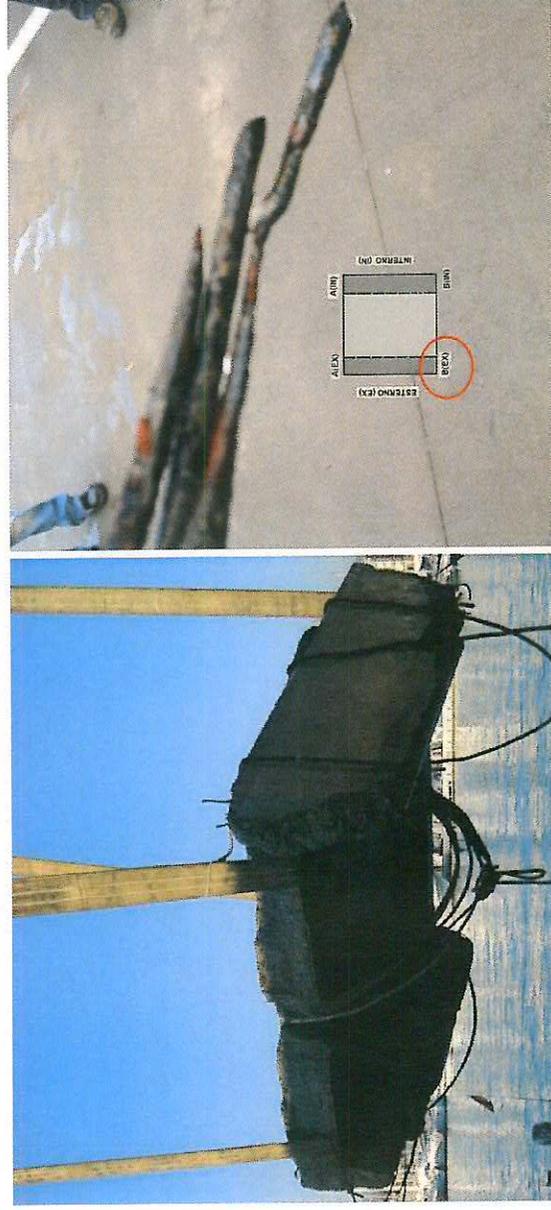
1. L'elemento prefabbricato, secondo una prassi costruttiva comune all'epoca, non ha armatura lenta, salvo due reggistaffe superiori nelle nervature, alcune staffe in corrispondenza degli appoggi delle nervature stesse e nella soletta. La capacità portante è quindi affidata unicamente all'armatura di precompressione.
2. Nella sezione di rottura i fili dei trefoli sono visibilmente corrosi.
3. I cavi sono inguainati nelle zone di estremità in tubi corrugati in PVC. I cavi sono liberi all'interno delle guaine.
4. Lo spessore di copriferro dei cavi è di circa 50 mm, mentre nelle armature lente di testata si sono misurati 20 mm ed anche meno.



**Figura 3.** Aspetto tipico delle lesioni degli elementi di pontile.



**Figura 4.** Si osserva una lesione tipica da carenza statica in corrispondenza della bitta di attracco.



**Figura 5.** Elemento di pontile recuperato e particolare di corrosione delle armature.

### 3. RICERCA DOCUMENTALE

Presso l'archivio della Direzione del Porto si sono trovati vari documenti tecnici relativi alla costruzione del porto. Altre notizie tecniche di interesse per la consulenza sono state ricavate da colloqui con persone presenti durante la costruzione del porto stesso.

#### *Testimonianze orali*

Le testimonianze utili ai fini della consulenza sono state poche, anche perché rese da personale non tecnico.

In sintesi i lavori del porto sono iniziati il 1974 per conto della società Cala dei Genovesi spa di Milano, successivamente fallita nel 1998. Alla suddetta società è poi subentrata nel 2000 la società Porto di Lavagna spa di Milano che attualmente esercisce l'attività del porto.

Il porto turistico di Lavagna ha una capacità di circa 1500 posti barca fino a 50 m di lunghezza, che sono situati parzialmente su banchine a terra, ma per la maggior parte su pontili realizzati con elementi prefabbricati, già descritti sinteticamente nel capitolo 1 (si veda anche la Figura 2). Per la realizzazione degli elementi prefabbricati dei pontili è stato allestito un cantiere sulla riva con banchi di tesatura dei cavi di precompressione.

Per quanto riguarda la realizzazione degli elementi si è appurato che, una volta sistemate le armature nelle casseforme, si procedeva al getto del calcestruzzo ed alla sua maturazione a vapore; in tempi rapidissimi (presumibilmente alcune ore), si procedeva alla scasseratura degli elementi ed al loro deposito in piazzale. È quindi lecito pensare, data anche la numerosità degli elementi realizzati, che il cantiere fosse dotato di una stazione di betonaggio autonoma.

Terminata la maturazione (della cui durata però non si hanno informazioni), gli elementi realizzati venivano posati in opera a mezzo di pontoni.

#### *Documenti tecnici*

I documenti reperiti sono elencati e commentati nella seguente tabella.

N	Data	Tipo di documento	Emesso da	Osservazioni
1	30.09.1975	Relazione di calcolo	SPRING ingegneria civile, Milano	Viene riportata la verifica di pontili e banchine. I pontili, di larghezza 2x3,5 e 2,00 m sono realizzati in calcestruzzo armato ordinario. Si ha quindi ragione di ritenere tale relazione superata.
2	24.11.1975	Carpenteria plinto tipo	SPRING ingegneria civile, Milano	Non significativo ai fini della presente relazione
3	17.03.1976	Relazione di calcolo	Ing. Giancarlo Giuliani, Milano	Viene riportata la verifica degli elementi precompressi da 3,50 e 2,00 m di larghezza. Si possono desumere informazioni sui materiali impiegati, sulle armature di precompressione e sulle armature della soletta. Nessuna informazione sulle armature di testata.
4	17.02.1976	Appoggio pontili	Ing. Giancarlo Giuliani, Milano	Riguarda le modalità di appoggio dei pontili prefabbricati sui traversi (altrove detti anche plinti). Lo schema statico è quello di semplice appoggio su fogli di neoprene di 0,5x12x12 cm. Sull'appoggio fisso si osserva una barra Ø 20 mm inghisata in un tubo in nervometal Ø 80 mm con getto in opera di malta espansiva McGrout.

N	Data	Tipo di documento	Emesso da	Osservazioni
5	1976 (?)	Armatura elemento tipo b	Ing. Giancarlo Giu- liani, Milano	Si tratta degli elementi di pulvino rea- lizzati con getto in opera ed armatura lenta. Non significativo per la consu- lenza in oggetto. Dal disegno si evin- ce la prescrizione di copriferro di 3 cm in generale e di 2 cm per la soletta.
6	10.10.1991	Campagna di control- lo dei pontili. Rela- zione descrittiva	Ing. Bruno Degrada Ing. Guido Ortolani	Si tratta di una campagna di controllo commissionata dalla Cala dei Geno- vesi spa ove vengono sistematica- mente descritti gli ammaloramenti ri- scontrati nelle banchine. La tipologia sembra assai simile a quella rilevata dallo scrivente.
7	08.03.1995	Telaio Lay-out	SDO ingegneria, Tu- rate - CO	Redatto per conto della Cala dei Ge- novesi spa illustra il consolidamento effettuato ad alcuni pontili mediante l'inserimento per costruzione di strut- ture in acciaio (Figura 7).
8	2009-2010	Relazione di verifica e di progetto	Ing. Pier Luigi Alinari	Si tratta della proposta di consolida- mento dei pontili formulata alla socie- tà Porto di Lavagna spa mediante l'inserimento di lamelle in composito negli elementi di pontile.

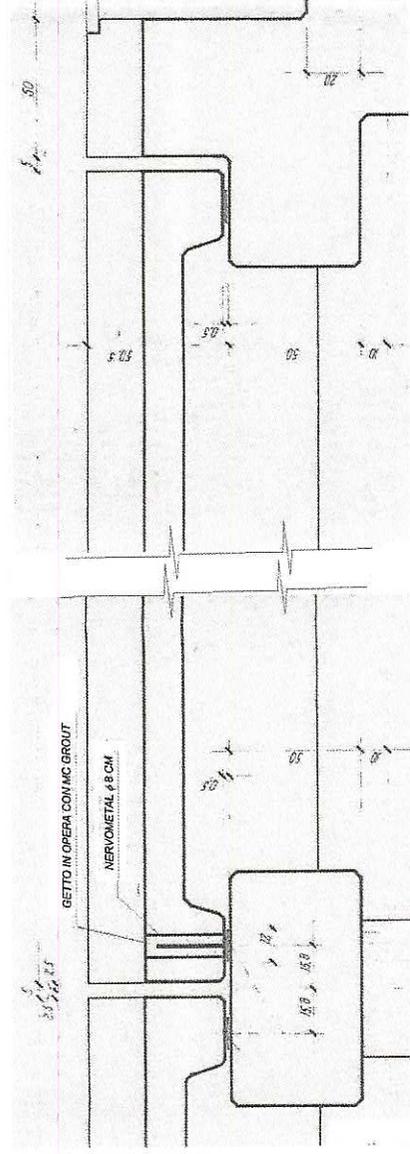


Figura 6. Modalità di vincolo dell'elemento pontile sui traversi. A sinistra appoggio fisso, a destra appoggio mobile.

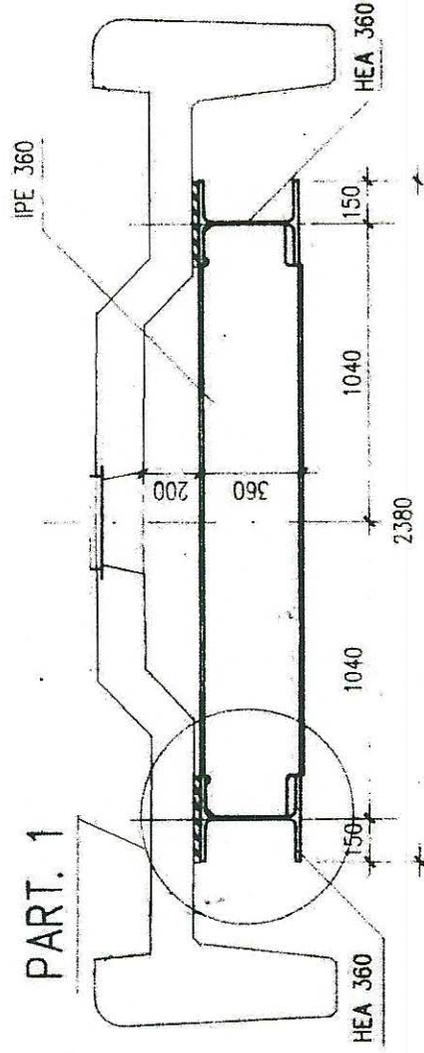


Figura 7. Sezione di pontile da 3.5 m rinforzato con telaio in acciaio.

I documenti reperiti sono a volte contraddittori e scarsamente indicativi dei dettagli costruttivi in cap degli elementi dei pontili.

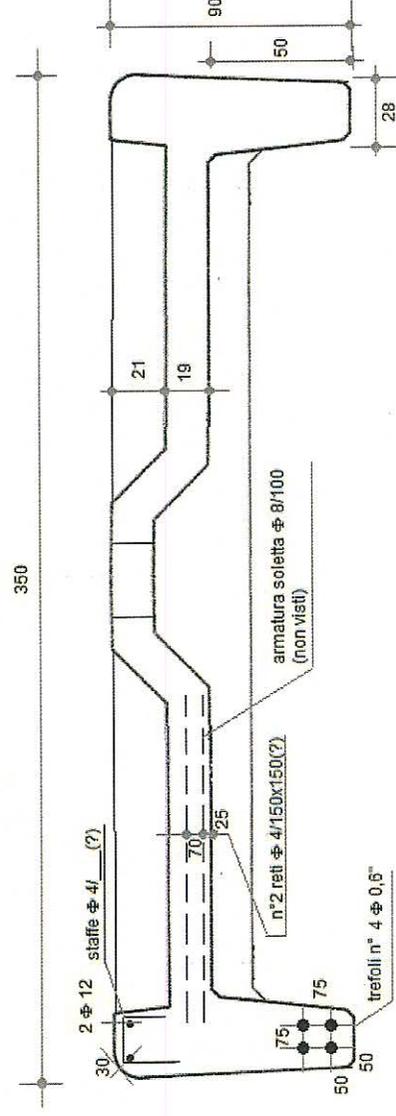
Dato che per altri elementi costruttivi si è reperita abbondante documentazione, si pensa che gran parte di quella afferente ai pontili prefabbricati sia andata dispersa in occasione di precedenti perizie o accertamenti.

La ricerca presso altri archivi non ha dato esito, dato che la società costruttrice dei prefabbricati EDIM srl di Milano non esiste più e che lo studio dell'ing. Giuliani, interpellato in proposito, non ha più il materiale in archivio.

Tuttavia è stato possibile, dalle osservazioni effettuate dall'elementi di pontile recuperato e dal documento 3, ricavare informazioni utili all'espletamento della consulenza.

### **Descrizione dell'elemento di pontile**

Nella Figura 8 è riportato il rilievo geometrico e delle armature del pontile recuperato il 17 novembre 2011. Come precedentemente detto nella sezione corrente l'unica armatura lenta è rappresentata dai 2+2 Ø12 reggistaffe posti superiormente. La stabilità dell'elemento è quindi affidata unicamente all'effetto della precompressione (4+4 trefoli da 0.6").



**Figura 8. Rilievo dell'elemento di pontile da 3.5 m.**

Dall'osservazione in sito e dalla relazione di calcolo si sono potuti desumere i seguenti valori di alcune grandezze significative:

resistenza del calcestruzzo:  $R_{ck} > 30 \text{ MPa}$  ( $300 \text{ kg/cm}^2$ )

resistenza dell'acciaio:  $f_{pt} = 1800 \text{ MPa}$

$f_{p0.1} = 1540 \text{ MPa}$

copriferro: 50 mm per le armature pretese

20 mm per le armature lente di testata.

Il valore di copriferro per le armature di testata è risultato a volte anche minore di quello indicato (si veda anche il Report Fotografico).

Un elemento di particolare importanza, emerso durante il rilievo dell'elemento e confermato dalla relazione di calcolo, è la desolidarizzazione di tratti delle armature pretese. Tale tecnica, frequentemente usata in tale tipo di costruzione, ha la funzione di modulare la precompressione lungo lo sviluppo dell'elemento, adeguandola alle effettive necessità statiche.

Nel caso in esame la desolidarizzazione è stata ottenuta inserendo il cavo in una guaina in PVC corrugato in modo che il conglomerato, non potendo entrare in contatto con l'acciaio, non ne subisce l'effetto di precompressione (Figura 9).

È opportuno far notare che tali guaine sono rimaste vuote per tutta la loro lunghezza, dalla testata sino al punto prescelto per la fine della desolidarizzazione. Dato che la testata degli elementi è stata ricoperta solo da un leggero strato di malta (distaccatosi poi a seguito dell'ossidazione delle armature di testata), l'acqua di mare ha avuto libero accesso nella nervatura.

La modulazione della precompressione lungo lo sviluppo dell'elemento è desumibile dalla relazione di calcolo ed in particolare dal rapporto fra il momento resistente ed il momento sollecitante ( $M_R/M > 1$ ) che deve essere  $M_R/M > 1,3$  secondo le norme tecniche vigenti all'epoca della costruzione. È evidente dall'esame della Figura 10 e della Figura 11 che la disuguaglianza è sempre rispettata, ma con diversi valori del rapporto stesso.

I punti di minor resistenza (valori minimi del rapporto  $M_R/M$ ) sono a circa 2 metri dall'appoggio dell'elemento stesso.



Figura 9. A sinistra: vista dal basso dei cavi di precompressione. È visibile nel cavo di sinistra la guaina corrugata in PVC di desolidarizzazione. A destra particolare della guaina di desolidarizzazione che riversa l'acqua accumulata all'interno.

**TEGOLO DA 2.0m X 10.0m**

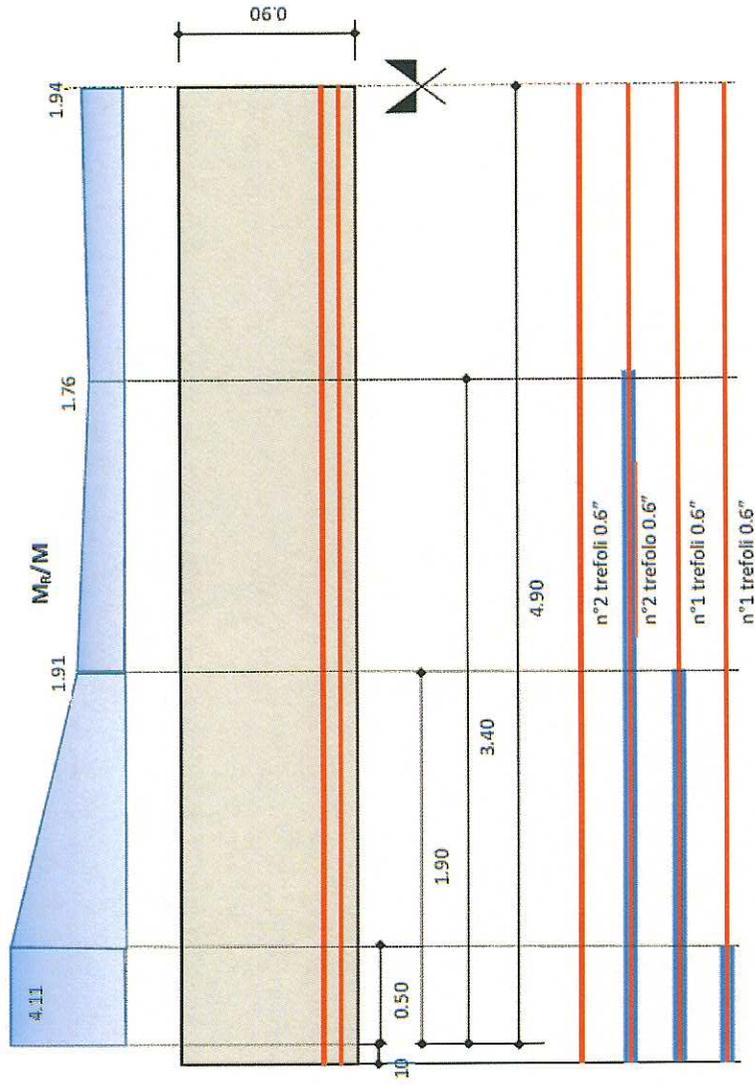


Figura 10. Schema della disposizione dei cavi nel tegolo da 2.0 m e rappresentazione del rapporto  $M_R/M$ .

**TEGOLO DA 3.5m X 10.0m**

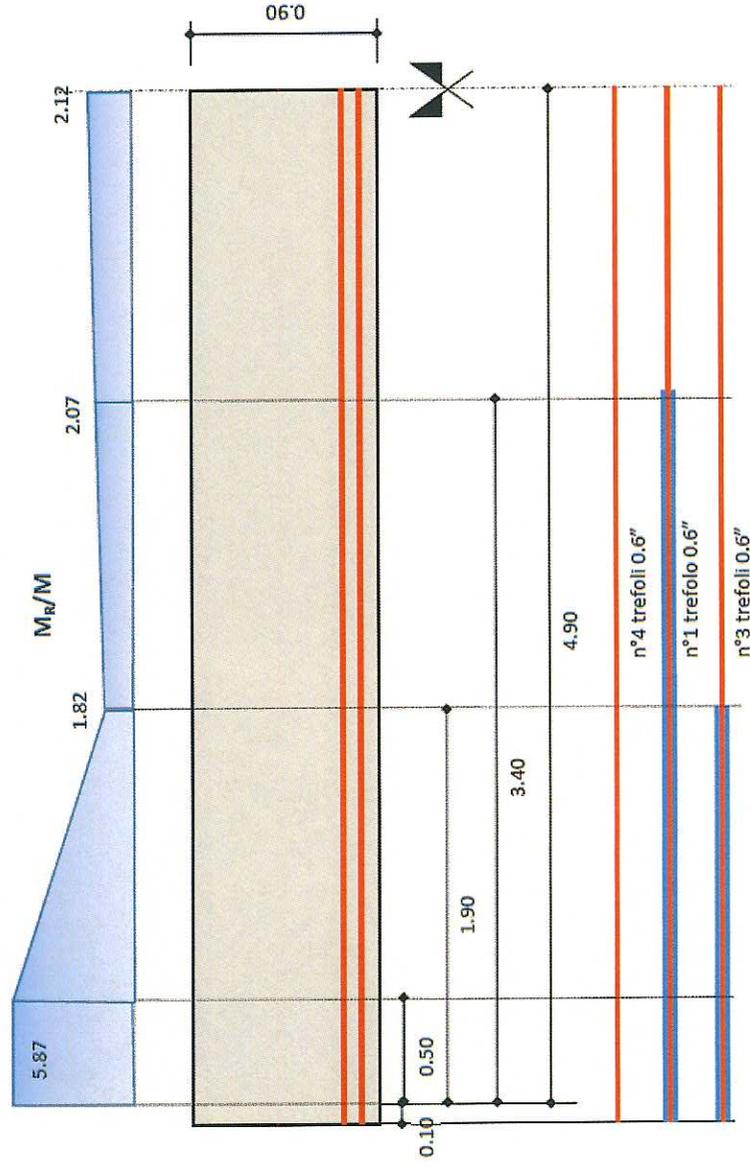


Figura 11. Schema della disposizione dei cavi nel tegolo da 3.5 m e rappresentazione del rapporto  $M_R/M$ .

## 4. DURABILITÀ

I problemi riscontrati nei pontili del Porto di Lavagna sono sostanzialmente legati al problema della durabilità. La durabilità, secondo le attuali norme tecniche DM 14/01/2008, è definita come la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture, ed è considerata una proprietà essenziale affinché i livelli di sicurezza vengano mantenuti durante tutta la vita dell'opera (vita nominale o vita utile). La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. In base alle attuali norme tecniche per la costruzione in oggetto la vita nominale può essere assunta pari a 50 anni.



Figura 12. Esempio di corrosione in armature per c.a..

Nel caso delle strutture in c.a. la durabilità è inficiata dalla possibilità dell'armatura di essere corrosa (e quindi ridotta nella sezione resistente, come in Figura 12), sino ad annullarne la capacità resistente.

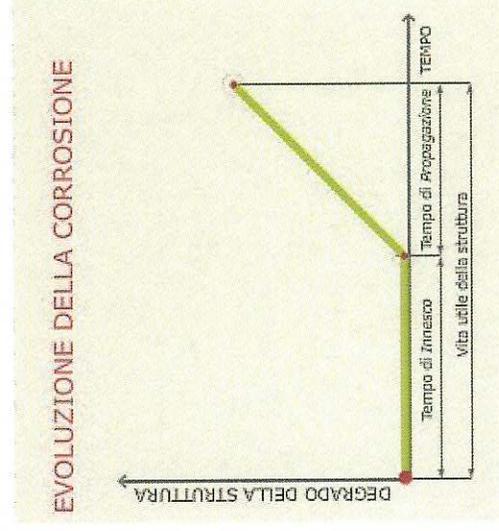


Figura 13. Schema di progressione temporale della corrosione. La prima fase rappresenta schematicamente la fase di carbonatazione, al termine della quale inizia la corrosione delle armature. Questa può avvenire in presenza di acqua ed ossigeno ed è accelerata dalla presenza di cloruri.

Nei primi tempi di vita delle strutture in c.a. la corrosione non avviene grazie all'ambiente fortemente basico del calcestruzzo stesso ( $pH > 12$ ). Col passare del tempo, a causa del fenomeno della carbonatazione, il valore del  $pH$  si riduce e può prendere avvio il fenomeno della corrosione

dell'acciaio (tanto più disastroso in ambiente ricco di ossigeno, di acqua e di ioni cloro, come avviene nella cosiddetta "splash zone" in cui sono ambientate le strutture in oggetto).

Nel caso in esame è possibile calcolare i tempi di propagazione dello strato carbonatato: la corrosione può quindi iniziare quando lo strato carbonatato ha raggiunto lo spessore di copriferro. Tale calcolo è riportato in allegato (vedi anche la Figura 15).

Dai calcoli svolti si evince che il termine della fase di innesco per le armature ordinarie con 20 mm di copriferro (valore rilevato nell'elemento recuperato) si pone tra il 1990 ed il 2005, a seconda delle ipotesi di qualità del calcestruzzo, normale nel primo caso, eccezionalmente durevole nel secondo (si veda anche l'appendice B).

È inoltre possibile calcolare la vita nominale delle strutture in esame mediante formulazioni semi-empiriche che tengono conto della composizione del calcestruzzo, delle condizioni di esercizio e degli altri fattori che ne influenzano la durabilità. Tale calcolo è riportato in allegato C.

In sintesi si è calcolato che la vita utile è compresa fra 28 e 37 anni a seconda che ci si riferisca alle armature di precompressione o alle armature ordinarie ed in funzione della qualità del calcestruzzo. Il termine della vita utile è quindi stimabile fra il 2003 ed il 2012.

#### The corrosion process

The corrosion of steel reinforcement arises through local structural or compositional variations within the concrete. Consequently some areas of the steel become positively charged and others negatively charged. The anodic reaction can be written:



The cathodic reaction is:



The net reaction is the production of ferrous hydroxide which, in the presence of oxygen and water, is converted to  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$  (rust).

Iron therefore dissolves at the anode, with the resultant rust being deposited nearby. The corrosion product occupies a volume several times that of the parent metal and its formation creates internal stresses that in time will be sufficient to exceed the tensile strength of the cover, leading to cracking and eventual spalling.

The electrical circuit is established through the movement of electrons within the metal and hydroxyl, and metal ions through the pore solution in the concrete.

The key factors needed to support ongoing corrosion are:

- the presence of moisture on the surface of the reinforcement and in the adjacent concrete;
- the availability of oxygen.

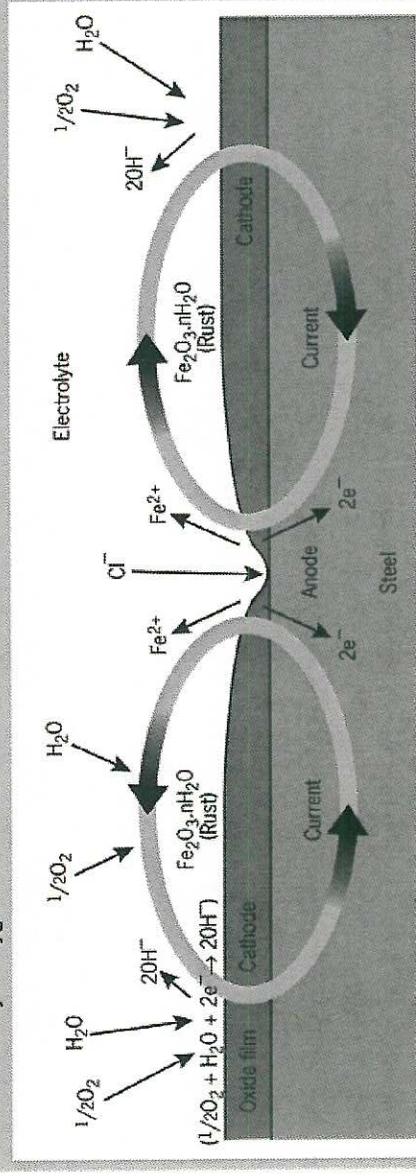


Figura 14. Meccanismo di corrosione in presenza di ioni cloro.<sup>1</sup>

<sup>1</sup> "Corrosion of steel in concrete", CI/SfB, q4, february 2000.

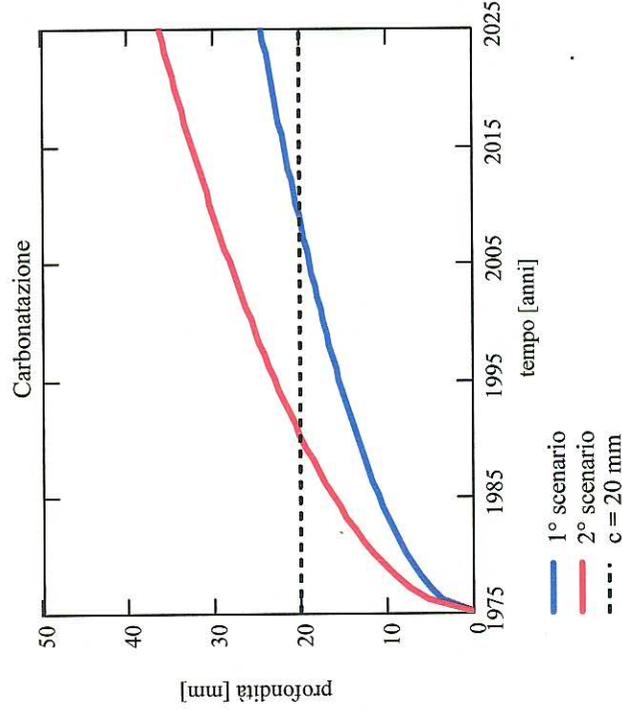


Figura 15. Avanzamento della carbonatazione negli elementi di pontile dal 1975 sino al termine del periodo di vita nominale della struttura.

## 5. CAUSE DEL DISSESTO E POSSIBILI SVILUPPI

Da quanto osservato in luogo, è chiaro che il crollo e gli altri dissesti osservati sono dovuti alla alterazione dei materiali da costruzione e segnatamente dei cavi di precompressione i quali, ridotti la sezione per effetto della corrosione, si sono tranciati venendo meno alla loro funzione strutturale. La mancanza di armatura lenta ha poi fatto sì che la rottura avvenisse in modo istantaneo. Tuttavia dalle considerazioni precedentemente svolte relativamente alla durabilità, al tempo di innesco della corrosione e della vita utile tale tipo di fenomeno se ne comprende il primo manifestarsi già negli anni '90 (vedi documento 6), ma ci si sarebbe aspettata una evoluzione più graduale e comunque non così disastrosa.

La dinamica dell'evento ha quindi avuto aspetti non prevedibili ed è stata influenzata da alcune particolarità esecutive, come di seguito descritto.

1. Le armature lente di testata, caratterizzate da spessore di copriferro modesto (anche minore di 20 mm nella realtà) sono state interessate per prime dai fenomeni corrosivi di Figura 14 ed è cominciata l'espansione per la formazione di ossidi di ferro idrati ( $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ).
2. Il calcestruzzo delle testate e la malta di sigillatura hanno quindi cominciato a fessurarsi (vedi Figura 3) consentendo l'accesso dell'acqua di mare all'interno della nervatura ed in particolare all'interno delle guaine di desolidarizzazione. Il fenomeno è stato aggravato dal ciclo di immersione ed emersione legato alle maree ed al moto ondoso, che ha consentito il continuo apporto di ioni  $\text{Cl}^-$ , ossigeno  $\text{O}_2$  e acqua  $\text{H}_2\text{O}$ .
3. Il processo di corrosione ha quindi iniziato ad interessare le armature di precompressione, con espansione degli idrossidi di ferro e formazione di fessure parallele allo sviluppo della trave e prossime al fondo della nervatura (vedi Figura 3 e Report Fotografico).
4. La riduzione della sezione dei trefoli è proseguita (Figura 5 e Report Fotografico) sinché, anche in considerazione della sollecitazione coattivamente impressa all'acciaio pari a circa 1080 MPa (vedi Relazione di Calcolo), i fili dei trefoli progressivamente si sono spezzati sino ad annullare completamente l'effetto della precompressione.

5. La rottura dell'elemento è avvenuta nella sezione di minore resistenza e cioè ad una distanza dagli appoggi pari a circa  $\frac{1}{4}$  della lunghezza dell'elemento di pontile. (vedi anche Figura 4 e Report Fotografico).
6. Grazie alla non contemporaneità della rottura nelle due nervature dell'elemento pontile e ad un meccanismo resistente conosciuto come "effetto arco", che però non è né affidabile né permanente (Figura 16), l'elemento pontile è rimasto in posizione, ma a prezzo di un cedimento. Quest'ultimo è chiaramente visibile in alcuni pontili ove presumibilmente un elemento è prossimo al collasso, mentre quello adiacente è ancora integro.
7. Al venir meno dell'effetto arco per cedimento dello spinotto metallico o per schiacciamento della parte a contatto con l'elemento adiacente o per altre cause improvvise (p.e. urti, elevati tiri di ormeggio, movimenti della palificazione indotti dal moto ondoso) non è più stato possibile l'equilibrio dell'elemento, che è quindi caduto in acqua.

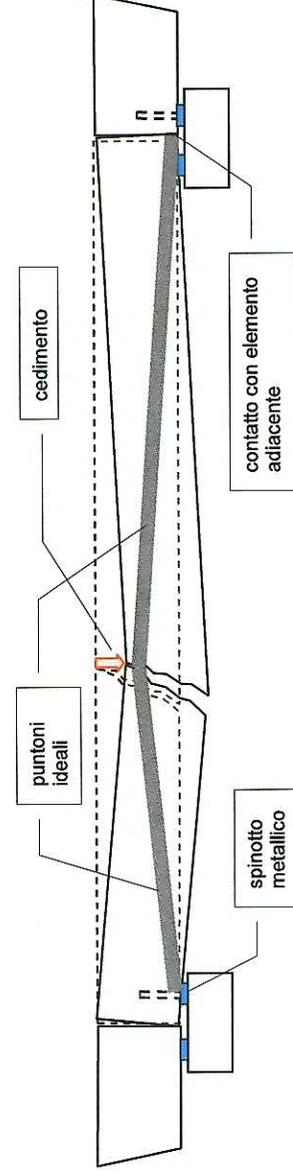


Figura 16. Schema resistente (non affidabile) di un elemento di pontile dopo il cedimento dell'armatura di precompressione e la formazione della fessura.

Da quanto sopra detto appare evidente che tutti gli elementi dei pontili sono suscettibili della forma di degrado descritta e con tempi più o meno lunghi, anche se non quantificabili, i crolli sono destinati progressivamente a ripetersi.

## 6. ULTERIORI INDAGINI ED INDICAZIONI DI INTERVENTO

Lo scrivente ritiene che il quadro conoscitivo formatosi a seguito delle indagini e rilievi sino ad oggi effettuati sia sufficientemente esaustivo per la conoscenza delle ragioni del dissesto e per la previsione della sua futura evoluzione (si veda quanto esposto nel paragrafo 5).

La caratterizzazione del calcestruzzo attraverso prove di laboratorio effettuate su prelievi carotati (p.e. prove meccaniche di resistenza alla compressione e di modulo elastico, prove fisiche di misura della densità, porosità e permeabilità, prove chimiche di misura della profondità di carbonatazione, concentrazione di cloruri) come pure prove in situ di velocità di propagazione degli ultrasuoni o di potenziale elettrochimico porterebbero certamente ad una migliore conoscenza e quantificazione dei fenomeni osservati. Lo sviluppo di ulteriori indagini dovrebbe però essere funzionale al progetto di recupero e/o riparazione della struttura dei pontili, e dovrebbe quindi essere richiesto e coordinato dal professionista incaricato della progettazione stessa.

In merito a quest'ultima, in occasione degli incontri nella sede di Milano e di Lavagna, sono state sottoposte allo scrivente due linee progettuali, la prima delle quali già applicata a partire dall'anno 1995.

1. Sostegno degli elementi di pontile a mezzo di una struttura metallica (si veda la Figura 7)
2. Rinforzo degli elementi di pontile mediante l'applicazione di un'armatura lenta in FRP incollata alle nervature dell'elemento stesso (si veda il documento 8 e la Figura 17).



ve non è direttamente appoggiato al traverso, ma deve riportare l'azione di taglio sull'appoggio mediante il traverso di testata e l'armatura tesa posta nella testata stessa (Figura 18). Si rammenta che quest'ultima armatura è quella attualmente maggiormente corrosa e destinata a ridursi viepiù nel tempo (Figura 19).

Figura 19. Corrosione del tirante sino all'annullamento della sezione resistente.

Nessuna delle due soluzioni proposte contempla (almeno da quanto si è potuto leggere) alcun provvedimento per fermare la propagazione della corrosione delle armature. È quindi prevedibile che questa possa proseguire nel tempo provocando ulteriori rigonfiamenti degli idrossidi di ferro ed il progressivo distacco di altre parti di calcestruzzo di copriferro. La soluzione che verrà proposta dovrà dunque tenere conto della causa dei fenomeni corrosivi, della loro evoluzione e della possibilità di fermarli o almeno rallentarli.

## 7. DURABILITÀ E NORMATIVE

Da quanto sopra esposto emergerebbe la sottovalutazione del problema della durabilità delle strutture in conglomerato armato precompresso prefabbricate (pontili). Tuttavia per poter trarre delle corrette conclusioni ci si deve riferire alle conoscenze ed alle normative vigenti all'epoca della progettazione e realizzazione del porto (1975). In quanto segue si effettuerà una disamina della evoluzione delle norme tecniche per le costruzioni con particolare riferimento al problema della durabilità.

Secondo un convincimento comune all'epoca, suffragata dalla realizzazione di elementi molto massicci e scarsamente sollecitati, il problema della durabilità non veniva nemmeno posto. Anzi, come si legge nella parte introduttiva di un testo classico sul Cemento Armato molto usato ed apprezzato dai professionisti ed adottato come libro di testo in molte università<sup>2</sup>, si dava quasi per scontato che le strutture in conglomerato armato non fossero soggette ad alterazioni dovute all'ambiente.

1. - Le costruzioni in cemento armato hanno una grande adattabilità, sia per ciò che riguarda la forma e le dimensioni, come anche per la varietà delle applicazioni pratiche.

La forma può andare da un semplice getto di fondazione al più complesso modello architettonico. Le dimensioni, altezza e spessori dei singoli elementi, possono variare nei limiti più ampi.

Le applicazioni pratiche sono varie e note e investono ormai tutti i campi della tecnica costruttiva, specialmente quello dei ponti e delle costruzioni industriali, dove sono in giuoco notevoli forze sollecitanti, fisse e mobili.

2. - Le costruzioni in cemento armato realizzano un'efficace solidarietà fra le diverse parti, per la natura stessa della loro esecuzione.

3. - Presentano in parte i caratteri estetici delle costruzioni in pietra, accoppiati alla leggerezza e arditezza delle costruzioni in ferro.

4. - Le spese di manutenzione, come per le costruzioni in pietra, o sono ridotte al minimo o non esistono affatto.

5. - Il ferro avvolto dal calcestruzzo non va soggetto all'ossidazione e si conserva indefinitamente (purchè non si verifichino fessurazioni o lesioni).

<sup>2</sup> L. Santarella, "Il Cemento Armato: la tecnica e la statica", 19ª edizione, Vol.1, ed. Hoepli, Milano 1975.

Nel testo citato, al problema dell'aggressione chimica è dedicato uno dei capitoli iniziali, dove, a proposito del calcestruzzo si legge addirittura quanto di seguito riportato.

b) *Cloruri*. - I cloruri (sali derivati dall'acido cloridrico) sono frequenti soprattutto nell'acqua del mare, la cui parte principale è costituita dai cloruri di sodio e magnesio. Sono innocui i cloruri di sodio, potassio, calcio, stronzio. Il cloruro di calcio ha prodotto qualche guasto, ma non sono da temere danni gravi se il calcestruzzo è sufficientemente compatto (7).

Non deve quindi meravigliare se nella prassi costruttiva comune, in ambienti quale quello marino, si preferiva il calcestruzzo armato al posto dell'acciaio in quanto si pensava non necessitasse di manutenzione.

In realtà già negli anni '70 il problema della durabilità iniziava a farsi strada anche in Italia, soprattutto come conseguenza dei gravi danneggiamenti dei viadotti del tratto autostradale Bologna-Firenze prodotti dai sali antigelo ( $\text{CaCl}_2$ ) sparsi sulla sede stradale. Tuttavia nelle norme tecniche vigenti all'epoca della costruzione delle opere in oggetto<sup>3</sup>, benché si manifesti un'apertura verso la possibilità del calcolo di verifica cosiddetto "agli stati limite", non si fa alcun cenno al problema della durabilità né fra gli stati limite ultimi (SLU), né fra quelli di servizio (SLS).

2.7.2 - STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Le aperture massime di calcolo delle fessure nelle condizioni di esercizio non devono superare i seguenti limiti in funzione delle condizioni ambientali e della durata di applicazione dei carichi (a tal fine si indicano con  $P$  i carichi permanenti,  $V$  i totali carichi variabili e  $xV$  la quota di essi aventi caratteristica di carico di lunga durata, in quanto realizzino una durata di applicazione sulla struttura non inferiore a 30 giorni in un anno, anche non consecutivi):

- in presenza di  $P + xV$ :
  - 0,10 mm in ambiente aggressivo;
  - 0,20 mm in ambiente esterno normale;
  - 0,30 mm in ambiente interno normale;
- sotto l'effetto delle massime sollecitazioni  $P + V$ :
  - 0,20 mm in ambiente aggressivo;
  - 0,30 mm in ambiente esterno normale;
  - 0,40 mm in ambiente interno normale.

3.5 - SICUREZZA ALLA FESSURAZIONE

Per le strutture collocate in ambiente aggressivo, zone marine o in presenza di agenti chimici, deve essere effettuata la verifica della sicurezza alla fessurazione.

Il coefficiente di sicurezza alla fessurazione è il più piccolo moltiplicatore dei carichi di esercizio che induce tensioni di rottura a flessione del conglomerato, e per le strutture inflesse è dato dalla formula:

$$\eta_f = M_f / M_e$$

dove:

$M_f$  momento che provoca la fessurazione, calcolato in base alla sezione omogeneizzata interamente reagente ed alla resistenza a trazione per flessione (vedi ultimo comma del punto 3.2 dell'All. 2);

$M_e$  momento massimo di esercizio.

Il coefficiente di sicurezza alla fessurazione non deve essere inferiore ad 1,3.

4.2 - SPESSORE DI RICOPRIMENTO DELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE

Le superfici esterne dei cavi devono distare dalla superficie del conglomerato non meno di 25 mm nei casi normali, e non meno di 35 mm in caso di strutture in ambiente aggressivo. Il ricoprimento delle armature pre-tese non deve essere inferiore a 15 mm o al diametro massimo dell'inerte impiegato.

Indirettamente si fa menzione del problema riguardo allo SLS di fessurazione rispettivamente per le strutture in conglomerato armato ordinario e conglomerato armato precompresso.

<sup>3</sup> D.M. 30 maggio 1974, "Norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni in conglomerato cementizio normale e precompresso"

Un'ulteriore precisazione viene ancora data a proposito del precompresso prescrivendo uno spessore minimo di copriferro in ambiente genericamente definito aggressivo (ivi compreso quello marino).

Dalla lettura degli articoli presentati si evince quindi che il progettista ing. Giancarlo Giuliani ha rispettato le prescrizioni di normativa all'epoca vigenti anche con una certa larghezza (nella fattispecie 50 mm > 35). Inoltre la scelta della tecnica di precompressione, alla luce del sopraccitato punto 2.7.2 si rivela conforme all'opportunità di non avere fessure.

Si devono attendere 4 anni affinché le norme tecniche<sup>4</sup> facciano almeno un cenno al problema di durabilità. In tale documento al punto 2.1.2.1 si legge, fra le definizioni di SLU:

... *degradazione o corrosione che rendono necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali.*

Ibidem, al punto 2.1.4 sulle azioni da considerare nelle verifiche, si legge:

... *azioni di carattere chimico fisico dovute a: agenti aggressivi, umidità, gelo, materiali nocivi, ecc.*

Anche norme specifiche per il confezionamento dei calcestruzzi lasciano il problema della durabilità ai margini. Nelle UNI 7163<sup>5</sup> vengono definiti in maniera generica "calcestruzzi con caratteristiche speciali, ... calcestruzzi impermeabili, ad alta resistenza chimica...".

La diffusione della conoscenza della durabilità a livello dei professionisti si istituzionalizza negli anni successivi (fine anni '70, e anni '80), attraverso corsi di aggiornamento specifici<sup>6</sup> tenuti anche dallo scrivente.

È infatti del 1980 la prima normativa tecnica<sup>7</sup> dove l'argomento viene affrontato esplicitamente.

Si legge infatti al punto 2.1.8 la definizione di "Durabilità":

*"Al fine di garantire la durabilità del conglomerato in ambiente aggressivo è necessario prescrivere, in funzione della granulometria o del rapporto acqua/cemento, un dosaggio minimo di cemento".*

Successivamente vengono definite le condizioni ambientali (punto 4.2.4.4) e la sensibilità delle armature alla corrosione (punto 4.2.4.5) dove si evince

#### 4.2.4.4. CONDIZIONI AMBIENTALI

Si individuano i seguenti ambienti in cui può trovarsi la struttura:

- poco aggressivo, caratterizzato da umidità relativa non elevata o da umidità relativa elevata per brevi periodi;
- moderatamente aggressivo, caratterizzato da elevata umidità relativa in assenza di vapori corrosivi;
- molto aggressivo, caratterizzato da presenza di liquidi o di acri-formi particolarmente corrosivi.

#### 4.2.4.5. SENSIBILITA' DELLE ARMATURE ALLA CORROSIONE

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo le armature di diametro  $\leq 4$  mm, gli acciai temperati di qualunque diametro, gli acciai inossidati a freddo soggetti a tensioni permanenti superiori a 390 N/mm<sup>2</sup> [4000 kgf/cm<sup>2</sup>].

Appartengono al secondo gruppo le altre armature e quelle adeguatamente protette.

<sup>4</sup> DM 3/10/1978, "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi", G.U. n°319, 1978.

<sup>5</sup> UNI 7163, "Calcestruzzo preconfezionato", aprile 1979.

<sup>6</sup> AA Vari, "Le opere in calcestruzzo: durabilità, protezione, ripristino", ed. CLUP, Milano 1986.

Atti del corso tenuto presso l'Ordine degli Ingegneri di Milano per aggiornare i tecnici sul problema della durabilità.

<sup>7</sup> DM 26/03/1980, "Norme tecniche per la esecuzione di opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche", suppl. G.U. n°176, 1980.

#### 4.2.4.6. SCELTA DEGLI STATI LIMITE DI FESSURAZIONE

Nel prospetto 10 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite con riferimento alle esigenze soprariportate.

Prospetto 10

Gruppi di esigenze	Condizioni ambiente	Combinazione di azioni	Armatura					
			Sensibile			Poco sensibile		
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
a	Poco aggressivo	frequente quasi permanentemente	ap. fessure decomp. o ap. fessure	$\leq w_2$ $\leq w_1$	ap. fessure ap. fessure	$\leq w_2$ $\leq w_1$	ap. fessure ap. fessure	$\leq w_2$ $\leq w_1$
b	Moderatamente aggressivo	frequente quasi permanentemente	ap. fessure decomp.	$\leq w_1$ ---	ap. fessure ap. fessure	$\leq w_2$ $\leq w_1$	ap. fessure ap. fessure	$\leq w_2$ $\leq w_1$
c	Molto aggressivo	rara frequente	ap. fessure e formaz. fessure decomp.	$\leq w_1$ ---	ap. fessure ap. fessure	$\leq w_2$ $\leq w_1$	ap. fessure ap. fessure	$\leq w_2$ $\leq w_1$

$w_k$  è definito al punto 4.2.4.7.1.3.;  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  sono definiti al punto 4.2.4.2.

che le armature utilizzate per la precompressione sono classificate come "sensibili". Successivamente, al punto 4.2.4.6 si danno i criteri di verifica della fessurazione in ragione dell'aggressività dell'ambiente.

In una successiva circolare<sup>8</sup>, il cui scopo è quello di chiarire e sviluppare alcuni punti del DM 26/03/1980 si legge una unica annotazione in merito alla durabilità che riguarda la definizione di ambiente aggressivo.

Da questi documenti, anche se posteriori all'epoca di progettazione delle strutture in oggetto, si conferma ancora una volta la correttezza della scelta progettuale operate dall'ing. Giuliani.

Per una esauriente impostazione normativa della durabilità si deve attendere la fine degli anni '90 con le versioni preliminari degli Eurocodici ed il successivo decennio per l'emanazione della loro versione definitiva<sup>9</sup>. A titolo esemplificativo si riportano le classi di esposizione, dalle quali si può leggere che le strutture in oggetto della presente relazione sono classificabili come XS3.

Con riferimento a detto Eurocodice ed in particolare alle tabelle di seguito riportate, alla data odierna gli spessori minimi di copriferro richiesti per le strutture in oggetto (classificabili in classe strutturale S4, cioè con vita nominale di 50 anni) avrebbero dovuto essere superiori a quelli in effetti presenti.

<sup>8</sup> Circ. Min. n° 20244, "Istruzioni relative alle norme tecniche per la esecuzione di opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche", Roma 30 giugno 1980.

<sup>9</sup> UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2, Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, Novembre 2005

**CONDIZIONI AMBIENTALI**  
(Rif.to punto 4.2.4.4.)  
Esempi di ambiente poco aggressivo:  
- Interno di fabbricati di abitazione e uffici.  
Esempi di ambiente modernamente aggressivo:  
- Interno di fabbricati con alta umidità relativa o dove vi sia rischio di temporanea presenza di vapori corrosivi; acqua corrente; atmosfera urbana o rurale senza grandi condensazioni di vapori aggressivi; suoli ordinari.  
Esempi di ambiente molto aggressivo:  
- Acque pure, liquidi anche debolmente acidi, acque salmastre o acqua con alto contenuto di ossigeno; gas corrosivo; suoli contenenti sostanze acide; atmosfera marina.

prospetto 4.1 **Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
<b>1 Nessun rischio di corrosione o di attacco</b>		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
<b>3 Corrosione indotta da cloruri</b>		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)		Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1					
Classe strutturale	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

prospetto 4.5N Valori del copriferro minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)								
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1							
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3	
S1	10	15	20	25	30	35	40	
S2	10	15	25	30	35	40	45	
S3	10	20	30	35	40	45	50	
S4	10	25	35	40	45	50	55	
S5	15	30	40	45	50	55	60	
S6	20	35	45	50	55	60	65	

## 8. CONCLUSIONI

Sintetizzando quanto dettagliatamente esposto nella precedente parte della relazione e negli allegati, si possono formulare le seguenti osservazioni.

1. La struttura dei pontili del Porto di Lavagna è stata concepita ed eseguita (per quanto riguarda la durabilità) nel rispetto delle normative allora vigenti presupponendone la resistenza all'ambiente marino senza che fosse necessario procedere ad opere di manutenzione. Come si è spiegato nel paragrafo 7, tali normative erano assai carenti al riguardo rispetto alle conoscenze e normative attuali.
2. Sulla base delle attuali conoscenze e degli sviluppi normativi degli ultimi anni (illustrati nel paragrafo 7) è stato possibile calcolare il periodo di innesco, nell'ipotesi di rispetto degli spessori di copriferro di progetto; questo si sarebbe dovuto completare fra il 1990 ed il 2005 (si veda il paragrafo 4 e il relativo allegato).
3. Analogamente è stato possibile calcolare il periodo di vita nominale dei pontili, ossia il periodo di tempo inteso come il numero di anni nel quale la struttura deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, nell'ipotesi di rispetto degli spessori di copriferro di progetto; questo è risultato variabile fra 28 e 37 anni, inferiore quindi ai 50 anni convenzionali (si veda il paragrafo 4 e il relativo allegato).
4. I fenomeni di alterazione e corrosione osservati già a partire dagli anni '90 sono comparsi prima del previsto a causa del ridotto spessore di copriferro delle armature lente delle testate (si veda il paragrafo 2 ed il Report Fotografico allegato).
5. Il meccanismo di danneggiamento strutturale ed i crolli, di cui si è parlato al paragrafo 5, sono da attribuirsi anche ad un difetto tecnologico occulto (guaine di desolidarizzazione soggette alla penetrazione dell'acqua di mare), non rilevabile ad una normale ispezione delle opere e che è venuto in luce dall'esame dell'elemento crollato e successivamente recuperato.
6. Il danneggiamento e la conseguente caduta degli elementi del pontile è destinata a progredire nel tempo interessando tutti i pontili realizzati con elementi prefabbricati precompressi a doppia nervatura.
7. A parte la sostituzione degli elementi di pontile, sembra che la soluzione di intervento per il ripristino e la messa in sicurezza dei pontili sia quella di prescindere dall'effetto della

precompressione residua (e comunque destinata ad annullarsi nel tempo) e di realizzare sostegni o rinforzi esterni agli elementi stessi, come illustrato nel paragrafo 6.

Quanto sopra ad espletamento dell'incarico affidatomi

Cagliari, 20 dicembre 2011.

Il Responsabile della Consulenza  
prof. ing. Sergio Tattoni

