

LA SCELTA DEI MATERIALI PER LE GRANDI OPERE CIVILI: IL NUOVO PONTE SUL TICINO A VIGEVANO

Maurizio ACITO

Facoltà di Architettura Civile – Politecnico di Milano

Danilo CAMPAGNA

Libero Professionista

SOMMARIO

Nella memoria vengono presentate le linee guida che ispirano le moderne strategie nella realizzazione delle grandi opere civili. Per tali opere, gli obiettivi da considerare sono diventati via via più numerosi, talché si rivela ormai quasi indispensabile fare ricorso a materiali e a strategie che possano soddisfare assai bene a molti di tali obiettivi, in modo da poterne considerare poi un numero minore nell'ottimizzazione della soluzione. Anche perché, in effetti, alcuni di questi obiettivi sfuggono a razionali procedure scientifiche. La memoria evidenzia come sia da favorire l'impiego dei nuovi calcestruzzi (HPC, HSC, SCC), per la realizzazione delle opere in calcestruzzo armato sulla base di ragioni oggettive, le quali peraltro fanno soddisfare alla necessità di cui sopra si è detto.

Emblematico, sotto questo riguardo, è il caso dei ponti stradali per le quali è essenziale una corretta progettazione a garanzia di un esercizio sicuro. A tal proposito, la memoria presenta, come caso studio, il progetto definitivo del nuovo ponte sul Ticino a Vigevano. Le valutazioni di LCC, eseguite con riferimento alla scelta dei materiali, adottate nel progetto definitivo del ponte, permettono di evidenziare come la scelta di materiali più durevoli e performanti, consenta di meglio salvaguardare la vita umana, con l'assurdo che le scelte che consentono di salvare più vite umane sono anche le meno costose per la collettività.

SUMMARY

The aim of this work is to point out how the specific characteristics of High Performance Concrete (HPC) and High Strength Concrete (HSC) inform the requisites and the quality of modern design and management of concrete constructions. In particular, is pointed out how the improved characteristics in terms of strength, durability and workability better fulfils the quality requisites of bridges.

Finally, one example of HPC long-span ($L=150$ m) bridges design are presented. In particular, the design of the new binate arches bridge on the Ticino.

1 - INTRODUZIONE

In [01] e [02] si è avuto già modo di evidenziare di come in Italia, per la realizzazione di tali opere pubbliche è acquisita ormai una precisa strategia che fa capo alla Legge quadro sui LL.PP. e al relativo Regolamento Attuativo ([03]), e che in tale contesto la scelta di realizzare una opera civile di interesse pubblico, deve essere ottenuta con strategie razionali che dal punto di vista tecnico operativo consentono di individuare la soluzione ottimale, fra tutte quelle tecnicamente valide ed ugualmente possibili, tenendo di vista numerosi obiettivi. Non ultimo, la accresciuta sensibilità della collettività di fronte ai sempre più frequenti eventi disastrosi e alla necessità di valutare quanto occorre mettere in atto al fine di salvaguardare la vita umana in riferimento a tali rischi.

In generale, il complesso degli obiettivi ([02]) coi quali si ha a che fare, salvo situazioni particolari che possono diversamente delimitare od orientare il quadro degli obiettivi, si può proporre per essi l'elenco di Tabella 1.

La soluzione da ricercare, fra tutte quelle tecnicamente valide ed ugualmente possibili, è proprio quella che massimizza il rapporto benefici/costi nei confronti dei suddetti obiettivi, i quali sono quasi sempre fra loro conflittuali.

In generale, le procedure di individuazione della scelta ottimale si riconducono all'applicazione di algoritmi che consentono di quantificare il soddisfacimento parziale, garantito da ciascuna soluzione, considerata fra quelle ugualmente possibili. Tali algoritmi sono noti come metodi di ottimizza-

zione multi-obiettivo.

A questo riguardo, già si è visto [02] come le più recenti tecniche di tali metodi fanno riferimento alle teorie dei fuzzy sets e che la conflittualità fra alcuni obiettivi è chiara ed evidente, come ad esempio, la conflittualità tra i costi di impianto e di servizio, i quali sono orientati in direzione opposte (al diminuire dell'uno cresce l'altro e viceversa).

Questa circostanza è tanto più vera quanto più la costruzione è di grande rilevanza e impegno statico, interessate generalmente da condizioni ambientali molto aggressive, come ad esempio si verifica per i manufatti da ponte. Per tali manufatti assume un carattere rilevante una corretta valutazione dei costi di costruzione, manutenzione e gestione. Infatti, per tali opere, è ormai visione condivisa, che non è di interesse, realizzare opere di minore costo d'impianto, se poi durante il servizio si hanno costi ed oneri esagerati, che ribaltano totalmente il risparmio ottenuto al momento dell'impianto. Il costo che si deve cercare di minimizzare è quello corrispondente all'intero ciclo di vita dell'opera (Fig. 1) [04], cosicché può benissimo darsi che opere più costose come impianto abbiano poi in servizio costi assai minori (di controllo, manutenzione, ecc., nonché indiretti), risultando così essere preferibili.

CATEGORIA	OBIETTIVO
Culturale/Sociale	0) valenza architettonica e funzionale, sostenibilità ambientale
"Materiale"	1) resistenza 2) rigidità 3) duttilità e tenacità 4) durabilità 5) resistenza al fuoco
"Costruzione"	6) semplicità e sicurezza di costruzione 7) costo della costruzione (impianto) 8) tempi di realizzazione e rispetto del cronoprogramma 9) impatto di cantiere 10) salvaguardia delle preesistenze storico-monumentale
"Servizio"	11) versatilità della costruzione (riparabilità, adattabilità, sostituibilità degli elementi) 12) costo di servizio 13) alti livelli di sicurezza di servizio (priorità della salvaguardia umana) 14) impatto ambientale 15) Vincoli e costi del territorio.

Tabella 1 - Obiettivi da perseguire nella progettazione

Pur con le gravi incertezze di come conteggiare taluni costi indiretti (ad esempio, quelli connessi ai danni alle persone), stando ai costi diretti e a quelli indiretti monetizzabili, la minimizzazione del Costo Totale di Vita (LCC≡Life Cycle Cost) fa capire come per le opere pubbliche sia di grande importanza ridurre il costo di servizio, contenendo al massimo i costi connessi alla Manutenzione Ordinaria (MO ≡ sorveglianza, interventi sulle finiture, opere secondarie, ecc.) ed evitando di dovere ricorrere ad opere di Manutenzione Straordinaria (MS≡ interventi su strutture, opere principali, ecc.).

A tali esigenze si è generalmente dato risposta con le prescrizioni di normative, rivolte ad ottenere la durabilità delle costruzioni, a partire dalle proprietà intrinseche dei materiali impiegati sino alle caratteristiche proprie degli elementi costruttivi che formano l'opera.

Pertanto, agli obiettivi tradizionali richiesti ad una co-

struzione, i quali, come è ben noto, riguardano le grandezze "meccaniche", ossia la resistenza, la rigidità, la duttilità e la tenacità, ha trovato sempre più spazio l'obiettivo della durabilità (obiettivo 4), che però è in conflitto chiaro con l'obiettivo del costo d'impianto (obiettivo 8).

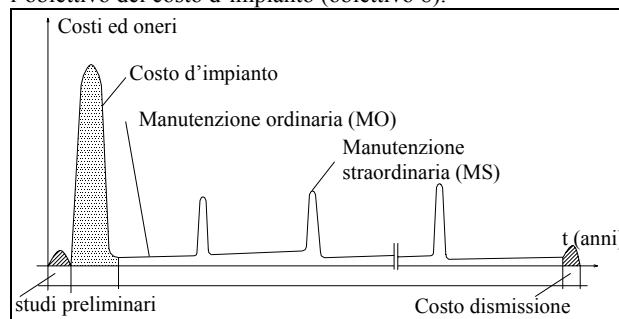


Fig. 1 - Costo totale del ciclo di vita

Peraltro, a fronte di tale visione, largamente presentata in letteratura, con considerazioni teoriche qualitativamente, come ad esempio in [01] e [02], che chiariscono che un costo d'impianto maggiore non corrisponde ad un spreco di risorse economiche ("chi più spende meno spende"), nella pratica operativa, anche per opere importanti, sono largamente disattese tutte quelle valutazioni (previste anche in [03]), tese alla individuazione della scelta ottimale, e spesso il piano di manutenzione è solo un documento progettuale fine a se stesso.

Tale circostanza, è probabilmente da ricondurre alla complessità delle procedure di ottimizzazione dei metodi multi-obiettivo, patrimonio operativo non comune fra i progettisti e gli esecutori. Peraltro, tale complessità può essere semplificata tutte le volte che le soluzioni progettuali sono riferite per le quali alcuni obiettivi hanno carattere vincolante e il cui soddisfacimento è pre-requisito di scelta a prescindere da ogni altra implicazione. Ad esempio, l'obiettivo 0, il valore architettonico-funzionale e la sostenibilità ambientale, possono essere di peso tale da orientare la soluzione in una direzione quasi obbligata, i cui canoni sono da ricondurre alla cultura e alla politica della società. Ma anche l'obiettivo 15, costo del territorio, assieme ai tre obiettivi riguardanti l'impatto dell'opera, per il cantiere, 9, per l'ambiente, 14, e le pre-esistenze storico-monumentali, 10, sono spesso determinanti nella scelta della soluzione, dato il loro peso nell'orientare la soluzione in una direzione quasi obbligata.

In tale contesto, si tratta di operare, per ciascuna soluzione proposta di equivalente valore architettonico e di coerenza ambientale e storico-monumentale, una scelta delle proprietà dei materiali e di tecnologie esecutive, che ottimizzano il rapporto costi/benefici in relazione ai restanti obiettivi.

In tal caso, un corretto modo di procedere è di procedere ad una misura dei costi globali (diretti e indiretti) di vita della costruzione (LCC) per le diverse soluzioni, fissato un adeguato livello minimo di soddisfacimento degli obiettivi perseguiti.

Questa visione si ritrova nei più recenti dispositivi normativi, come a esempio l'ASTM E 917 [06], dove sono fornite delle metodologie per la valutazione dell'effettivo LCC di soluzioni progettuali, tutte tecnicamente valide ed ugualmente possibili, in modo da poter comparare diverse soluzioni, ottenibili con riferimento ai materiali e alle tecnologie.

Peraltro, per l'utilizzo di tale procedura in riferimento ai costi diretti e indiretti, è essenziale evidenziare come questa procedura possa gestire in modo soddisfacente gli aspetti etico-morali del più importante degli obiettivi da perseguire, l'obiettivo 13. Tale obiettivo, deputato per la sua parte fondamentale alla salvaguardia della vita umana, nella realizzazione di opere pubbliche è rivolto essenzialmente a due aspetti fondamentali.

Il primo, prevalentemente rivolto a quelle costruzioni, quali le infrastrutture stradali e ferroviarie, per le quali ogni riduzione o interruzione di servizio, oltre a danni diretti e indiretti facilmente monetizzabili, è causa di perdite di vite umane. Per questo aspetto il problema si pone correttamente nei termini di quanto occorre spendere in più affinché si possano ottenere delle opere più durevoli, ossia di opere per le quali gli interventi di MO e MS abbiano caratteristiche e frequenza tale da ridurre il rischio per la vita umana.¹

Il secondo aspetto, è, invece, legato alla circostanza che si è drammaticamente appalesata con gli attentati dell'11 settembre 2001, e che riguardano, quindi, la possibile evenienza di eventi disastrosi. Per tali eventi, che sono praticamente impossibile impedire con certezza, le conseguenze generalmente conducono alla morte dell'opera con perdite umane. Anche per questo aspetto, il problema si pone correttamente nei termini di quanto occorre spendere in più, in sistemi e mezzi di natura impiantistica, ovviamente corredati dalle necessarie parti strutturali a loro servizio, affinché si possano ottenere delle opere per le quali, in caso di eventi eccezionali, tali eventi sia possibile garantire un tempo di sopravvivenza dell'opera, adeguato per il soccorso e l'evacuazione delle persone.

In [1] e [2] sono ben evidenziati i vantaggi che comporta l'impiego di tali calcestruzzi dal punto di vista meccanico. In questa sede, si vuole approfondire il ruolo che possono assumere le migliori proprietà di durabilità di tali moderni materiali, nei riguardi degli aspetti di soddisfacimento degli obiettivi relativi alla costruzione e al servizio.

Nella presente memoria, invece, attraverso l'analisi di costo di vita (LCC), si intende evidenziare il ruolo che rivestono le proprietà di durabilità dei materiali HPC/HSC, nei riguardi dei costi diretti e indiretti legati al servizio.

In specifico, si evidenzia come con riferimento ad un caso studio costituito dal progetto definitivo del nuovo ponte sul Ticino a Vigevano (Fig. 2), siano favoriti i nuovi calcestruzzi

¹ Ad esempio, già solo per la riabilitazione della pavimentazione, è necessario considerare il potenziale incremento di incidenti, che si verificherà in prossimità dei cantieri stradali. Infatti, come è stato rilevato, nelle autostrade americane, negli ultimi anni l'incremento di aree di lavoro dovute a riabilitazione del manto stradale e l'incremento del traffico hanno comportato, nei periodi di chiusura parziale delle carreggiate, un sensibile aumento delle code veicolari con un deciso abbassamento del livello di sicurezza per gli utenti. Alcuni studi, come ad esempio quello in [07], indicano chiaramente che gli incidenti durante i lavori incrementano del 26%, se comparati per lo stesso periodo in anni precedenti quando non c'erano cantieri; ovvero quello in [08], che mostrano che per cantieri di lunga durata durante il tasso di incidentalità si incrementa dell'88%, se comparato con periodi precedenti. Così pure gli studi in [09], concludono che in media il tasso di incidenti in presenza di cantieri in autostrade della Virginia con più di due corsie di marcia, gli incidenti incrementano di circa il 57%, mentre l'incremento diventa di circa il 168%, nel caso di autostrade urbane a due corsie di marcia.

ad alte prestazioni e resistenza (HPC, HSC), al posto dei calcestruzzi ordinari.



Fig. 2 - Vista rendering del progetto definitivo del ponte sul Ticino a Vigevano

Infatti, l'ambito delle scelte delle soluzioni progettuali considerato in questo studio di LCC, si è limitato alla sola scelta delle caratteristiche dei materiali, in quanto nella individuazione della soluzione progettuale, si è assunto come vincolante il valore formale della tipologia ad arco con via intermedia in calcestruzzo armato (obiettivo 0, vincolante), scelta dai progettisti del ponte, in accordo con la committenza. Il nuovo ponte si collocherà ad Est di Vigevano, parallelo al ponte ferroviario, è organizzato con due arcate binate (ciascuna circa di 150 m di luce), che sospendono l'impalcato a cassone multicellulare (Fig. 3), che con le due campate di riva raggiunge la lunghezza complessiva di 350 m, ospita quattro corsie, separatela centro, e due corsie ciclo-pedonali ai lati (larghezza tot. Impalcato di circa 30 m).²

In particolare, la soluzione individuata dai progettisti "a via intermedia" con archi binati in calcestruzzo bianco SCC ad alte prestazioni (HSC), all'interno dei quali si sviluppa l'impalcato del ponte, anch'esso in calcestruzzo SCC ad alte prestazioni (HPC), ma di classico colore grigio. Il vincolo sul valore formale rappresentato dalla scelta di tipo statico-figurativo (obiettivo 0, 1, 2, 3, ecc.), hanno suggerito di porre gli archi binati secondo piani inclinati (27° rispetto al piano verticale), in modo da consentire un avvicinamento delle arcate e quindi la realizzazione di un collegamento nelle zone in prossimità della sezione di chiave, ottenendo così un maggiore stabilità degli archi (obiettivo 1, 2), soprattutto fuori del proprio piano.

Inoltre, il soddisfacimento di obiettivi appartenenti alla categoria "Costruzione", quali in particolare gli obiettivi (7), (8) e (9), hanno indirizzato le scelte progettuali in direzione di uno schema statico, che consentisse la costruzione di archi staticamente garantiti, indipendentemente dalla funzione di catena dell'impalcato. Di riflesso a tale scelta, si sono ottenuti diversi vantaggi di tipo funzionali quali:

- la possibilità di costruire l'impalcato successivamente alla costruzione degli archi, utilizzando le moderne tecniche di avanzamento per conci prefabbricati o gettati in opera con cassero a sbalzo (riproponendo, così, le podologie tipiche dei ponti strillati), evitando, cioè,

² Il progetto rientra nel programma di riqualificazione della SS 494 Vigevanese, con l'adeguamento del tracciato storico (progetto: Errevia srl - Rozzano MI), e quindi la necessità di un nuovo ponte (progetto: MSC Associati srl - MI), con sezione adeguata alle nuove esigenze di mobilità. Il progetto è stato sottoposto a procedura VIA, ai sensi del DPR del 12/4/96, il cui esito positivo ha consentito l'avvio della Conferenza di Servizio.

la realizzazione di costose opere provvisoriale, peraltro necessariamente poste in alveo (obiettivi 6, 7, 8, 9);

- la maggiore garanzia in fase esecutiva e in fase di servizio, nei confronti degli eventi di piena, sia una riduzione, rispetto al progetto preliminare (obiettivi 6, 7).

L'intero sistema costruttivo, arcate e impalcato, si basa su segmenti di prefabbricati, costruiti a piè d'opera e successivamente montati (obiettivi 6, 7, 8, 9). In merito alla organizzazione delle fondazioni, la scelta di rinunciare alla funzione di catena per l'impalcato, ha fatto sì che le spinte degli archi confluissero direttamente nelle fondazioni.³

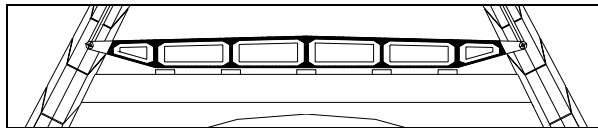


Fig. 3 - Sezione trasversale impalcato

Le notevoli dimensioni geometriche della sezione degli archi e la necessità di garantire tempi di esecuzione più rapidi (obiettivi 6, 7, 8 e 9) e, soprattutto la necessità di limitare alla sola parte esterna (concio tubo prefabbricato, l'impiego di calcestruzzo bianco, eventualmente additivato con biossido di titanio, ha indirizzato la soluzione verso elementi cavi (concio tubo prefabbricato). Peraltro, tale scelta consente di realizzare un ulteriore vantaggio strutturale, ossia la possibilità di realizzare nella configurazione finale degli archi un "midollo" interno continuo, mediante il posizionamento di una idonea armatura e un successivo riempimento, mediante getto in opera di calcestruzzo ($R_{ck}=75$ MPa) tipo SCC.

La scelta di utilizzare un materiale pregiato come il calcestruzzo SCC bianco con resistenza $R_{ck}=75$ MPa, per le arcate binate, è stata accompagnata da un'analoga scelta in termini di resistenza e durabilità, per i calcestruzzi SCC grigi, del "midollo", delle spalle e dell'impalcato (HPC con resistenza 75 MPa). In tal modo, si realizza un contenimento degli ingombri di tali componenti strutturali, rispetto ad una soluzione con NSC. Infatti, ingombri più contenuti e quindi un minor peso proprio delle strutture in elevazione, comportano un conseguente minore scarico sulle fondazioni e di conseguenza delle strutture di fondazioni di dimensioni minori, sostenute da un numero di pali più contenuto. Tale scelta è risultata poi essere vincolante di progetto, oltretutto per il fatto che consente il miglior soddisfacimento di praticamente tutti gli obiettivi, compreso il costo d'impianto, per il quale il maggior costo dei calcestruzzi SCC ad elevata resistenza (tipo HPC), rispetto ai calcestruzzi SCC ordinari tipo NSC, ge-

³ Tale circostanza ha reso indispensabile l'organizzazione di una struttura orizzontale di collegamento fra i dadi dei plinti di fondazione che, con un gioco di tiranti e puntoni, consentisse l'organizzazione di palificate, in cui il numero di pali necessari per le esigenze di carico verticale, risultasse poco diverso dal numero di pali necessari al recupero delle azioni orizzontali di divaricamento trasversale e longitudinale, dovute alle spinte degli archi.

Per la spinta di divaricamento, nella direzione longitudinale, relativa ai plinti di fondazione di riva, è risultato sufficiente collegare fra i dadi circolari, e la platea di fondazione rettangolare delle spalle, in modo da interessare al recupero delle spinte orizzontali anche la palificata delle spalle.

Per le fondazioni in alveo, la condizione di simmetria geometrica e di carico prevalente permanente, determina equilibrio fra le spinte longitudinali, esercitate dalle arcate adiacenti che si impostano sui plinti.

neralmente si bilancia con il costo delle le maggiori quantità di materiali (calcestruzzi e acciai) da impiegare per la realizzazione di strutture, più ingombranti e pesanti, soprattutto perché migliore è soddisfacimento dell'obiettivi di impatto ambientale e di sostenibilità ambientale (obiettivo 13 e obiettivo 0). Infatti, una struttura con minori ingombri (più snella), oltre a meglio inserirsi nel contesto ambientale, concretizza una migliore sostenibilità ambientale, in quanto ad un minore impiego di materiale corrisponde una maggiore sostenibilità ambientale, per effetto del minor consumo di risorse non rinnovabili e di un minore inquinamento atmosferico, aspetti, questi, sempre connessi alla produzione, alla movimentazione e all'impiego nelle costruzioni dei materiali.⁴

Nel prosieguo, si procede innanzitutto a richiamare gli aspetti principali delle procedure di analisi di LCC e ad una breve descrizione dei criteri e delle strategie seguite nel progetto del manufatto in studio, in riferimento al soddisfacimento qualitativo degli obiettivi delle categorie "Costruzione" e Servizio", si proceduto ad uno studio di LCC dello stesso, con prevalente riferimento agli obiettivi del costo di impianto (obiettivo 7) e all'obiettivo costo del servizio (obiettivo 12), atteso un equivalente grado di soddisfacimento degli altri obiettivi, per le diverse soluzioni analizzate.

2 PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DEL LCC

2.1 Aspetti generali

Nel progetto di nuovi ponti, ma anche nel progetto degli interventi di recupero con MS di ponti esistenti, è necessario procedere alla scelta fra diverse soluzioni. La valutazione del LCC di progetti alternativi consente di comparare i vantaggi e gli svantaggi economici d'investimento, delle diverse soluzioni. La procedura per la valutazione del LCC qui utilizzata, si riferisce al procedimento detto "Life-Cycle Cost Method", descritto ad esempio in ASTM Standards on Building Economics [06]. Col modello ASTM è possibile, sulla base proiezioni del tasso interesse, attualizzare i costi futuri diretti e indiretti legati ai piani manutentivi corrispondenti alle diverse scelte progettuali.

Peraltro, considerando lo scenario in ambiente incerto, è possibile considerare una simulazione del LCC in ambiente incerto, ottenendo un valore probabilistico del risultato dell'analisi. Infatti, le cause di incertezza e le aleatorietà delle diverse grandezze e delle relazioni fra le stesse, riguardano diversi fattori, ad esempio, sono cause di incertezza e aleatorietà: le caratteristiche dei materiali (il calcestruzzo non è un materiale omogeneo, con la sua resistenza, la sua permeabilità, ecc.); le condizioni ambientali (la concentrazione di cloruri, la temperatura, l'umidità, ecc.); la qualità della progetta-

⁴ Peraltro, come si vedrà nel prosieguo, la scelta di utilizzare calcestruzzi ad elevata resistenza tipo HPC per le strutture del ponte esposte in atmosfera (fanno eccezione, infatti, le fondazioni e i pali), concretizza una durabilità garantita, rispetto alle condizioni di stato limite di durabilità per carbonatazione, per tutta la vita utile del ponte.

In tal caso, infatti, per quanto dirà al paragrafo 2.2.2, la vita utile "indenne" per carbonatazione, in presenza di un ricoprimento di 3,5 cm delle armature esterne, è stata stimata per una durata ampiamente maggiore (si veda Fig. 4) di 100 anni, assunta come vita utile di progetto per il ponte.

Tale circostanza uno scenario manutentivo che non prevede interventi di MS per il rifacimento dei ricoprimenti. Al contrario, nel caso di NSC con $R_{ck}=35$ MPa si stimata una vita utile "indenne" di soli 29 anni. Palesando, così, scenari manutentivi costosi e ripetuti.

zione (la geometria delle sezioni, il diametro delle barre, ecc.); la qualità costruzione; il tipo di carichi (carichi dinamici, vibrazioni, ecc.); la qualità della manutenzione (efficacia degli interventi di manutenzione); i costi (costi di costruzione, costi di manutenzione); i parametri economici (tasso di interesse, inflazione, deflazione, ecc.). Indipendentemente dal fatto che si proceda in termini probabilistici⁵ o deterministici, la procedura prevede le seguenti fasi:

- 1) individuazione per ciascuna soluzione delle variabili che caratterizzano un possibile scenario con riferimento ai materiali e alle operazioni manutentive;
- 2) stima dei costi diretti ed indiretti per le diverse scelte dei materiali e di operazioni manutentive ipotizzate;
- 3) attualizzazione dei costi all'anno di progetto.

Per quanto riguarda i punti 1 e 2, è necessario predisporre per ogni soluzione progettuale il corrispondente piano di manutenzione. Allo scopo, risulta indispensabile disporre di modelli che consentano di valutare, in relazione alle condizioni ambientali e alle proprietà dei materiali scelti, l'evoluzione dei degradi (nel caso di strutture in c.a. e c.a.p., la carbonatazione del calcestruzzo, corrosione delle barre, ecc.), con l'individuazione di soglie alle quali far corrispondere degli interventi di MO e di MS. Per quanto riguarda il punto 3, è necessario operare con procedure e tecniche economiche, che permettono dei confronti economici sull'intera vita di servizio dell'opera e di selezionare, fra le diverse soluzioni, tecnicamente ugualmente soddisfacenti, quella più economica.

2.2 - Cenni sui modelli di degrado e scenari manutentivi per le strutture in c.a.

2.2.1 Cenni sui principali processi di degrado del c.a.

Come è noto, il calcestruzzo può subire processi di degrado che possono essere distinti in: fisici, meccanici, chimici, biologici e strutturali [10].

Il degrado del calcestruzzo è generalmente attribuibile non ad una sola causa, poiché, spesso, più processi possono avvenire contemporaneamente, interagendo, a volte, in modo sinergico [10]. In tal caso si ha una diminuzione del carattere protettivo fisico del calcestruzzo (aumento della permeabilità, formazione di fessure, distacchi di materiale), favorendo così la penetrazione di sostanze aggressive nel materiale che provoca la corrosione delle armature.⁶

Come è noto, tale processo non si attiva in presenza di soluzioni alcaline con $\text{pH} > 11,5$ e in assenza di cloruri, per effetto di un sottilissimo film di ossido, il cui spessore è di pochi strati molecolari che ricopre di il ferro. In queste condizioni, infatti, le armature sono in ambiente di passivante e la velocità di corrosione è praticamente nulla.⁷ Purtroppo, nel

tempo, il calcestruzzo può perdere le sue caratteristiche passivanti e trasformarsi da ambiente protettivo ad ambiente aggressivo nei confronti delle armature. Questo si verifica essenzialmente per due motivi: La carbonatazione del calcestruzzo e la presenza di ioni cloruri nel calcestruzzo [10].

La carbonatazione, infatti, partendo dagli strati più esterni e passando via via a quelli più interni, determina la neutralizzazione dell'alcalinità del calcestruzzo, a causa dall'anidride carbonica presente nell'atmosfera, per cui si passa da $\text{pH} > 13$ a $\text{pH} < 9$.

Così pure, la presenza di ioni cloruri, partendo dagli strati più esterni e passando via via a quelli più interni, fino a raggiungere le armature, dove i cloruri possono penetrare, quando il calcestruzzo è a contatto con ambienti che li contengono (zone esposte al mare o ai sali disgelanti). In tal caso, infatti, quando alla superficie delle armature il loro tenore supera un valore critico, da 0,2 a 2,2% rispetto al peso del cemento, a seconda delle condizioni ambientali, rapporto a/c, tipo di cemento; il film protettivo viene localmente distrutto [10].⁸

Assumendo che la condizione di innesco della corrosione delle barre, corrisponda ad una condizione limite di durabilità, a cui devono seguire interventi di MS (ad esempio, con la demolizione e ricostruzione del ricoprimento di calcestruzzo), risulta essenziale disporre di modelli di previsione nel tempo dell'evoluzione del degrado da carbonatazione e da eccessiva concentrazione di cloruri.

Pertanto, per le strutture in c.a., per le quali si vogliono analizzare gli scenari manutentivi, risulta essenziale disporre di modelli previsionali di evoluzione del degrado dei materiali. In letteratura, sia per il degrado da carbonatazione che per il degrado da presenza di ioni cloruri, sono disponibili numerose proposte di modelli [10]. Nel prosieguo, la valutazione degli scenari manutentivi, ipotizzati per il ponte, si basano sui principali modelli di evoluzione della carbonatazione e della diffusione dei cloruri proposti in letteratura (ad esempio, [10], [11], [12], [13] e [14]).

2.2.2 – Scenari manutentivi di strutture in c.a.

Come si è detto, gli interventi di MO e di MS sono legati agli scenari di degrado e alla definizione di soglie di degrado, raggiunte le quali, è necessario predisporre gli interventi di manutenzione.

Si definisce vita utile di servizio "indenne" il periodo (in anni) di vita della struttura, entro il quale il servizio è assicurato senza interventi di MS. Per la definizione del vita utile "indenne" è necessario definire delle soglie, che, nel caso delle strutture in c.a., si fanno corrispondere alla fase di innesco della corrosione delle barre, che avviene, come abbiamo visto, quando per effetto della carbonatazione o della presen-

⁵ Un approccio di tipo probabilistico, deve fare riferimento almeno a variabili aleatorie per le grandezze in gioco. Si parla, allora, di analisi probabilistica del LCC (Reliability-based Life Cycle Cost Analysis).

⁶ L'attacco corrosivo, per l'azione espansiva dei prodotti di corrosione, produce fessurazioni o distacchi di calcestruzzo, che oltre ad accelerare il processo, riducono l'aderenza del calcestruzzo con le armature. Il processo è alimentato dalla presenza di aria umida che contiene gli elementi (ossigeno e acqua) necessari alla corrosione e dal fatto che la corrosione, che consiste nella trasformazione ferro in ossidi ferrici ($\text{Fe}(\text{OH})_2$, $\text{Fe}(\text{OH})_3$, Fe_2O_3 , ecc.), avviene con aumento di volume base. [10].

⁷ Un calcestruzzo correttamente confezionato e messo in opera, si comporta come una soluzione alcalina con pH tra 13 e 14 quindi pas-

siva perfettamente l'acciaio.

⁸ La corrosione da carbonatazione si presenta uniformemente distribuita sulla superficie dell'armatura e in genere presenta velocità di penetrazione relativamente modeste "mai superiori a 100 μ /anno" [10].

La corrosione da cloruri, invece, risulta in generale di tipo localizzata con attacchi penetranti, che si configurano come crateri (pit); la velocità di penetrazione può risultare elevatissima con punte anche superiori a 1mm/anno. Nel caso di elevati tenori di cloruri (soprattutto al diminuire del pH), il film protettivo può essere distrutto su ampie zone delle armature per cui la corrosione appare di tipo generalizzata.

za di particolari concentrazioni di ioni cloruro, si concretizzano le condizioni di non passivazione delle barre.

Peraltro, in linea teorica, per vita utile "indenne" si assume che il periodo di tempo, che precede il primo intervento straordinario, dato dalla somma dei due intervalli di tempo:

$$t_r = t_i + t_p$$

dove: t_i è il periodo di innesco della corrosione in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita delle condizioni di passività, cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo; t_p è il periodo di propagazione dell'attacco, a partire dal momento in cui il film protettivo viene distrutto.⁹

Dal lato operativo, in coerenza con l'approccio corrente, si trascura il tempo di propagazione (che in letteratura viene indicato in 6 anni per i NSC, e in circa 10 anni, per gli HPC), si assume che la costruzione finisca di durare (soglia limite per la manutenzione) quando si determina l'innesco della corrosione.

Ad esempio, con riferimento al degrado da carbonatazione, considerando la classica legge che modella il progredire dell'avanzamento del fronte di carbonatazione (profondità di carbonatazione) nel calcestruzzo avente l'espressione: $d = x_c = k \sqrt{t}$,¹⁰ si sono valutate le velocità di propagazione di figura 4.

Come si può osservare dalla figura 4, nei calcestruzzi densi e compatti (con bassi rapporti A/C), la carbonatazione interessa solamente i primi centimetri. Invece, in quelli porosi (con alto rapporto A/C) o fessurati, può penetrare profondamente sino a raggiungere l'armatura e quindi facilitare l'ossidazione e la corrosione dei ferri.¹¹

Ad esempio, nel caso di armature con un ricoprimento $r=3,5$ cm, nel caso di calcestruzzi HPC, la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 100 anni di vita (addirittura 180 anni nel caso di A/C=0,32 e $n=2,2$), mentre, nel caso di cal-

cestruzzi ordinari, con alto rapporto A/C, la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 29 anni di vita.

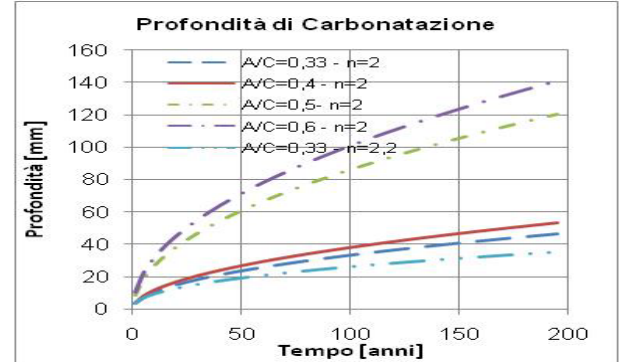


Fig. 4 - Velocità di penetrazione al variare del rapporto A/C

Con riferimento alla diffusione dei cloruri, a titolo esemplificativo, con i modelli di letteratura ([10],..., [14]), si può stimare il periodo d'innesco della corrosione delle barre di armatura, nel caso di azione aggressiva data dai cloruri. È questo il caso, ad esempio delle solette dei ponti sulle quali si utilizzano i sali disgelanti nel periodo invernale. Per esse, usualmente si ipotizza che la penetrazione dei cloruri avvenga solo per diffusione (trascurando le altre tipologie di trasporto come l'assorbimento capillare o la penetrazione). In ipotesi si consideri come condizione di progetto la classe d'esposizione 3 (ambiente aggressivo, ossia: ambiente esterno con cicli di gelo e disgelo e sali disgelanti), la concentrazione superficiale dei cloruri sulla superficie del calcestruzzo è pari a $C_s=0,24\%$ ([16], [17]).¹²

Nel caso si consideri la diffusione avvenga con una temperatura costante pari a 3 °C, e se si trascura l'effetto delle fessure presenti nel calcestruzzo e non si considerano presenti protezioni, come le membrane o i sigillanti, risulta che la concentrazione critica di ioni cloruri, in corrispondenza delle barre, è pari a $C_{cc}=0,05\%$. In tal caso, la risoluzione della seconda equazione di Fick consente di valutare che tale concentrazione viene raggiunta (per un ricoprimento di 35 mm) dopo un tempo di circa:

- $t_i=14,4$ anni, in ipotesi di HPC con $R_{ck}=75$ MPa e $D=2,7 \times 10^{-12}$,
- $t_i=11,3$ anni, in ipotesi di NSC con $R_{ck}=55$ MPa e $D=3,5 \times 10^{-12}$,
- $t_i=6,2$ anni, in ipotesi di NSC con $R_{ck}=35$ MPa e $D=6,3 \times 10^{-12}$.

Le valutazioni precedenti sono state eseguite ipotizzando per il calcestruzzo della soletta tre diversi mix-design, con le caratteristiche di tabella 2, dove i coefficienti di diffusione, per i diversi calcestruzzi considerati, è stato assunto sulla base di dati sperimentali.

MIX TIPO	Scenario 1	Scenario 1	Scenario 1
	HPC tipo SCC con fini cemento I 52.5 R	NSC tipo SCC Cemento I 42.5 R	NSC Cemento I 42.5 R
Resistenza	$R_{ck}=75$ MPa (fini 8%)	$R_{ck}=55$ MPa	$R_{ck}=35$ MPa

¹² Si ipotizza che i sali disgelanti vengano usati quando la temperatura è prossima allo zero (si può considerare la temperatura costante e pari a 3°C). Questo valore è stato stimato considerando la variazione media annua della temperatura dell'ultimo ventennio, registrata dal centro meteorologico lombardo per i mesi invernali.

⁹ In generale, tali valori si assumono come valori deterministici, valutati sulla base dei modelli deterministici proposti in letteratura e che abbiamo richiamato nel paragrafo precedente. Peraltro, l'incertezza e l'aleatorietà delle grandezze e delle relazioni proposte, rende l'approccio deterministico utile solo in termini di confronto relativo fra le diverse ipotesi di soluzioni. Una valutazione probabilistica, ad esempio per la profondità di carbonatazione, è riportata in [15], dove, in coerenza con l'approccio corrente, si trascura il tempo di propagazione (che varia dai 6 per NSC, ai 10 anni degli HPC), e si assume che la costruzione finisca di durare quando la carbonatazione arriva alle armature, ossia quando la profondità d , assume un valore uguale allo spessore r del ricoprimento. In tal caso, il tempo resistente $t_r=t_i$ è immediatamente ottenuto dalla (1) ponendo $d=r$, ovvero:

$$t_r = \left(\frac{r}{k} \right)^n$$

Tale relazione, data la grande dispersione dei valori di t_r , pone appunto come corretto far ricorso a concetti di tipo probabilistico, legando quindi la misura di durabilità ai valori della probabilità di evenienza.

¹⁰ Dove: k è una costante che dipende dalla qualità del calcestruzzo, in particolare dal rapporto a/c oltre che dal tipo e classe di cemento, ma anche dall'umidità relativa (UR) dell'aria, raggiungendo il valore massimo a circa 60-70% di UR ($\text{mm}/\text{anno}^{1/2}$); t = tempo (anni); $n=2$ per calcestruzzi porosi, invece, per calcestruzzi compatti $n>2$; x_c = lo spessore di calcestruzzo penetrato dalla CO_2 al tempo t .

¹¹ La carbonatazione ha anche conseguenze positive perché fa diminuire la porosità totale, la superficie specifica della pasta idratata, la permeabilità delle paste e la diffusività delle sostanze aggressive, per conseguenza aumenta la durabilità del materiale.

A/C	0,32÷0,35	0,40÷0,45	0,45÷0,50
k [mm/anni ^{0,5}]	3,0÷6,0	6,0÷9,0	>9,0
D [10 ⁻¹² m ² /s]	2,7	3,5	6,3

Tab. 2 - Proprietà di calcestruzzi considerati

Poiché i sali antigelo vengono utilizzati solo per 60 gg/anno, per ottenere i valori corretti basta dividere il tempo d'innescio (t_i) per il tempo di utilizzo dei sali ($t=60$ gg/anni). In tal caso, si ottiene che la concentrazione critica dei cloruri si raggiunge dopo:

- $t_i=87$ anni per HPC 75 MPa;
- $t_i=68$ anni per NSC 55 MPa;
- $t_i=37$ anni per NSC 35 MPa.

In tal caso è, quindi, necessario predisporre degli interventi di MS (ad esempio, con la rimozione e ricostruzione del ricoprimento) dopo 87 anni, nel caso di calcestruzzi HPC con $R_{ck}=35$ MPa, dopo 68 anni, nel caso di NSC con $R_{ck}=55$ MPa, dopo soli 37 anni, nel caso di NSC con $R_{ck}=35$ MPa.¹³

2.2.3 Cenni sui costi diretti e indiretti

Prima di effettuare l'analisi del LCC del ponte, si devono determinare i costi iniziali o di impianto e i costi futuri (diretti e indiretti).

2.2.3.1 Cenni sui costi diretti

Per quanto riguarda i *costi iniziali diretti* d'impianto, questo si desume dei costi ottenuti con riferimento al computo metrico estimativo dell'opera da realizzare a regola d'arte, comprensivi degli oneri per la sicurezza e gli utili d'Impresa.¹⁴

I *costi diretti futuri*, invece, sono dovuti alla MO, alla MS e ai costi di fine servizio (FS) dell'opera.

In particolare, per la valutazione dei costi degli interventi di MO, occorre considerare, ad esempio, che queste possono riguardare: l'utilizzo di sostanze chimiche antighiaccio non corrosive; la riparazione delle fessure che si formano nel calcestruzzo; Il periodico lavaggio del manto stradale del ponte; l'installazione di un sistema di drenaggio.¹⁵

Per quanto riguarda i *costi diretti di MS*, in genere, la MS incomincia ad essere necessaria quando il degrado dei materiali non può essere contenuto con una semplice MO. Il costo di MS è valutato con riferimento al tipo di intervento scelto (ad esempio, la rimozione e ricostruzione del ricoprimento). Sempre in ambito dei costi diretti, occorre considerare i anche *costi di dismissione e smaltimento dell'opera* o di suoi componenti. Infatti, sia nelle fasi di MS, che di dismissione dell'opera, è necessario considerare i costi di dismissione, smaltimento dei materiali rimossi e della bonifica del

¹³ Per quanto riguarda la presenza di membrane e di sigillanti, in letteratura sono disponibili grafici [14], con numeri di anni in ascissa, e la concentrazione superficiale di cloruri e CO₂ in ordinata, che mostrano la differenza tra calcestruzzo normale e calcestruzzo rivestito usando membrane. Analogamente, esistono grafici che mostrano l'effetto dei sigillanti. In ogni caso, usualmente la protezione fornita da una membrana si suppone termini dopo 20 anni, mentre quella fornita da un sigillante, dopo 5 anni.

¹⁴ I costi di progettazione si possono ritenere che non variano in modo significativo con la soluzione scelta.

¹⁵ Ad esempio, nel caso di ponti inseriti in ambito della rete di infrastrutture autostradali si valuta che il costo medio di manutenzione incida in circa 18÷20 €/anno a metro quadro di impalcato.

sito. Peraltro, per questi costi si può ritenere che siano simili per le diverse soluzioni di progetto e, quindi, non significativi ai fini del confronto.

2.2.3.2 – Cenni sui costi indiretti futuri

Per quanto riguarda i costi indiretti dati dalla fase di cantierizzazione e della fase dismissione dell'opera o di suoi componenti con la bonifica del sito, pur dipendendo dal contesto e dalle scelte operative, la loro valutazione si riconduce, comunque, a procedure analoghe a quelle utilizzate per valutare i costi indiretti di MO e MS, e di cui si discute nel prosieguo.¹⁶ Per la valutazione dei *costi indiretti da MO*, che richiedono la chiusura di una corsia per lavori, occorre considerare che tale circostanza comporta una diminuzione del flusso veicolare che può transitare nel ponte nell'unità di tempo. Peraltro, come si è detto, accanto a tali costi indiretti, occorre considerare che le operazioni di MO sono causa di una maggiore incidentalità, e quindi di perdita di vite umane.

La procedura per valutare i costi indiretti della MO, risulta analoga a quella per valutare i costi indiretti della MS (di cui si discute nel prosieguo) dove però, i costi indiretti sono molto maggiori, data la maggiore durata delle fasi di lavorazioni. Per semplicità, in questa sede nelle simulazioni di LCC non si considerano i costi indiretti di MO.

Invece, entrando nel merito della valutazione dei *Costi indiretti dovuti alla MS*, occorre considerare circostanza richiede la predisposizione di aree di cantiere con la chiusura temporanea di una o più corsie, tale circostanza comporta una diminuzione della capacità di deflusso del ponte, provocando rallentamenti e congestione del traffico. In questo caso si ipotizza che la congestione del traffico si può creare solo durante un periodo di punta.

Per stimare i costi indiretti dovuti alla congestione del traffico si deve valutare:

- il numero di autoveicoli che il ponte può smaltire nell'unità di tempo con una corsia chiusa per lavori di MS;
- il numero di autoveicoli che devono attraversare il ponte durante il periodo di punta;
- il ritardo accumulato utilizzando la "teoria delle code";
- i costi indiretti, quali prodotto del ritardo medio per la lunghezza massima della coda per il costo del tempo perso.

Per di stima del maggior costo derivante dall'aumento di tempo necessario al deflusso dei veicoli, si può far riferimento ai pochi dati disponibili in letteratura, nella fattispecie si considerano i costi riportati dalla Federal Highway Administration (FHWA) americana, che raccomanda i seguenti valori [16]:

¹⁶ In ogni caso, tali costi non vengono considerati nel confronto in quanto grossomodo equivalenti per le diverse soluzioni. Per analoghe ragioni non si considerano i *costi indiretti dovuti al peggioramento delle condizioni stradali*. Infatti, per le strade extraurbane la velocità media di marcia resta pressoché costante. Il graduale peggioramento delle condizioni della soletta, prima che vengono eseguite manutenzioni straordinarie, può provocare una riduzione della velocità media di marcia, causando rallentamenti o congestione del traffico. In questo caso si è fatta l'ipotesi conservativa che il peggioramento delle condizioni stradali possa causare solo rallentamenti i quali, per questo studi, non vengono presi in considerazione perché il loro computo è molto difficile e rischia di essere troppo soggettivo.

- 11,58 \$/h \cong 13,90 €/h nel caso di un'auto,
- 18,54 \$/h \cong 22,25 €/h nel caso di un autotreno senza il rimorchio,
- 22,31 \$/h \cong 26,77 €/h nel caso di un autotreno con rimorchio.¹⁷

Dal lato operativo, per il calcolo di tali costi è necessario disporre di informazioni sul traffico medio giornaliero, sul traffico di punta e sul numero di periodi di punta. In Tabella 3, sono riportati, ad esempio, i valori assunti nell'analisi di LCC del ponte sul Ticino. In questo caso, dato il carattere incerto del numero di veicoli, per evitare un eccessivo peso dei costi indiretti, si è assunto un traffico giornaliero minore di quello di progetto del ponte [17] pari a 24000 veicoli al giorno.

Parametri	Valori
Traffico medio giornaliero in una direzione	16.000
Percentuale di traffico giornaliero in un periodo di punta	30%
Numero di periodi di punta giornalieri in una direzione	1
Durata dei periodi di punta	120 min
Numero massimo di macchine che il ponte può smaltire nell'unità di tempo con una corsia chiusa per lavori di manutenzione	1.500
Massimo tempo perso dall'utente nel caso ci sia l'opzione di un Percorso alternativo	30 min

Tab. 3 – Traffico di progetto sul Ponte sul Ticino

Come si è accennato, per la valutazione del ritardo accumulato dagli autoveicoli, occorre considerare la “teoria delle code”. Sulla base di tale teoria e dalle ipotesi fatte sul traffico (Tab. 3), sostituendo i valori alle classiche formule della teoria delle code, si ottengono i seguenti valori: $F_a=2400$ v/h; $F_u=1500$ v/h; $Q=1800$ v e $W_{med}=0,6$ h =36 min, dove F_a è il numero di veicoli che giungono nel luogo di lavoro nell'unità di tempo (nel periodo di punta), F_u è il numero di veicoli che attraversa la zona di lavoro nell'unità di tempo; Q è il numero di veicoli in coda per la durata del periodo di punta, W_{med} è la durata del tempo medio trascorso in coda.

Sulla base di tali valori risulta semplice calcolare i costi con la seguente espressione:

$$C'_{ind} = W_{med} \times Q \times c_{ind} [\text{€}/\text{gg}]$$

Per valutare i costi al di fuori del periodo di punta, dove si assume che il traffico venga rallentato dai lavori di MS senza determinare la congestione, si può ipotizzare un aumento del tempo di attraversamento del ponte pari ad una percentuale del tempo di percorrenza di progetto (ad esempio pari al 140% del tempo di attraversamento in condizioni di progetto). In tal caso, i costi indiretti, quali prodotto dell'aumento del tempo di attraversamento per il numero di veicoli per il valore del tempo, assumono l'espressione:

$$C''_{tot,ind} = \frac{L}{V_p} \times (1+1,4) \times c_{ind} \times gg \times N_{veicoli}$$

dove: L =lunghezza del ponte; V_p = velocità di progetto; c_{ind} = costo del tempo perso in coda; gg = giorni con costi indiretti (ad esempio, corrispondenti a 88 gg per la MS); $N_{veicoli}$ = numero dei veicoli che sono soggetti all'aumento del tempo di percorrenza. Sostituendo i valori ipotizzati per di traffico giornaliero si ottiene il costo indiretto dato dal rallentamento.

¹⁷ Peraltro, data l'incertezza di tali valori, e per semplicità, le valutazioni possono essere semplificate, assumendo un costo di circa 15 €/h, indipendentemente dal tipo di veicolo.

In definitiva, il costo totale indiretto per le opere di manutenzione straordinaria risulta pari a:

$$C_{tot,ind} = C'_{tot,ind} + C''_{tot,ind}$$

Per quanto riguarda i costi indiretti futuri per la salvaguardia della vita umana, come si è detto, il problema della quantificazione del costo in termini di vite umane è un problema che ha delle implicazioni di carattere etico-morale, in quanto risulta impossibile accettare l'idea di monetizzare la vita umana, visto che tutte le scelte operate, comportano sempre un rischio di perdite di vite umane, sia nella fase di impianto che nella fase di servizio.

A tal proposito, oltre a quanto già richiamato con riferimento ai lavori [06], [07] e [08], occorre evidenziare la presenza di interessanti studi che oltre agli aspetti di maggiore frequenza degli incidenti, esaminano anche altri aspetti di caratterizzazione degli incidenti in prossimità delle aree di cantiere stradale. In particolare, con riferimento ad alcuni di questi lavori, in [18], [19], sono stati sinteticamente riportati i risultati di tali studi in relazione ai diversi aspetti, quali: il tasso di incidentalità maggiore; la severità dell'incidente; la posizione dell'incidente rispetto all'area di cantiere; le caratteristiche del tipo di traffico; le caratteristiche del dispositivo di controllo del traffico; e altre caratteristiche sulla tipologia degli incidenti. In definitiva, tutti questi studi, per i relativi riferimenti si veda [18], concordano che alle operazioni di MO o di MS, corrisponda un incremento del tasso di incidentalità, e quindi di aumento della probabilità di perdita di vite umane.¹⁸

3.4 Metodi di confronto economico (LCC)

In una Life Cycle Cost Analysis [06], si può assumere come termine di confronto, fra diverse soluzioni, il valore attuale netto (NPV=Net Present Value) del costo dell'opera durante l'intera vita di esercizio. La strategia per individuare la scelta progettuale ottimale, quindi, è quella che minimizza l'NPV, avente la seguente espressione:

$$NPV = \text{Costi Iniziali} + \sum \text{Costi Futuri} \cdot \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right]$$

dove: i = tasso di sconto; n = numero di anni.

Il Valore attuale netto (NPV) considera, quindi, sia i costi iniziali (I), che i costi di manutenzione (MO ed MS) diretti e indiretti, dovuti all'interruzione del traffico e quelli di dimissione, che sono “costi futuri”. Essi, prima di venire sommati ai costi di progettazione e d'impianto (o costi iniziali), devono essere attualizzati, tramite un opportuno tasso di sconto. Il valore attuale netto (NPV) è quel valore che si ottiene sommando ai costi iniziali i costi futuri attualizzati. In particolare, per i costi futuri di MO e MS, si può operare come segue.

Per i costi futuri della MO, il valore attuale netto si ottiene considerando l'investimento annuale in MO, ipotizzata costante durante tutti gli anni della vita di servizio dell'opera. Il suo valore, riportato al presente, viene calcolato per mezzo della seguente formula:

$$PDV\{MOA\} = [MOA] \cdot \frac{[1 - (1+i)^{-n}]}{i}$$

¹⁸ Nell'ottica di ridurre al minimo tale maggiore rischio occorre quindi preferire delle soluzioni che limitano al minimo le attività di manutenzione.

dove: PDV = valore attuale netto (in €); MOA = costo annuale della MO (in €); n = durata della vita di servizio (in anni); i = tasso d'interesse (in %).

Nel caso si consideri un degrado non uniforme, la manutenzione non è costante, ma cresce con il tempo. In tal caso si può operare considerando un tasso di interesse modificato, che aumenta ogni anno con un tasso di crescita costante g.

In tal modo, si può tenere in conto dell'aumento nel tempo dei costi di manutenzione.

Per calcolare il PDV degli interventi di MS, quindi, si deve considerare un tasso d'interesse modificato per mezzo della seguente formula:

$$i_0 = \frac{(i-g)}{(i+g)} \text{ con } i > g$$

dove: i_0 = tasso di interesse modificato (in %); i = tasso d'interesse (in %); g = tasso di crescita annuale costante.

Se il primo pagamento (P1) avvenisse nel primo anno, l'NPV dei costi, che aumentano annualmente con un tasso di crescita costante, durante un periodo di n anni, si calcola mediante l'espressione:

$$PV\{MSA\} = \left[\frac{P_1}{(1+g)} \right] \cdot \frac{[1 - (1-i_0)^{-n}]}{i_0}$$

In tal modo, il PV di una serie di pagamenti che incominciano all'anno 1 col valore P1, e proseguono per N anni con un tasso di crescita costante g, essendo i il tasso d'interesse, equivale al PV di una serie di n pagamenti annuali del valore costante $[P_1/(1+g)]$, essendo i_0 il tasso d'interesse modificato.

Tuttavia, il primo pagamento P1 non avviene all'anno uno, ma all'anno t. Perciò, con l'equazione riportata precedentemente si è calcolato il valore all'anno (t-1) equivalente ai costi di MS all'anno N di vita dell'opera.

Tale valore deve essere riportato all'anno zero mediante la seguente formula:

$$PDV\{MSA\} = \left[\frac{PV\{MSA\}}{(1+i)^{(t-1)}} \right] \quad 19$$

Il valore attuale netto (PDV) dell'intero ciclo di vita dell'opera è la somma dei costi d'impianto I e dei PDV calcolati per le attività manutentive:

$$PDV = I + PDV\{MO, MS\}$$

Il valore annuo (AV) dello scenario considerato si calcola a partire dal PDV, mediante la seguente espressione:

$$AV = PDV \times \left[\frac{i}{1 - (1+i)^{-N}} \right]$$

Nello studio di una analisi del LCC, il valore annuo (AV) risulta essere molto importante, in quanto consente di confrontare i diversi scenari, e di valutare quale, tra essi, è più conveniente da un punto di vista economico.

¹⁹ Ad esempio, il valore attuale netto di un intervento di MS come una rimozione e sostituzione di una parte strutturale può ottenersi come segue:

$$PDV\{SC\} = \left[\frac{SC}{(1+i)^{(t_{sc})}} \right],$$

dove SC = costo dell'intervento di MS con eventuale sostituzione di una parte o di un componente della struttura (€); t_{sc} = anno in cui il costo SC dell'intervento di MS viene sostenuto.

3 CASO STUDIO DEL NUOVO PONTE SUL TICINO

3.1 Esempificazione della procedura di LCC del ponte

Per le analisi di LCC si è ipotizzata una vita utile di servizio del ponte di 100 anni, durante i quali, in relazione alle proprietà di durabilità dei materiali, sono previsti dei piani, ipotizzabili per le diverse soluzioni scelte, in base ai modelli di previsione del degrado dei materiali considerati.

In particolare, per i diversi componenti strutturali del ponte, si possono considerare le condizioni di aggressività dati dalla presenza di CO₂ in atmosfera e dalla presenza di cloruri dovuti all'impiego di sali disgelanti, il cui impiego si è stimato in 60 giorni/anno del periodo invernale.

In particolare, nelle simulazioni di LCC si assumono le seguenti ipotesi:

soletta impalcato superiore

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 3 (ambiente aggressivo), per la soletta superiore del ponte, con concentrazione di cloruri pari a 0,24%;
- tempo di esposizione alle classe 3 60 gg/anno;
- temperatura costante pari a 3 °C.

soletta impalcato inferiore e nervature interne

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 2a (ambiente non aggressivo).

spalle

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 2a (ambiente non aggressivo).

Arcate binate e archi traversi in calcestruzzo bianco

- ricoprimento armature superficiali 3,5 cm;
- classe di esposizione 2a (ambiente non aggressivo).

In relazione a tale contesto ambientale, e alle scelte operate dai progettisti in relazione ai vincoli assunti per gli obiettivi di tabella 1, nelle simulazione di LCC si considerano gli scenari di scelta per i materiali, riportati in tabella 4.

In relazione a tale contesto ambientale, e alle proprietà dei materiali considerati per i diversi componenti strutturali si la durata di ciascuna fase "della vita di servizio indenne" di ciascun componente del ponte, con riferimento agli stati limite di durabilità alla carbonatazione ed ai cloruri.

La vita utile "indenne" della soletta superiore esposta ai cloruri è stata valutata in precedenza al punto 2.2.2.

I costi di impianto del ponte (scenario 1), valutati compresi gli oneri per la sicurezza e gli utili dell'impresa, sono stati stimati in circa 25.000.000,00 €, di cui circa 5.500.000,00 €, per opere di protezione degli scavi, nella fase di costruzione delle fondazioni e per le opere provvisoriale (circa 2.000.000,00 €) per opere per la costruzione della parte in elevazione del ponte. Il costo di impianto dell'impalcato (escluse opere provvisoriale) per lo scenario di progetto (Scenario 1) è di circa 3.852.668,80 €.

La valutazione dei costi di impianto relativi agli altri due scenari (scenari 2 e 3), si sono effettuate assumendo che la variazione di resistenza del calcestruzzo da 75 MPa (scenario 1) a 55 MPa (scenario 2) non comporti modifiche dimensionali delle solette e delle nervature dell'impalcato, mentre, nel caso dello scenario 3, la riduzione di resistenza a 35 MPa

richiede una modifica sezionale non trascurabile che è stata stimato comporti un incremento di calcestruzzo e dell'acciaio di circa il 10%.

Per semplicità è ritenuta trascurabile la variazione dimensionale degli altri elementi strutturali (arcate, cavi di apprensione, fondazioni) indotte dall'aumento di peso dell'impalcato dello scenario 3.

In figura 5 viene riportata la variazione di costo d'impianto degli scenari 2 e 3, rispetto al costo d'impianto dello scenario 1 di progetto.

Sempre nella figura 5 è riportato la variazione di costo dei calcestruzzi e dell'impalcato relativo agli scenari 2 e 3, rispetto al costo del calcestruzzo dello scenario 1 di progetto.

Come si può osservare dal confronto, ad un costo del calcestruzzo dello scenario 3 (Rck=35 MPa) di circa la metà del costo del calcestruzzo dello scenario 1 di progetto (Rck=75 MPa), corrisponde una riduzione di costo d'impianto dell'impalcato di circa il 20%, che però diventa solo del 3 % nel caso si consideri la riduzione di costo d'impianto del ponte (comprese le opere provvisorie e di protezione).

Struttura	Scenario 1 (di progetto)	Scenario 2	Scenario 3
Archi binati e membrana	Cls bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304
Archi trasversi	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304	Calcestruzzo bianco Rck=75 MPa Acciaio al carbonio e inox ASI 304
impalcato	Calcestruzzo grigio Rck=75 MPa Acciaio al carbonio	Calcestruzzo grigio Rck=55 MPa Acciaio al carbonio	Calcestruzzo grigio Rck=35 MPa Acciaio al carbonio
Spalle	Calcestruzzo grigio Rck=75 MPa Acciaio al carbonio	Calcestruzzo grigio Rck=75 MPa Acciaio al carbonio	Calcestruzzo grigio Rck=75 MPa Acciaio al carbonio

Tab. 4 - Scenari ipotizzati per il ponte

In particolare, con riferimento alle ipotesi fatte si ottengono i seguenti scenari manutentivi (Tab. 5):

Struttura	Scenario 1 (di progetto)	Scenario 2	Scenario 3
Archi binati e membrana	Si MO, no MS	Si MO, no MS	Si MO, no MS
Archi trasversi	Si MO, no MS	Si MO, no MS	Si MO, no MS
Impalcato Soletta superiore	Si MO, e prima MS dopo $t_i=87$ anni	Si MO, e prima MS dopo $t_i=68$ anni	Si MO, e prima MS dopo $t_i=37$ anni $t_i=74$ anni
Impalcato soletta inferiore e nervature interne	Si MO, no MS	Si MO, no MS	Si MO, no MS
Spalle	Si MO, no MS	Si MO, no MS	Si MO, no MS

Tab. 5 - Scenari Manutentivi del ponte

Nelle figure 6 e 7, sono invece riportati gli andamenti dei costi diretti e indiretti, annui attualizzati (AV), in funzione del tasso i , e valutati con riferimento ai piani manutentivi

di MS valutati per i tre scenari in tabella 5. L'andamento, evidenzia il maggior costo dello scenario 3.

Nelle figure 8 e 9, sono invece riportati gli andamenti dei costi totali diretti e indiretti, annui attualizzati (AV), in funzione del tasso i , e valutati con riferimento ai piani manutentivi di MO, di MS e di impianto, valutati per i tre scenari in tabella 5. L'andamento evidenzia che con valori del tasso inferiori al 7-8% si verifica sempre il maggior costo attualizzato dei costi degli scenari 2 e 3, rispetto ai costi dello scenario 1 di progetto.

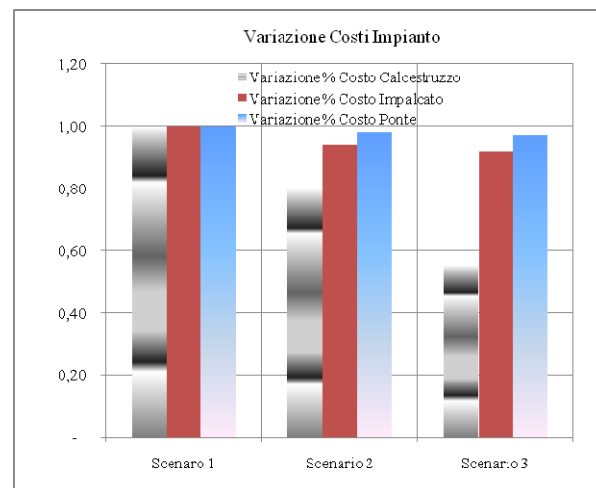


Fig. 5 - Variazione % dei costi d'impianto dei diversi scenari normalizzati al costo di impianto dello scenario 1 di progetto

In figura 8, in particolare è riportato l'andamento della variazione percentuale dei costi attualizzati totali (AV) degli scenari 2 e 3, con il tasso i , rispetto al costo attualizzato totale dello scenario di progetto.

Si ricorda che le valutazioni dei costi non considerano i costi indiretti relativi alla salvaguardia della incolumità e della vita umana.

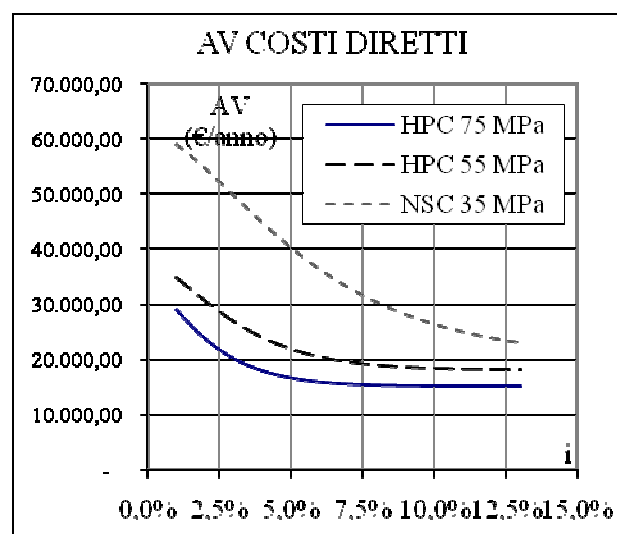


Fig. 6 - AV dei costi indiretti da MS

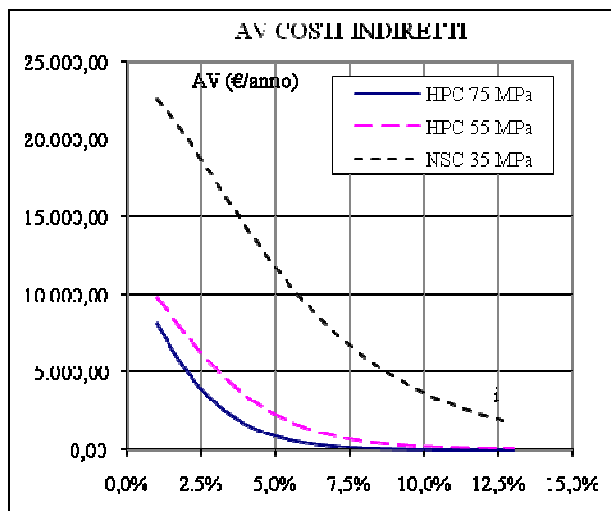


Fig. 7 - AV dei costi indiretti da MS

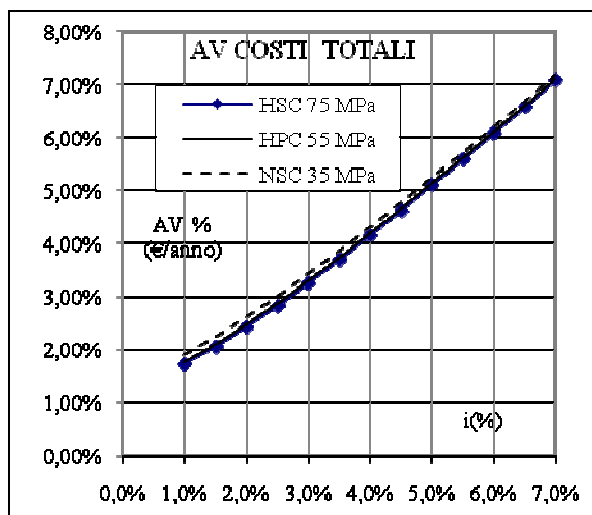


Fig. 8 - Variazione con il tasso dell'AV dei costi diretti d'impianto, diretti di MO, diretti e indiretti da MS

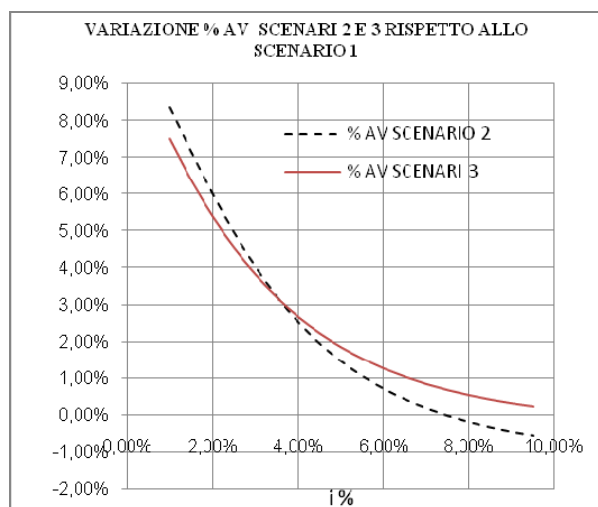


Fig. 9 - Variazione % di AV totali con il tasso i degli scenari 2 e 3 rispetto allo scenario 1

4 CONCLUSIONI

L'analisi di LCC svolta con riferimento al progetto del nuovo ponte sul Ticino, relativamente all'ipotesi di impiego di tre diversi calcestruzzi (scenario 1, 2 e 3) per la realizzazione dell'impalcato del ponte, permette di evidenziare quanto segue.

Per quanto riguarda i piani manutentivi si è valutato che:

- nel caso di armature con un ricoprimento $r=3,5$ cm, nel caso di calcestruzzi HPC, la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 100 anni di vita (addirittura 180 anni nel caso di $A/C=0,32$ e $n=2,2$), mentre, nel caso di calcestruzzi ordinari, con alto rapporto A/C , la carbonatazione raggiunge le barre dopo circa 29 anni di vita;
- nel caso di ricoprimenti delle armature di 3,5 cm, l'impiego di calcestruzzi HPC ($R_{ck}=75$ MPa) per le strutture del ponte (arcate binate, archi trasversi, impalcato e spalle), non determina la necessità di MS da stato limite di durabilità per carbonatazione.
- nel caso di impiego di sali antigelo (utilizzati solo per 60 gg/anno), si ottiene che la concentrazione critica dei cloruri in corrispondenza delle barre, si raggiunge dopo $t_i=87$ anni per HPC 75 MPa; $t_i=68$ anni per NSC 55 MPa; $t_i=37$ anni per NSC 35 MPa. In tal caso è, quindi, necessario predisporre degli interventi di MS (ad esempio, con la rimozione e ricostruzione del ricoprimento) dopo 87 anni, nel caso di calcestruzzi HPC con $R_{ck}=35$ MPa, dopo 68 anni, nel caso di NSC con $R_{ck}=55$ MPa, dopo 37 anni, nel caso di NSC con $R_{ck}=35$ MPa.

Per quanto riguarda i costi attualizzati diretti e indiretti, connessi agli interventi di manutenzione straordinaria previsti dai piani manutentivi, con l'analisi del ciclo di vita del ponte (LCC), che per ragioni etico-morali non monetizza i costi indiretti legati alla perdita di vite umane, si è valutato che:

- i costi attualizzati diretti e indiretti di manutenzione straordinaria al variare del tasso i , risultano sempre maggiori per gli scenari 2 e 3;
- l'andamento dei costi totali diretti e indiretti, annui attualizzati (AV), in funzione del tasso i , valutati con riferimento ai piani manutentivi di MO, di MS e d'impianto, evidenzia che con valori del tasso inferiori al 7-8%, si verifica sempre il maggior costo attualizzato dei costi degli scenari 2 e 3, rispetto ai costi dello scenario 1 di progetto;
- lo scenario 1, che in ambito dei tassi usuali e più probabili, risulta sempre meno costoso, è anche lo scenario a cui corrispondono minori interventi di manutenzione;
- i maggiori costi d'impianto, legati alla scelta di materiali più performanti e durevoli, risultano ampiamente recuperati dai minori costi di gestione e, soprattutto, la scelta di tali materiali, costituisce una migliore salvaguardia della vita umana, così da poter affermare che "chi più spende meno spende e salva più vite umane".

6 - RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano il prof. A. Migliacci per i preziosi e innovativi stimoli che hanno alimentato la concezione del ponte e per gli utili suggerimenti per la redazione questa memoria.

Contatti con L'Autore: acito@stru.polimi.it

APPENDICE 1 - BIBLIOGRAFIA

- [01] Acito M., Migliacci A., "I moderni requisiti della progettazione: aspetti peculiari delle strutture in HPC/HSC" – atti della Giornata di studio sull'utilizzo dei calcestruzzi ad alte prescrizioni – Scuola di Specializzazione F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 10 maggio 2000.
- [02] Acito M., Migliacci A., "La moderna strategia progettuale nella realizzazione delle grandi opere civili" – Studi e Ricerche n. 23
- [03] Ministero LL.PP. - Legge quadro in materia di lavori pubblici, Legge 11 febbraio 1994, n° 109 e Regolamento di attuazione, G.U. n. 98 del 29 aprile 2000.
- [04] Migliacci A. - L'Architettura dell'equilibrio e della deformazione - Masson S.p.A. Milano, 1997.
- [05] Ministero LL.PP. - Raccomandazioni tecniche sui calcestruzzi cementizi ad alta resistenza, Giornale A.I.C.A.P., n.11 Novembre 1996, allegato a "L'industria italiana del cemento".
- [06] ASTM E 917 – Standard practice for measuring Life Cycle Costs of buildings and building systems.
- [07] Hall, J.W., and V.M. Lorenz. Characteristics of Construction-Zone Accidents. In Transportation Research Record 1230, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1989, pp. 20-27.
- [08] Roupail, N.M., Z.S. Yang, and J. Frazio. Comparative Study of Short- and Long-Term Urban Freeway Work Zones. In Transportation Research Record 1163, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1988, pp. 4-14.
- [09] Garber, N.J., and T.H. Woo. Accident Characteristics at Construction and Maintenance Zones in Urban Areas. Report VTRC 90-R12, Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, January 1990.
- [10] P. PEDEFERRI, L. BERTOLINI - La durabilità del calcestruzzo armato, McGraw Hill, Milano, 2002.
- [11] Enzo Siviero, Roberto Cantoni, Michela Forin – Curabilità delle opere in calcestruzzo – Edizione Francoangeli.
- [12] Hassan Zigana, Kazuo Yamada – Centro ricerche e sviluppo del gruppo chimica del cemento, Taiheiyo Ement Orporation – Modellazione della penetrazione del cloruro nelle strutture in cemento armato – quantificazione della vita di servizio.
- [13] Andrea Boddy et al. – An overview and sensitività study of a multimechanistic chloride transport model – Cement and Concrete research 29 (1999) 827-837.
- [14] Pun P., 1997 – Influence of Silica Fume on Chloride Resistance of Concrete - M.A.Sc. thesis, University of Toronto.
- [15] M. Acito (1994) - Confronto in termini probabilistici di alcune proposte di valutazione della vita utile di strutture in cemento armato - STUDI E RICERCHE, Vol. 16, 1995.
- [16] James Walls III and Michael R. Smith, Life – Cycle Analysis in Pavement Design – Interim Technical Bulletin, Publication No. FHWA – SA – 98 – 079, September 1998, p. xiv
- [17] M. Acito, D. Campagna, A. Migliacci (2001) – “Progetto definitivo delle strutture del nuovo ponte sul Ticino”, con archi binati su due campate in calcestruzzo bianco ad alte prestazioni ed impalcato sospeso con sezione a cassone in calcestruzzo alte prestazioni - Le Strade, ottobre 2001.
- [18] Garber N., Ming Zhao, “Crash Characteristics at Work Zones” Center for Transportation Studies, University of Virginia, Research Report No. UVACTS-15-0-48, May 2001.
- [19] Theodore L. Neff, Peak Management Associates, Predicting the Life Cycle Costs of Structures Based on Accelerated Corrosion Testing: A Framework for incorporating reliability concepts, TRB transportation research circular 498, 8th International Bridge Management Conference, Denver, Colorado, April 26/28/1999.