2009
Trimestrale
Anno XIV
Numero 45

ENCO JOURNAL

PERIODICO SULLA TECNOLOGIA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Dopo L'Aquila:

anticipata al 30 Giugno 2009 l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008

"Focus - Via delle Industrie, 18/20 - 31050 Ponzano Veneto (TV). Spedizione in abbonamento postale D.L. 353/2003 (conv. in L. 27/02/2004 N° 46) art. 1, comma 1 DCB TV"

Un diretto vincente ...

www.mauromorselli.it

SISTEMA PENETRON®

La soluzione veloce ed efficace per la realizzazione di strutture interrate a tenuta impermeabile “fin dal principio” nella fase di esecuzione dei getti.

PENETRON ADMIX

ACCESSORI COMPLEMENTARI di PENETRON ADMIX

Tecnologie specifiche per la definizione della “Vasca in Calcestruzzo Impermeabile”

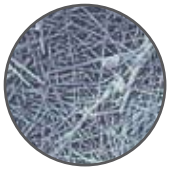
ISO 9001:2000 · TUV Rheinland of North America, Inc. · CE · NSF

PENETRON®

INTEGRAL CAPILLARY CONCRETE WATERPROOFING SYSTEMS

DITRON s.r.l. è sponsor ufficiale di Simona Galassi; detentrice del titolo mondiale 2008 dei “pesi mosca”

PENETRON®
Sistema Integrale Capillare di Protezione
del Calcestruzzo per Cristallizzazione



DITRON s.r.l. - distributore esclusivo per l’Italia
Corso Peschiera, 336/d - 10139 Torino
Tel. +39 011.7740744 - Fax +39 011.7504341 - Info@penetron.it - www.penetron.it

Consulenza alla progettazione e assistenza alla posa in opera:
è il Know-how su cui contare...

DITRON s.r.l.

l'impronta dello stile

MANINI
PREFABBRICATI

Sede Generale:
S. Maria degli Angeli - ASSISI / PG
Tel. 075-8041018 - Fax 075-8040447
e-mail: com@manini.it
http: www.manini.it

Centri produttivi:
BASTIA UMBRA / PG
APRILIA / LT
PERUGIA

SOMAGLIA / LO

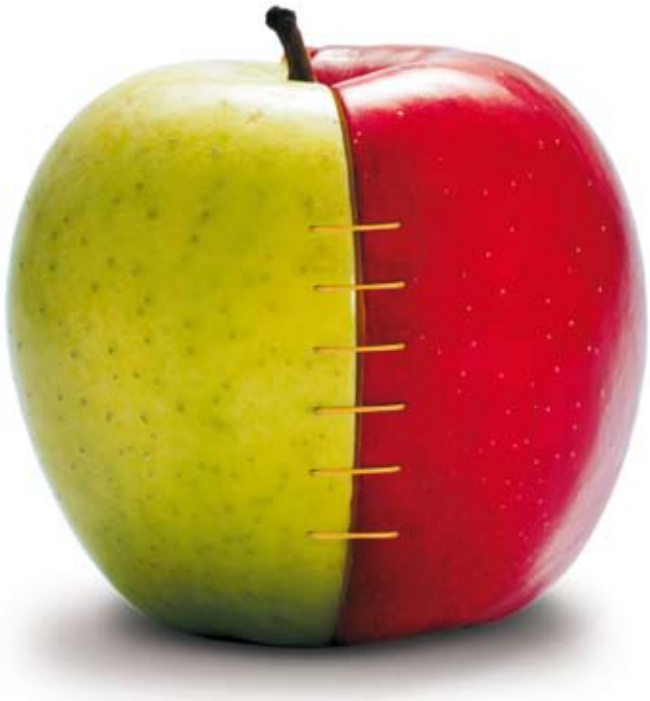
MC-MANINI PREFABBRICATI

progetto grafico e illustrazione MARINI

Calcestruzzi
Italcementi Group

PAVIMIX®

SERVIZIO *e* PRODOTTO.



DUE VOLTI IN UN'**UNICA** ANIMA.

Pavimix® frutto di un'unione tra servizio qualificato e prodotto di valore, incontra le moderne esigenze di progettisti, imprese, committenti e pavimentisti. Una gamma di nove prodotti standard per pavimentazioni industriali e specifiche ulteriormente personalizzabili, che rappresenta la soluzione ideale per ambienti interni, esterni ed esterni soggetti a forti cicli di gelo e disgelo. **Pavimix**® è conforme alla nuova norma UNI 11146-05 e grazie alle sue specifiche caratteristiche rispetta e supera le aspettative funzionali e di utilizzo delle opere finite.

Cogli la tentazione! Contattaci per conoscere Pavimix.®

www.calcestruzzi.it

Pavimix® è un marchio registrato di Calcestruzzi S.p.A.

Via S. Bernardino, 149/a - 24126 Bergamo Italia - Tel. 035 4167 111 - Fax 035 4167 046 - info@calcestruzzi.it

Progetto Durabilità

ENCO
Laboratorio per prove e ricerche sui materiali da costruzione

ENCO JOURNAL

ENCO
Società di Ricerca Software House

PERIODICO SULLA TECNOLOGIA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Trimestrale - Anno XIV - Numero 45

Direttore Mario Collepardi

DOPO L'AQUILA

Nell'ultimo numero di *Enco Journal* (pubblicato a Marzo e quindi prima del terremoto in Abruzzo) abbiamo dedicato la copertina alla "fragilità" di una scuola danneggiata dal terremoto in Umbria del Settembre-Ottobre 1997 con conseguenze molto meno gravi di quelle registrate in occasione del terremoto dell'Aquila nell'Aprile 2009.

Nel terremoto dell'Aquila la pubblica opinione è rimasta colpita soprattutto dal crollo di alcune strutture in calcestruzzo armato. Stante la legislazione esistente all'epoca dei fatti sarà molto difficile che si possa risalire alla responsabilità degli operatori della catena che comprende il Progettista, l'Impresa di costruzione, il Direttore dei Lavori, il Produttore di calcestruzzo , il Laboratorio sulle prove dei materiali, il Collaudatore.

Con la nuova legislazione (*Norme Tecniche per le Costruzioni* emanate con DM del 14 Gennaio 2008), purtroppo non ancora obbligatoria, sarebbe invece disponibile una documentazione che i vari operatori, ciascuno per le proprie competenze, debbono obbligatoriamente mettere a disposizione per l'accertamento delle loro responsabilità nella costruzione delle opere in C.A e C.A.P.

Purtroppo per l'incuria dei nostri parlamentari di destra e di sinistra, (probabilmente sollecitati dalle lobby delle Imprese e dei professionisti non ancora pronti a recepire le novità di questa importante legislazione), con l'ausilio del cosiddetto "milleproroghe" il DM del 14 gennaio 2008 è stato prorogato una prima volta al 30 Giugno 2009 e una seconda volta al 30 Giugno 2010. E chi sa quante altre proroghe sarebbero state ulteriormente concesse per rinviare l'obbligatorietà del DM del 14 Gennaio 2008. Dopo i drammatici eventi dell'Abruzzo, i politici si sono accordati sulla necessità di rendere immediatamente ed obbligatoriamente operativo il DM del 14 Gennaio 2008. In questo numero di *Enco Journal* è presentato un articolo a pagina 6 dove, in forma ultra-sintetica, si descrive chi deve fare che cosa per le nuove costruzioni e quali sono le responsabilità che legalmente deve assumere.

Altri cinque interessanti articoli sono presenti in questo numero di *Enco Journal*:

- Carmine Colella presenta un interessante articolo sulle "*Zeoliti in strutture portuali dell'antica Roma*";
- viene discussa "*La Post-Tensione nelle pavimentazioni continue in calcestruzzo*" a cura di Francesco Bianchi;
- Giuseppe Di Palma e Matteo Felitti discutono "*Comportamento meccanico di pannelli prefabbricati: il caso delle deformazioni permanenti allo scassero*";
- Silvia Collepardi e Roberto Troli illustrano "*L'introduzione al mix design del calcestruzzo*";
- Giuseppe Carlo Marano ed altri presentano un articolo molto interessante da un punto di vista teorico intitolato "*Un modello dipendente dal tempo per l'ingresso dei cloruri all'interno delle strutture in calcestruzzo*";
- Salvatore Lo Presti presenta un articolo importante da un punto di vista pratico intitolato "*Metodo non distruttivo γ-i*"

Mario Collepardi

In copertina: Struttura distrutta dal sisma a L'Aquila (Aprile 2009)

SOMMARIO

LE RESPONSABILITA' SUL CALCESTRUZZO SECONDO LE NUOVE NTC
di M. Collepardi (pag. 6)

LA POST-TENSIONE NELLE PAVIMENTAZIONI CONTINUE IN CALCESTRUZZO
di F. Bianchi (pag. 9)

ZEOLITI IN STRUTTURE PORTUALI DELL'ANTICA ROMA
di C. Colella (pag. 12)

COMPORTAMENTO MECCANICO DI PANNELLI PREFABBRICATI: il caso delle deformazioni permamenti allo scassero
di G. Di Palma e M. Felitti (pag. 14)

MIX DESIGN DEL CALCESTRUZZO
Parte I - Mix Design Semplice
di S. Collepardi e R. Troli (pag. 18)

UN MODELLO DIPENDENTE DAL TEMPO PER L'INGRESSO DEI CLORURI ALL'INTERNO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO
di G.C. Marano, G. Quaranta, S. Sgobba e D. Similmeo (pag. 21)

METODO NON DISTRUTTIVO "γ-i"
di S. Lo Presti (pag. 26)

ENCO Journal
PERIODICO SULLA TECNOLOGIA DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE
Ponzano V.to (TV) - Via delle Industrie, 18/20
Tel. 0422.963771 - Fax 0422.963237
info@encosrl.it

Direttore Responsabile
MARIO COLLEPARDI

Redazione
ROBERTO TROLI
SILVIA COLLEPARDI
ANTONIO BORSOI
J. JACOB OGOUMAH OLAGOT
FRANCESCA SIMONELLI

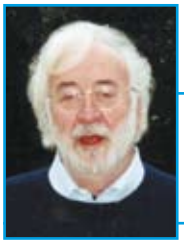
EDITORE
FOCUS
Ponzano V.to (TV) - Via delle Industrie, 18/20
Tel. 0422.963771 - Fax 0422.963237
info@encosrl.it

COMPOSIZIONE
ISABELLA CAPOGNA
ALESSANDRA GALLETTI
MARA MENEGHEL

Grafica e Stampa
GRAFICHE TINTORETTO
di Rino Lucatello & C. S.R.L.
31050 Castrette di Vilorba (TV)
Via Verdi 45/46

Registrazione al Tribunale di Treviso n.990 26/01/1996 - Iscrizione al RNS n. 06461

RESPONSABILITA' SECONDO LE NUOVE NTC NELLE OPERE IN C.A. E C.A.P. CHI LE CONOSCE?



Mario Collepardi

Enco srl, Ponzano Veneto (TV) - collepardi@encosrl.it - www.encosrl.it

Nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni* (NTC), emanate con DM del 14 Gennaio 2008, appaiono ben definite le responsabilità dei vari operatori nella "filiera" delle costruzioni in C.A e C.A.P. Dubito, però, che i tecnici di queste costruzioni conoscano tutte le nuove (importanti) responsabilità loro attribuite da queste norme di legge, anche perché esse sono confinate in fondo al Capitolo XI di questo corposo Decreto che si compone di oltre 400 pagine di non facile lettura.

Di seguito ho riassunto ed evidenziato ciò che ciascun operatore **deve** prescrivere o controllare o certificare o eseguire in conformità ai paragrafi (§) delle NTC sotto evidenziati. In realtà, il controllo delle responsabilità di ciascun operatore è ben congegnato perchè la eventuale inadempienza è automaticamente individuata dall'assenza di una specifica documentazione (di cui invece dovrebbe rimanere traccia) oppure è evidenziata attraverso un controllo incrociato di un altro operatore.

PROGETTISTA: il Progettista, secondo le NTC, **deve** indicare nel progetto le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare in relazione alle esigenze strutturali, esecutive ed ambientali dell'opera come indicato nei paragrafi (§) delle NTC:

- Classe di resistenza → R_{ck} → § 11.2.1
- Classe di consistenza è lavorabilità (slump) → § 11.2.1
- Diametro massimo dell'aggregato è in conformità con il copriferro → § 11.2.1
- Classe di esposizione → durabilità § 11.2.11

DIRETTORE DEI LAVORI: le responsabilità del DL secondo le NTC possono essere così riassunte:

- **deve** accertare preliminarmente, come indicato al §11.2.8 delle NTC, che il calcestruzzo fornito sia conforme al processo industrializzato (*FPC*, *Factory Process Control*) e che la fornitura sia accompagnata dal certificato rilasciato dall'organismo di controllo autorizzato dal Ministero; in mancanza di questa documentazione il DL deve rigettare la fornitura del calcestruzzo.
- **deve** eseguire il controllo di accettazione del calcestruzzo in corso d'opera; a questo proposito al § 11.2.5.3 delle NTC, si precisa che "*Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del DL o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo e dispone l'identificazione dei provini mediante sigle indelebili, etichettate individuabili; la certificazione del laboratorio prove materiali deve riportare il riferimento a tale verbale*";
- **deve** verificare, con prove distruttive e non distruttive, che il valor medio della resistenza del calcestruzzo in opera sia almeno eguale all'85 % del valor medio della resistenza di progetto come richiesto dal §11.2.6 delle NTC.

LABORATORIO AUTORIZZATO: il Laboratorio **deve** accertare che i provini prelevati in presenza del DL giungano in laboratorio accompagnati dalla redazione di un apposito verbale di prelievo, dove siano indicati le sigle indelebili apposte dal DL e le etichette che identificano i singoli provini; la certificazione del Laboratorio, attestante i risultati di resistenza dei provini per il controllo di accettazione, deve riportare il riferimento al verbale del DL in assenza del quale il certificato è legalmente nullo.

IMPRESA: l'Impresa **deve** curare la messa in opera e la stagionatura del calcestruzzo affinché la resistenza media del calcestruzzo misurata sulle carote estratte dalla struttura o determinata con prove non distruttive (sclerometria, velocità delle onde ultrasoniche,ecc.) non risulti inferiore all'85% della resistenza media di progetto.

PRODUTTORE DEL CALCESTRUZZO: il Produttore di calcestruzzo **deve** garantire una fornitura di calcestruzzo la cui R_{ck}, determinata sui provini prelevati in corso d'opera in presenza del DL, sia almeno eguale a quella prescritta nel progetto; inoltre, secondo il § 11.2.8, **deve** essere garantita una produzione di calcestruzzo industrializzato sottoposto a controlli durante il processo produttivo i cui risultati siano certificati da un ente ispettivo indipendente riconosciuto dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

IL NUOVO CALCESTRUZZO

Mario Collepardi, Silvia Collepardi, Roberto Troli

QUINTA EDIZIONE

PERCHE' E' SEMPRE PIU' NUOVO:

- **NOVITA' ASSOLUTA**
  si possono consultare, scaricare e stampare centinaia di articoli disponibili gratuitamente sui siti www.encosrl.it e www.enco-journal.com per approfondire direttamente gli argomenti trattati

- **DEFINIZIONE DELLE NUOVE RESPONSABILITA'** del Progettista, del Direttore dei Lavori, del Produttore di calcestruzzo e dell'Impresa secondo le ultime Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con DM del 14 Gennaio 2008

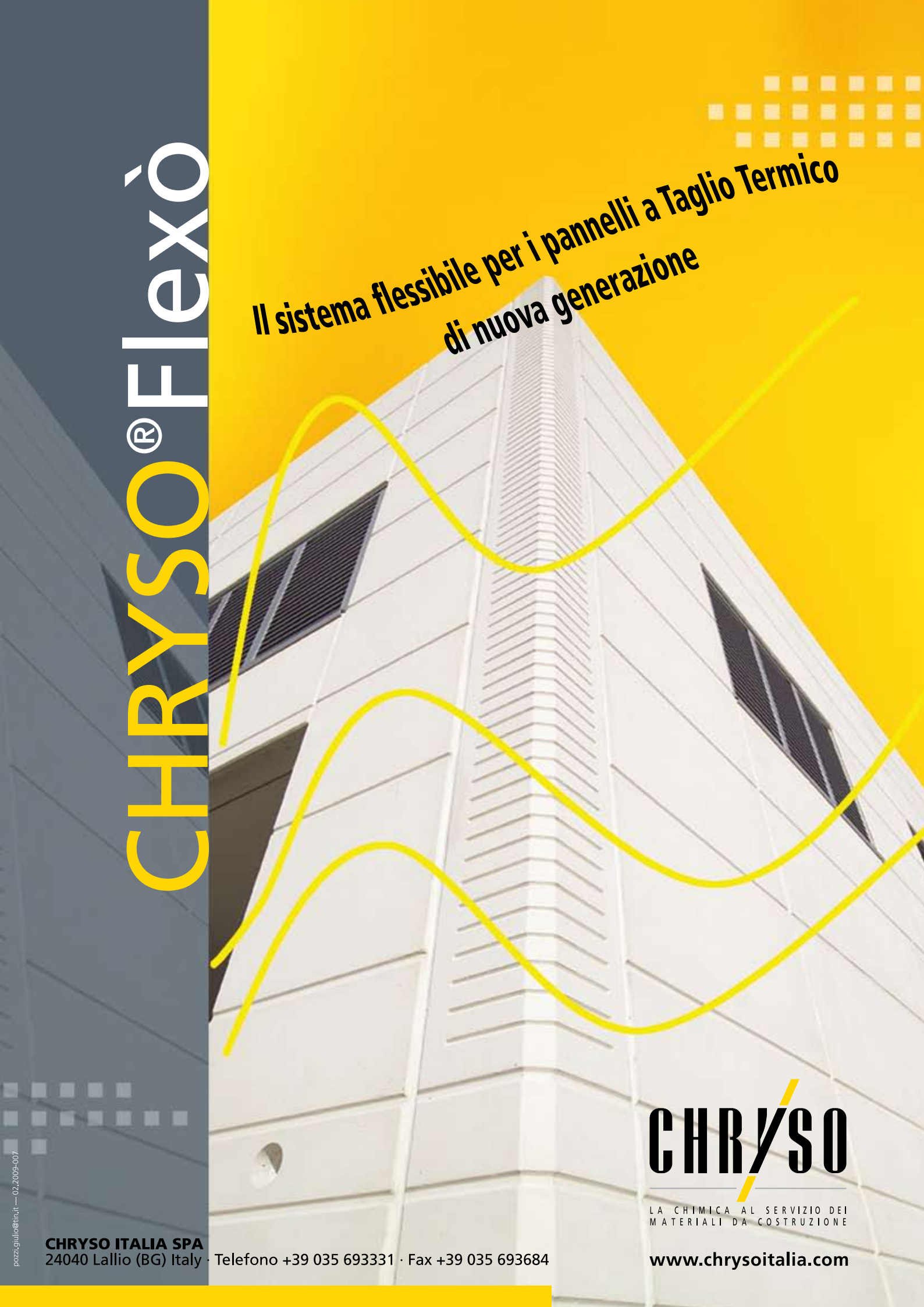
- **AGGIORNAMENTI** sulla disponibilità di nuove materie prime, sui progressi nelle prestazioni dei nuovi calcestruzzi speciali e nelle tecnologie costruttive

- **AUTOVERIFICA DELL'APPRENDIMENTO**
  al termine di ogni capitolo sono inserite domande con risposte esatte ed errate per la verifica dell'apprendimento

Per maggiori informazioni:
Enco Srl (Tel. 0422 963771 - Fax 0422 963237 - info@encosrl.it)

CHRYSO® Flexò

Il sistema flessibile per i pannelli a Taglio Termico di nuova generazione



CHRYSO

LA CHIMICA AL SERVIZIO DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

CHRYSO ITALIA SPA
24040 Lallio (BG) Italy · Telefono +39 035 693331 · Fax +39 035 693684

www.chrysoitalia.com

pozzi.giulio@tin.it — 02.2009-007

LA POST-TENSIONE NELLE PAVIMENTAZIONI CONTINUE IN CALCESTRUZZO

Francesco Bianchi
Ufficio Progetti TECHINFLOOR - Sistema TENSIOPAV
info@tecnes.eu

In Italia vengono realizzati circa 30 milioni di metri quadri di pavimentazioni in calcestruzzo per uso industriale.

Sostanzialmente queste sono piastre su appoggio continuo, sottoposte a sollecitazioni di tipo flessionale e di taglio originanti dal trasferimento dei carichi superficiali al sottofondo. Parliamo quindi di strutture soggette ai principi fondamentali delle Norme Tecniche per le Costruzioni, recentemente emanate, che quindi devono essere progettate, eseguite, collaudate e sottoposte a manutenzione programmata in modo da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle anzidette Norme Tecniche.

In particolare, queste opere devono garantire sicurezza nei confronti degli stati limite d'esercizio (SLE), quindi la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio, anche attraverso la conservazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali utilizzati, per il tempo di vita utile di progetto (per la UNI 11146:2005, il sistema pavimentazione appartiene alla classe 2, quindi con un limite di 25 anni); questo evidenzia e conferma come la progettazione delle pavimentazioni debba essere indirizzata al controllo delle fessurazioni e delle deformazioni. Purtroppo la cattiva abitudine di trascurare importanza ed obbligatorietà della progettazione del pavimento inteso come struttura, determina, con elevata frequenza, la rapida caduta della sua funzionalità, con conseguente elevato danno economico. I tipi di carico normalmente applicati alle pavimentazioni in calcestruzzo, in particolare a quelle industriali, comportano stati di sforzo complessi che, in relazione allo sfavorevole rapporto tra la lunghezza della piastra (L) ed il suo spessore (h), determinano frequentemente il suo distacco dal supporto. Questo fenomeno, conosciuto come *curling*, consiste nella curvatura (imbarcamento) delle piastre indotta dal ritiro differenziale o dalle variazioni termiche differenziali la cui conseguenza, se la piastra è soggetta al solo peso proprio, è il suo sollevamento e distacco parziale dal sottofondo, in particolare in corrispondenza dei bordi. Il tema dello stato fessurativo, dovrebbe condurre il Progettista della pavimentazione ad un'attenta analisi della definizione degli stati limite di fessurazione, che si distinguono, in ordine di severità in:

1. stato limite di decompressione;
2. stato limite di formazione delle fessure;
3. stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:
   - $w_1 = 0{,}2$ mm
   - $w_2 = 0{,}3$ mm
   - $w_3 = 0{,}4$ mm

Sino ad oggi, una pavimentazione industriale era progettata utilizzando ipotesi di comportamento strutturale tra: calcestruzzo non armato, debolmente armato, fibrorinforzato (con o senza armatura convenzionale). Proprio la preoccupazione nei confronti dello stato fessurativo e del curling, ha portato l'attenzione del Progettista nei confronti della Post-Tensione: le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono due distinte applicazioni tecnologiche, a cavi scorrevoli ancorati alle estremità o a cavi aderenti.

La Post-Tensione applicata alle pavimentazioni continue, in particolare a quelle industriali e commerciali, rappresenta la rivoluzione del settore che nasce da una nuova concezione di qualità e professionalità. Questa tecnologia consente di risolvere positivamente quelli che sono i problemi costruttivi tradizionali di ogni pavimentazione, garantendo l'eliminazione dei giunti, l'assenza di fessure da ritiro, l'eliminazione dei fenomeni di imbarcamento, l'annullamento dei dislivelli tra i bordi delle piastre, l'elevata planarità ed il raccordo tra le piastre. A questi vantaggi possiamo aggiungere la riduzione degli spessori, il sicuro abbattimento dei costi di manutenzione, il superiore confort di utilizzo ed il migliore effetto estetico dell'opera.

La tecnologia del **Post-Teso** consiste nel sostituire la classica armatura del calcestruzzo, quindi le reti elettrosaldate e le fibre metalliche o polimeriche, con cavi monotrefolo di tipo non aderente (unbonded) ingrassati ed inguainati, annegati nel calcestruzzo e in seguito Post-Tesi con martinetti idraulici, che impongono uno stato di forza indotta opposta alle deformazioni che si sviluppano durante l'esercizio della struttura.

L'aspetto ingegneristico del sistema **Post-Teso** è fondamentale, in quanto il dimensionamento della piastra di pavimentazione e la disposizione dei trefolo e dell'armatura supplementare, sono preventivamente calcolati in funzione delle caratteristiche tecniche del sottofondo, della portanza richiesta e dei carichi previsti, sia statici, sia dinamici. Da questi elementi scaturisce, tra l'altro, la prescrizione delle caratteristiche del calcestruzzo da utilizzare e le conseguenti indicazioni per la sua corretta messa in opera e stagionatura protetta. In particolare, le Norme sopra richiamate specificano, per strutture precompresse, una classe di resistenza a compressione minima C28/35 ed uno stato limite di fessurazione $\leq w_1$, quindi con un limite d' apertura della fessura $\leq 0{,}2$ mm.

La pavimentazione **Post-Tesa** rappresenta la prima vera applicazione ingegneristica nel settore, con utilizzo di software d'ultima generazione, che consentono di sviluppare i calcoli in relazione agli sforzi che la pavimentazione sopporterà, in relazione alla destinazione d'uso della struttura, alle previsioni di carichi puntiformi o distribuiti, alle esigenze della committenza. In tal modo si ricavano sia il passo della maglia dei trefoli, sia i parametri costruttivi che vengono tracciati sul progetto specifico, ricco di particolari, sia i dettagli tecnici sul posizionamento delle armature lente e su tutti gli altri particolari costruttivi della pavimentazione progettata. Anche con questa tecnologia di calcolo, la preparazione accurata del sottofondo risulta fondamentale, per cui se ne deve verificare la capacità portante e il grado di compattazione per ridurre od eliminare il rischio di cedimenti durante lo stato di esercizio della pavimentazione. Questi controlli devono essere eseguiti puntualmente, con prove di carico con piastra statica per il calcolo del modulo di deformazione e del coefficiente K di Winkler; per verificare l'omogeneità del sottofondo anche sulle aree difficilmente valutabili con la piastra statica, si può utilizzare il sistema a piastra dinamica, dopo averne parametrizzato i valori, che consente di operare in tempi brevi e a bassi costi.

L'ottenimento di buona planarità e chiusura della superficie della massicciata, si consegue con lo spargimento a saturazione di uno strato di sabbia fine (max 2-3 cm); fondamentale quindi la stesura di un foglio di polietilene in doppio strato, che svolge la duplice funzione di barriera al vapore, contrastando la risalita di umidità, e di strato di scorrimento che isola la lastra di calcestruzzo dal terreno desolidarizzando i due elementi al fine di ridurre gli attriti conseguenti agli spostamenti che si svilupperanno durante la fase di tesatura e per le deformazioni differite nel tempo.

In relazione alle prescrizioni progettuali di base, si prosegue, direttamente in cantiere, con il taglio dei trefoli inguainati dalle bobine, che vengono svolte con un sistema spingitrefolo comandato da una centralina idraulica (Fig. 1).

Fig. 1 - Sistema spingitrefolo con centralina idraulica.

I trefoli, tagliati a misura secondo le specifiche di progetto, vengono in seguito inseriti nella casseratura di chiusura, che viene utilizzata per delimitare il getto e che viene solitamente posizionata in modo tale da lasciare una fascia perimetrale che conceda sufficiente spazio all'inserimento del martinetto da utilizzare per la tesatura; in recenti realizzazioni è stato consentito di utilizzare i pannelli perimetrali come contenimento ai getti, dopo che gli stessi erano stati forati alla base per consentire il passaggio ed il fissaggio dei trefoli.

L'ultima fase della preparazione, consiste nel posizionamento dei trefoli a maglia di progetto e al posizionamento nelle testate dei cunei di fissaggio, all'estremità del trefolo stesso (Fig. 2).

Fig. 2 - Inserimento dei trefoli nelle testate come da progetto.

Le strutture verticali inglobate nei getti (pilastri, pozzetti, muri, cordoli, ecc.) vengono isolate con materiale comprimibile, di spessore sufficiente a garantire lo scorrimento delle lastre in fase di tesatura. Per assorbire gli stati tensionali in corrispondenza degli spiccati in elevazione ed evitare il possibile insorgere di fessurazioni concentrate sugli spigoli, si predispongono particolari armature lente supplementari (Fig. 3).

Fig. 3 - Isolamenti e armature di rinforzo.

Le procedure concernenti il processo costruttivo del sistema del **Post-Teso**, prevedono la qualifica dell'impianto di betonaggio al fine di garantire il mix-design del calcestruzzo come progettato ed il controllo puntuale della miscela fornita, verificandone preventivamente la qualità già presso il Fornitore.

La posa in opera del calcestruzzo è preferibilmente effettuata con tecnologia Laser Screed (Fig.4), la vibrofinitrice a controllo laser dotata di staggia vibrante, che ne garantisce un'elevata com-

Fig. 4 - Getto e stesura con Laser Screed.

pattazione unitamente ad un alto livello di planarità; contestualmente al getto si collocano i distanziatori in corrispondenza degli incroci della maglia dei trefoli, per posizionare la stessa in asse baricentrico, e si effettuano le operazioni di vibrazione ad ago, nella zona del cassero di chiusura .

Un'attenta e adeguata protezione alla stagionatura, conclude le fasi di realizzazione del pavimento: bagnatura del pavimento, copertura con TNT ed imbibizione dello stesso, fogli di polietilene in ambiente freddo contro le gelate di stagione.

Le operazioni di tesatura rappresentano quindi la fase evolutiva che caratterizza il sistema:

- per la tesatura parziale si utilizza un martinetto, con particolare imboccatura che garantisce la presa del trefolo esattamente nel punto di ripresa del getto; inducendo lo stato di pre-sollecitazione calcolato in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo a quella stagionatura, si è in grado di compensare, parzialmente o totalmente, le tensioni di trazione indotte dallo spontaneo ritiro del calcestruzzo in fase di indurimento (Fig. 5);

Fig. 5 - Stagionatura protetta e tesatura parziale.

- la tesatura finale, che assicura alla lastra la capacità portante richiesta, si esegue normalmente a 72 ore, nel rispetto delle caratteristiche prestazionali del calcestruzzo, dopo averne verificato la resistenza a compressione con rottura dei cubetti in laboratorio. La resistenza normalmente richiesta per quest'operazione deve essere pari a circa il 70% di quella di classe, quindi di almeno 21 N/mm^2 se la classe del calcestruzzo è quella minima di C25/30 (Fig. 6).

Successivamente alle operazioni di tesatura, si rilevano gli allungamenti reali del trefolo, che si confrontano con quelli teoricamente attesi per avere la certezza che il carico applicato abbia prodotto realmente l'allungamento dell'acciaio armonico come calcolato.

Anche con la tecnica del **Post-Teso**, è di fondamentale importanza progettare, in funzione della destinazione d'uso della pavimentazione, il tipo e la prestazione dello strato di finitura delle superfici, attraverso collaudati interventi che possono consistere (da soli o in combinazione tra di loro) in:

- levigatura e lucidatura meccanica del calcestruzzo indurito;
- applicazione e finitura di un indurente minerale, naturale o sintetico, con suo incorporamento nel calcestruzzo fresco con frattazzatura meccanica;
- applicazione di trattamenti indurenti chimici penetranti nel calcestruzzo;
- applicazione di selezionati cicli a base di resine polimeriche, per la protezione chimica del calcestruzzo indurito.

Fig. 6 - Tesatura finale.

A seguito delle elevate caratteristiche prestazionali, il Sistema **Post-Teso** è ideale per tutti gli ambienti che prevedano alte scaffalature, elevati carichi concentrati, puntiformi e dinamici, circolazione sistematica di veicoli a bassa impronta, nonché per forme geometriche irregolari e per le pavimentazioni radianti. Per quest'ultima voce, la Post-Tensione del calcestruzzo genera caratteristiche positive difficilmente ottenibili con altre tecnologie, in quanto contrasta il manifestarsi di fessurazioni indotte dai continui cicli di raffreddamento e riscaldamento, e risulta essere l'unico sistema in grado di ridurre efficacemente le dilatazioni lineari indotte dalle variazioni termiche, garantendo la perfetta efficienza dell'intera struttura.

Con la tecnologia della Post-Tensione, è veramente iniziata la rivoluzione industriale nella realizzazione delle pavimentazioni industriali: la possibilità di realizzare una pavimentazione continua in calcestruzzo senza giunti e senza fessurazioni e crepe, non è più una remota possibilità o una soluzione avveniristica ma è una concreta realtà già sperimentata in numerose pavimentazioni industriali.

Concludiamo con una sintesi in dieci punti relativa agli aspetti positivi derivanti dall'adozione della Post-Tensione del calcestruzzo nelle pavimentazioni:

1. eliminazione dei giunti
2. assenza di fessure
3. eliminazione dell'imbarcamento delle lastre
4. annullamento del movimento verticale differenziato delle lastre (giunti di costruzione) al passaggio dei carrelli elevatori
5. eliminazione del dislivello tra i bordi delle lastre
6. possibilità di riduzione degli spessori
7. elevata planarità
8. abbattimento dei costi di manutenzione
9. maggiore comfort di utilizzo
10. migliore effetto estetico

BIBLIOGRAFIA

- TENSIOPAV – Pavimentazioni industriali Post-Tese;
- Tattoni, Madeddu, Civati – PAVIMENTAZIONI SU SUOLO (1^ parte);
- UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione - UNI 11146:2005 – Pavimenti di calcestruzzo ad uso industriale – Criteri per la progettazione, la costruzione ed il collaudo;
- Norme Tecniche per le Costruzioni – GU N.29 del 4-2-2008 – Suppl. Ordinario N.30.

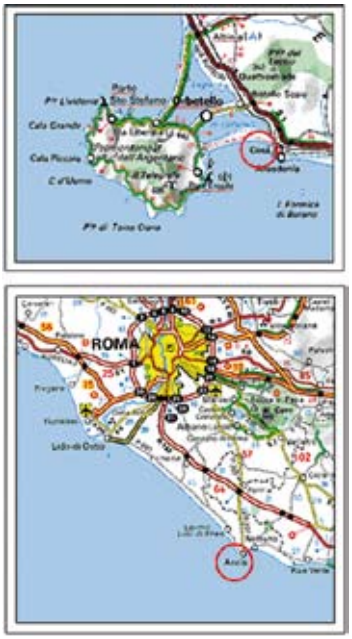
ZEOLITI IN STRUTTURE PORTUALI DELL'ANTICA ROMA

Carmine Colella
Università Federico II, Napoli - carmine.colella@unina.it

Le ragioni della lunga sopravvivenza della civiltà romana e della capacità di estendere e conservare il suo dominio su territori spesso distanti migliaia di chilometri, sono state e sono oggetto di molteplici discussioni e interpretazioni, non sempre del tutto concordanti. Su un fatto comunque, innegabile, convergono i giudizi degli studiosi: il successo che arrise alle istituzioni dell'antica Roma, Repubblica e poi Impero, fu dovuto in parte non trascurabile alla grande capacità dei suoi architetti e dei suoi costruttori di progettare e far eseguire a maestranze, peraltro ben addestrate e dotate di grande perizia, opere edilizie di notevole portata.

Alcuni degli straordinari monumenti dell'antica Roma ci sono giunti pressoché integri – e le mancanze sono spesso dovute più ad incuria e insensibilità degli antichi fruitori che alle ingiurie del tempo –, ma, per quanto caratterizzate da minore visibilità, furono soprattutto le infrastrutture le opere che fecero grande la civiltà romana. Nella costruzione di vie di comunicazione, fondazioni, serbatoi e sottoservizi, strutture portuali, dighe, acquedotti, sistemi fognari ed altro, i Romani furono capaci di accoppiare ad una tecnica costruttiva di avanguardia, con soluzioni architettoniche di grande efficacia, una cura, per certi versi, maniacale nella scelta dei materiali, che finì per essere funzionale all'edificazione di strutture durevoli e dotate di grande solidità[1].

Tale favorevole risultato è in buona parte legato al ricorso a calcestruzzi innovativi, basati sull'associazione calce-pozzolana, che alle rilevanti resistenze meccaniche e alla conseguente notevole durevolezza , accoppiavano la capacità di far presa ed indurire anche in ambiente subacqueo. Tali materiali, che conobbero il massimo successo soprattutto in epoca imperiale[2], erano per la verità già noti ai Fenici – che avevano usato, però, al posto della pozzolana, polvere di mattone cotto – e specialmente ai Greci, che, in età classica, per la fabbricazione della malta "idraulica" impiegavano una sabbia vulcanica, simile alla pozzolana, proveniente dall'isola di Santorini, nelle Cicladi[3]. I Romani ebbero, peraltro, il merito di comprendere le notevoli potenzialità del materiale, portando a livelli di estrema razionalizzazione le sue modalità d'impiego.



Siti archeologici di Cosa nell'Argentario (sopra) e di Anzio sul litorale a SE di Roma (sotto).

Un impareggiabile strumento per affrontare e risolvere problemi connessi con l'arte del costruire fu, senza dubbio, il *De Architectura* di Vitruvio[4], un manuale all'epoca molto diffuso, ricco di indicazioni estremamente precise in merito alla scelta e alle modalità di utilizzazione dei materiali da costruzione. Ma analoghi suggerimenti erano anche inclusi nel *Naturalis Historia* di Plinio il vecchio[5], di concezione peraltro più ampia e quindi meno specifico.

Fu quindi proprio Vitruvio che nel suo trattato dettò le regole per una corretta preparazione di malte e calcestruzzi, sottolineando l'importanza della qualità delle materie prime, e dei pre-trattamenti cui dovevano essere sottoposte (ad esempio, la "macerazione", ovvero lo spegnimento, della calce), e dando precise indicazioni sulla loro composizione in relazione agli specifici usi. Nel trattato è spesso menzionata la pozzolana di Baia o di Cuma (ad ovest di Napoli), che "*fa gagliarda non solo ogni specie di costruzione ma particolarmente quelle che si fanno in mare sott'acqua*" (II libro, cap. VI). E proprio a proposito delle costruzioni di strutture marittime, ecco quel che Vitruvio scrive nel cap. XII del V libro: "*Queste costruzioni nell'acqua così sembrano doversi fare: si prenda l'arena* [pozzolana] *da quelle regioni che da Cuma si estendono fino al promontorio di Minerva* [Massa Lubrense, nella penisola sorrentina] *e si adoperi in modo che nella miscela due parti di arena corrispondono ad una di calce. Indi nel luogo, che sarà stato stabilito, si calino dentro l'acqua cassoni senza fondo formati con travicelli e legami in legno rovere, e fortemente si fissino con ritegni: di poi con rastrelli si eguagli e si spurghi quella parte di fondo di mare che rimane dentro i medesimi, indi vi si gettino cementi* [rottami di pietre] *mescolati con la miscela formata come di sopra si è scritto, fintantoché venga riempito di costruzione il vuoto interno dei calcestruzzi*".

V'erano dunque tutte le condizioni – lo possiamo naturalmente dire col senno di poi – per ottenere strutture *gagliarde* e soprattutto capaci di durare nel tempo. Tali rilevanti prestazioni sono state del resto recentemente confermate, nell'ambito di un apposito progetto,6 attraverso analisi comparate di calcestruzzi romani e materiali di analoga costituzione, ottenuti sperimentalmente con le ricette di

Vitruvio[7].

Le straordinarie proprietà della pozzolana flegrea, ritenute all'epoca pressoché uniche[8], fecero sì che il suo impiego, superando gli angusti limiti locali, si affermasse anche nell'area mediterranea, con rilevanti ricadute, si immagina, anche di carattere commerciale. Si sa, ad esempio, per certo che la pozzolana è stata usata nel I sec. d. C. per la costruzione delle strutture marittime di Caesarea (all'epoca in Palestina, oggi sul litorale mediterraneo di Israele, fra Haifa e Tel Aviv). Più antiche sono le opere portuali lungo il litorale tirreno, di cui restano testimonianze a Cosa, in Toscana, Anzio ed altre città laziali, nelle quali pure fu utilizzata pozzolana, proveniente dai siti vulcanici ad ovest di Napoli[6].

****

In considerazione delle analogie genetiche e costituzionali della pozzolana e del tufo a matrice zeolitica[9], ci si può chiedere se sia ammissibile la presenza di zeoliti in strutture basate sul cemento romano e nel caso che la risposta sia positiva se tale presenza sia accidentale o intenzionale.

Al primo quesito si può dare risposta positiva, almeno in linea di principio: pur se non utilizzate consapevolmente, le zeoliti costituiscono infatti un normale componente, per quanto secondario, delle pozzolane. La sua presenza non potrebbe, peraltro, che essere marginale e soprattutto subordinata alla possibilità che parte del materiale pozzolanico aggiunto non abbia reagito.

Riguardo al fatto che il tufo possa essere stato consapevolmente aggiunto nelle malte come componente ad attività pozzolanica, non vi sono evidenze e peraltro non vi è alcuna indicazione al riguardo nelle pagine di Vitruvio, pur essendo il tufo considerato un materiale pregiato come aggregato, ovvero come rottame di pietra, soprattutto quando si voleva alleggerire la struttura. In questo caso, non sarà sfuggito ai costruttori romani la forte interazione superficiale, che si veniva a generare fra legante e aggregato tufaceo, in conseguenza di fenomeni di adesione di natura prettamente chimica.

L'evidenza dell'uso di rottami o frammenti di tufo nei conglomerati romani, al di là del dettato di Vitruvio, è peraltro comune nelle cosiddette murature a sacco, ma ve ne è traccia anche in strutture di maggiore consistenza, come quelle di opere portuali o marittime. Nei resti archeologici del porto di Cosa, ad esempio, è stata rilevata la presenza di materiali tufacei provenienti dai Vulsini, mentre la pozzolana è detta di origine flegrea[10].

Recenti ricerche sono andate ancora oltre, avendo rilevato sperimentalmente, attraverso probanti analisi diffrattometriche con i raggi X, la presenza di minerali zeolitici nelle strutture marittime di Cosa e di Anzio (e aree viciniori)[6]. Le zeoliti rinvenute sono quelle tipiche dei depositi sedimentari italiani, ovvero phillipsite, cabasite e analcime. Ma le risultanze delle analisi meritano qualche osservazione e non sono prive di sorprese.

Partiamo dalle risultanze sperimentali:

(1) in accordo con quanto affermato dagli autori, le analisi diffrattometriche si riferiscono alle malte e non agli aggregati;

(2) la distribuzione dei singoli termini zeolitici nei vari campioni di malta esaminati è diseguale, sia in termini di tipologia che di abbondanza;

(3) in genere le zeoliti sono componenti minori e si riconosce un'associazione phillipsite-analcime;

(4) in un campione proveniente da Anzio si rileva un'associazione cabasite-analcime, del tutto inusuale, per di più con la cabasite minerale predominante nella malta;

(5) in un campione proveniente da Cosa l'analcime, piuttosto abbondante, è l'unico minerale zeolitico.

Lungi dal voler trarre affrettate conclusioni da detti risultati e dando per scontata una certa approssimazione (le analisi non sono quantitative e qualche componente minore, anche zeolitico, potrebbe essere sfuggito), non si può non osservare che almeno in alcuni casi (vedi punti 4 e 5) le zeoliti rilevate, data la loro abbondanza, non potevano essere parte della pozzolana, ma sono compatibili con la possibilità d'impiego di tufo macinato. Le differenti tipologie e associazioni di minerali zeolitici nelle malte esaminate inducono peraltro a ritenere che i materiali pozzolanici utilizzati non avessero la stessa origine. Mentre i campioni relativi al punto 3 possono essere, infatti, considerati indizio dell'uso di una pozzolana flegrea, è difficile che lo possano essere anche quelli dei punti 4 e 5, che sono compatibili con associazioni genetiche locali e sono peraltro quelli che, data l'abbondanza delle fasi zeolitiche, lasciano plausibilmente pensare all'impiego di tufo macinato.

La conclusione, dunque, che è una pura ipotesi di lavoro, ma che non manca certamente di coerenza, è che i costruttori romani, pur impiegando pozzolana "originale", non trascuravano la possibilità di usare, per economia, prodotti litici locali, stante il fatto che i materiali incoerenti corrispondenti alle pozzolane flegree, pur essendo presenti nelle aree dei Vulsini, non erano certamente altrettanto comuni come quelli dei decantati depositi di Baia e di Cuma.

BIBLIOGRAFIA E NOTE

1 J.-P. Adam, L'arte di costruire presso i Romani. Materiali e tecniche, Longanesi, Milano, 2008, 370 pp.

2 T. N. Winter, "Roman concrete: the ascent, summit, and decline of an art", Trans. Nebraska Academy of Sciences, 7 , 137-143 (1979).

3 C. Goria, Evoluzione storica dei leganti e dei conglomerati: dall'empirismo alla loro conoscenza razionale, in Cemento: Storia, Tecnologia, Applicazioni, Fratelli Fabbri Ed., Milano, 1976.

4 Dedicato ad Augusto, scritto tra il 27 e il 23 a.C. da Marco Vitruvio Pollione e diviso in 10 libri, fu "riscoperto" e tradotto in italiano in epoca rinascimentale. È stato il fondamento dell'architettura occidentale fino alla fine del XIX secolo.

5 Scritta da Gaio Plinio Secondo, detto "il vecchio", in un lunghissimo arco di tempo è costituita da 37 libri. L'autore curò la stesura finale e la pubblicazione dei primi dieci libri nel 77 d.C. Il resto uscì in forma più approssimata, a cura del nipote Plinio "il giovane", dopo la sua morte, avvenuta a Stabia nel 79, nel corso della catastrofica eruzione del Vesuvio.

6 J. P. Oleson, C. Brandon, S. M. Cramer, R. Cucitore, E. Gotti, R. L. Hohlfelder, "The ROMACONS Project: a Contribution to the Historical and Engineering Analysis of Hydraulic Concrete in Roman Maritime Structures", The Int. Jour. of Nautical Archaeology, 33(2), 199-229 (2004).

7 E. Gotti, J. P. Oleson, L. Bottalico, C. Brandon, R. Cucitore, R. L. Hohlfelder, "A Comparison of the Chemical and Engineering Characteristics of Ancient Roman Hydraulic Concrete with a Modern Reproduction of Vitruvian Hydraulic Concrete", Archaeometry, 50(4), 576-590 (2008).

8 In realtà i Romani, e prima di loro, quanto meno, i Greci e i Fenici, erano consapevoli delle "proprietà pozzolaniche" del cocciopesto, utilizzato proprio per ottenere strutture impermeabili all'acqua.

9 Questo è stato dimostrato, quanto meno per il tufo giallo napoletano, ben cinquanta anni fa (R. Sersale, "Genesi e costituzione del tufo giallo napoletano", Rend. Accad. Sci. Fis. Mat. Soc. Naz. Sci. Lett. Arti (Napoli), 25, 181-207 (1958).

10 A. M. McCann, "The Harbor and Fishery Remains at Cosa, Italy", Jour. of Field Archaeology, 6, 391-411 (1979).

COMPORTAMENTO MECCANICO DI PANNELLI PREFABBRICATI:
il caso delle deformazioni permanenti allo scassero

Giuseppe Di Palma e Matteo Felitti
Liberi Professionisti - studiotecnicomp@alice.it

Il presente lavoro tratta il problema relativo al comportamento meccanico di pannelli prefabbricati nelle fasi transitorie ed in particolare durante la fase dello scassero, al fine di individuare una metodologia che consenta di evitare la comparsa di frecce permanenti non ammissibili.

Subito dopo lo scassero, infatti, alcune tipologie di pannelli, possono presentare, in corrispondenza della mezzeria, deformazioni permanenti che rendono difficoltoso il successivo montaggio degli stessi.

In seguito vengono presentati i risultati di uno studio per capire innanzitutto la problematica in discussione per poi suggerire, nelle conclusioni, una procedura risolutiva.

Si precisa, come vedremo meglio in seguito, che il calcolo globale è stato effettuato sull'intero sistema meccanico funi carroponte → funi per scassero → pannello prefabbricato. Invece per il calcolo delle sollecitazione e delle tensioni è stato preso in considerazione l'elemento maggiormente impegnato staticamente e cioè il travetto longitudinale di bordo (lato ganci di sollevamento) che funge, assieme agli altri travetti, da irrigidimento dello stesso pannello.

2. DESCRIZIONE DEL LAVORO

2.1 I dati di partenza

Si prenda in considerazione un pannello prefabbricato, tipo alleggerito (Fig.1) con polistirolo e irrigidito con nervature longitudinali e trasversali in calcestruzzo armato, che abbia le seguenti caratteristiche geometriche e meccaniche: lunghezza 1414 cm, altezza 160 cm, spessore 18 cm, R_{ck} a 28gg. = 400 da N/cm^2, modulo elastico a 28gg. = 293574 daN/cm^2.

Da prove sperimentali si sono ottenuti i seguenti risultati meccanici:

- resistenza media a compressione su provini cubici 15x15x15 a 17 ore di maturazione (le 17 ore di maturazione sono quelle solitamente utilizzate dai Prefabbricatori per lo scassero) = 140 da N/cm^2;
- resistenza media a compressione su provini cubici 15x15x15 a 28gg. di maturazione = 620 da N/cm^2;
- modulo elastico a 17 ore = 44944 da N/cm^2 calcolato sottoponendo a compressione n. 2 provini cilindrici con rapp. h/d = 2 (Tab.1).

Fig. 1 - Geometria pannello prefabbricato.

Tabella 1

CALCOLO DI E (17 h)		
σ		σ
da N/cm²		da N/cm²
140		100
ε		ε
0.00245		0.00156
	E (17 h)	
	da N/cm²	
	44944	

In Fig. 2 è riportato il diagramma tensioni – deformazioni ricavato dalla prova a compressione (Forza-Spostamenti) su n. 2 cilindri registrando, a mezzo di trasduttori, gli spostamenti nei vari istanti di carico.

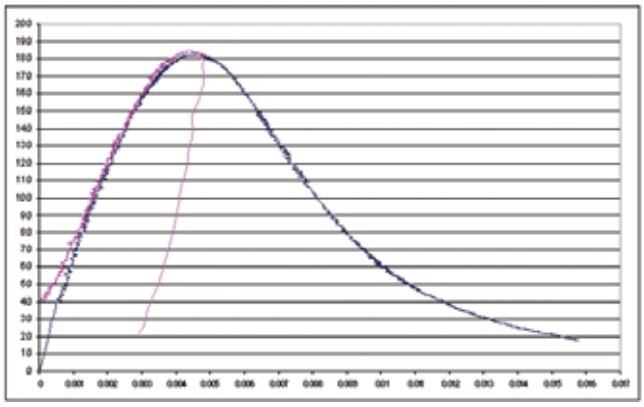


Fig. 2 - Curva tensione-deformazione.

Dalla suddetta prova è stato possibile ricavare il c*oefficiente di deformazione permanente*:

$$\alpha_{pl} = \left(\frac{\Delta\varepsilon_{res}}{\Delta\varepsilon_{\max}} + \frac{\Delta E}{E_{28}} \right) / 2 \qquad (1)$$

che ci restituisce la percentuale di deformazione permanente rispetto a quella totale.

In Tabella 2 riportiamo in sintesi il calcolo di tale coefficiente.

Dal rapporto:

$$\frac{R_{ck28}}{R_{cm28}} = \frac{R_{ck17\,ore}}{R_{cm17\,ore}} \qquad (2)$$

ricaviamo $R_{ck17ore}$ = 90 da N/cm² che ci consente di calcolare $f_{ck17ore}$ = 75 da N/cm² da cui la resistenza cilindrica a trazione: f_{ctk} = 8.2 da N/cm² (la quale ci consentirà di verificare il calcestruzzo in zona resa ed appurare se in quelle zone la sezione è fessurata).

Tabella 2

$\alpha_{pl\,1}$		
ε_{max}		ε_{res}
0.0048		0.003
140		100
ε_{min}		ε_{min}
0		0
	$\Delta\varepsilon_{res}/\Delta\varepsilon_{max}$ 0.625	

$\alpha_{pl\,2}$		
$E_{28\,gg}$		$E_{16\,hh}$
293574		44944
	$\Delta E/E$ 0.847	

α_{pl} 0.736

2.2 Il modello agli elementi finiti

A questo punto avendo a disposizione tutti i dati relativi al pannello oggetto di studio, si è pensato di modellare, agli elementi finiti [3], tutto il sistema meccanico che partecipa alla fase di scassero e cioè:

- le funi del carroponte (modellate con un pendolo deformabile di area equivalente);
- le funi di collegamento tra il bozzello del carroponte e i ganci in corrispondenza degli irrigidimenti trasversali del pannello (modellate con quattro pendoli deformabili di area equivalente);
- il pannello (modellato con elementi shell a quattro nodi);
- il banco di appoggio del pannello (modellato con un vincolo infinitamente rigido monolatero a compressione);
- le armature dei travetti di irrigidimento e la rete di ripartizione (modellate attraverso i modificatori di inerzia contenuti nel codice di calcolo).

In Tab. 3 sono riportati in sintesi i dati di progetto e in Fig 3 il modello tridimensionale agli elementi finiti.

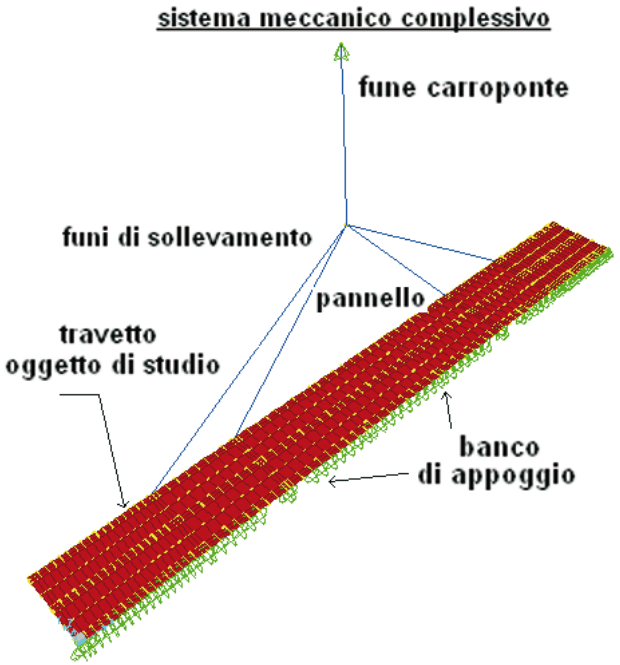


Fig. 3 - Modello tridimensionale agli elementi finiti.

Nel modello ogni sezione è stata definita due volte:
1. sezione integra
2. sezione fessurata

2.3 Il calcolo della freccia totale

In generale [1], [2] la freccia complessiva (Fig.6) si può valutare tenendo conto della fessurazione e del tension stiffening, cioè :

$$v = v_1 + \Delta v_2 - \Delta v_{ts} \qquad (3)$$

in cui v_1 (il pedice 1 è riferito alla sezione integra) è la freccia nell'ipotesi di sezione non fessurata; Δv_2 (il pedice 2 è riferito alla sezione fessurata) è l'incremento di freccia dovuta alla fessurazione e Δv_{ts} è il decremento dovuto alla tension stiffening nel tratto fessurato.

L'incremento di freccia Δv_2 si può scrivere:

$$\Delta v_2 = v_2 \cdot \left(1 - \frac{I_2}{I_1}\right) \cdot F_a \qquad (4)$$

essendo F_a funzione del rapporto tra la lunghezza del tratto non fessurato e la luce del travetto di irrigidimento longitudinale preso in considerazione in corrispondenza dei ganci.

Il decremento di freccia Δv_{ts} si può scrivere:

$$\Delta v_{ts} = v_2 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(1 - \frac{I_2}{I_1}\right) \cdot F_b \qquad (5)$$

dove F_b è ancora una funzione del rapporto tra la lunghezza del tratto non fessurato e la lunghezza totale del travetto e i coefficienti per barre ad aderenza migliorata, per carichi di lunga durata.

Considerando che:

$$\frac{I_2}{I_1} = \frac{v_1}{v_2}$$

la (3) si può scrivere:

Tabella 3

$E_{c,28}$ (CEB90) da N/cm²	E_c (t) da N/cm²	α_{pl} (t)	$R_{ck,28}$ da N/cm²	$R_{m,28}$ da N/cm²	$R_{ck,28}/R_{m,28}$	R_m (t) da N/cm²
293574	44944	0.736	400	620	0.645	140

R_{ck} (t) da N/cm²	f_{ck} (t) da N/cm²	f_{ctk} da N/cm²	B cm	H cm	Es da N/cm²	d' cm	n' = E_{cl}/E_c
90	75	8.20	15	18	2100000	2.50	0.50

$$v = v_1 + v_2 \cdot \left(1 - \frac{v_1}{v_2}\right) \cdot F_1 - v_2 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(1 - \frac{v_1}{v_2}\right) \cdot F_2 \qquad (6)$$

ponendo:

$$\bar{\gamma} = F_1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot F_2$$

si ottiene l'espressione finale della freccia:

$$v = v_1 \cdot \left(1 - \bar{\gamma}\right) + v_2 \cdot \bar{\gamma} \qquad (7)$$

2.4 Il calcolo della freccia permanente

Dall'analisi con sezione integra si è ottenuto, in corrispondenza del travetto longitudinale più sollecitato, i momenti di prima fase (Fig. 4-5) utilizzati per effettuare la verifica a fessurazione:

$$M < M_{fess} \qquad (8)$$

dove con M_{fess} si è indicato il momento di prima fessurazione.

Fig. 4 - Andamento del momento flettente M11 sugli elementi shell del pannello.

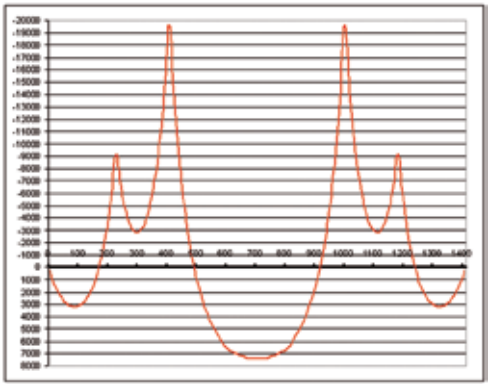


Fig. 5 - Andamento del momento flettente sul travetto longitudinale.

Essendo il momento di prima fessurazione pari a M_{fess} = 29703 da N/cm² maggiore in ogni ascissa del momento sollecitante, il pannello non si fessura in nessun punto. Si è fatto quindi riferimento alle inerzie e alle frecce calcolate in fase integra.

Di conseguenza si è appurato che le sezioni non presentano fessurazione.

A questo punto è stato effettuato il calcolo delle frecce con sezioni integre in presenza delle armature. Essendo assenti le frecce in fase fessurata, come visto precedentemente, la freccia totale è quella in fase integra:

$$v = v_1 \qquad (9)$$

ovviamente la freccia permanente sarà una percentuale della (9) e cioè:

$$v_p = v \cdot \alpha_{pl} \qquad (10)$$

dove il coefficiente α_{pl} ("tarato" attraverso la prova sperimentale Forza-Spostamento prima descritta) è stato da noi chiamato *coefficiente di deformazione permanente* ed è rappresentato dalla (1) che riportiamo per semplicità:

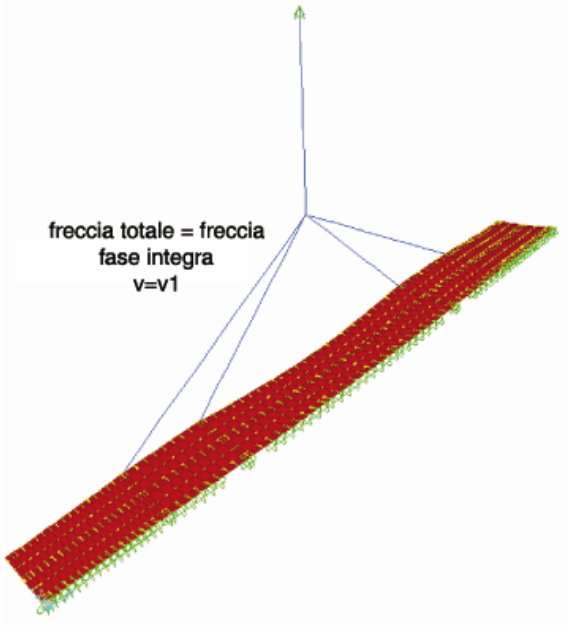


Fig. 6 - Modello tridimensionale agli elementi finiti con deformata elastica.

$$\alpha_{pl} = \left(\frac{\Delta\varepsilon_{res}}{\Delta\varepsilon_{\max}} + \frac{\Delta E}{E_{28}}\right) / 2 \rightarrow \left(\frac{0.003}{0.0048} + \frac{248630}{293574}\right) / 2 = 0.736$$

In definitiva, quindi, con la (10) si valuta numericamente la freccia residua sul travetto longitudinale di irrigidimento del pannello, cioè:

$$v_p = 0.67 \times 0.736 \cong 0.5cm$$

3. CONCLUSIONI

Da questo studio si evince che il modulo elastico svolge un ruolo di primo ordine nel calcolo delle frecce permanenti. In particolare, il modulo elastico calcolato a 17 ore (Tab. 1) restituisce un valore di 44944 da N/cm² a fronte di un modulo elastico a 28 gg di 293574 da N/cm². Si capisce, pertanto, l'impossibilità di evitare frecce permanenti con un modulo elastico così ridotto.

A questo punto suggeriamo la seguente procedura risolutiva:

- fissata una freccia permanente massima ammissibile dal costruttore, si calcola in fase non fessurata il modulo elastico necessario ad ottenere frecce minori o uguali ad essa; ciò è fattibile per tentativi, incrementando iterativamente il modulo E_c, nel modello agli elementi finiti, fino ad ottenere una freccia elastica totale, la quale moltiplicata per il *coefficiente di deformazione permanente* α_p sia uguale alla freccia ammissibile; si ottiene così un valore limite minimo per il modulo E_c;
- lo scassero va effettuato ad un numero di ore tale che il modulo E_c assuma valori maggiori o uguali a quello così ottenuto.

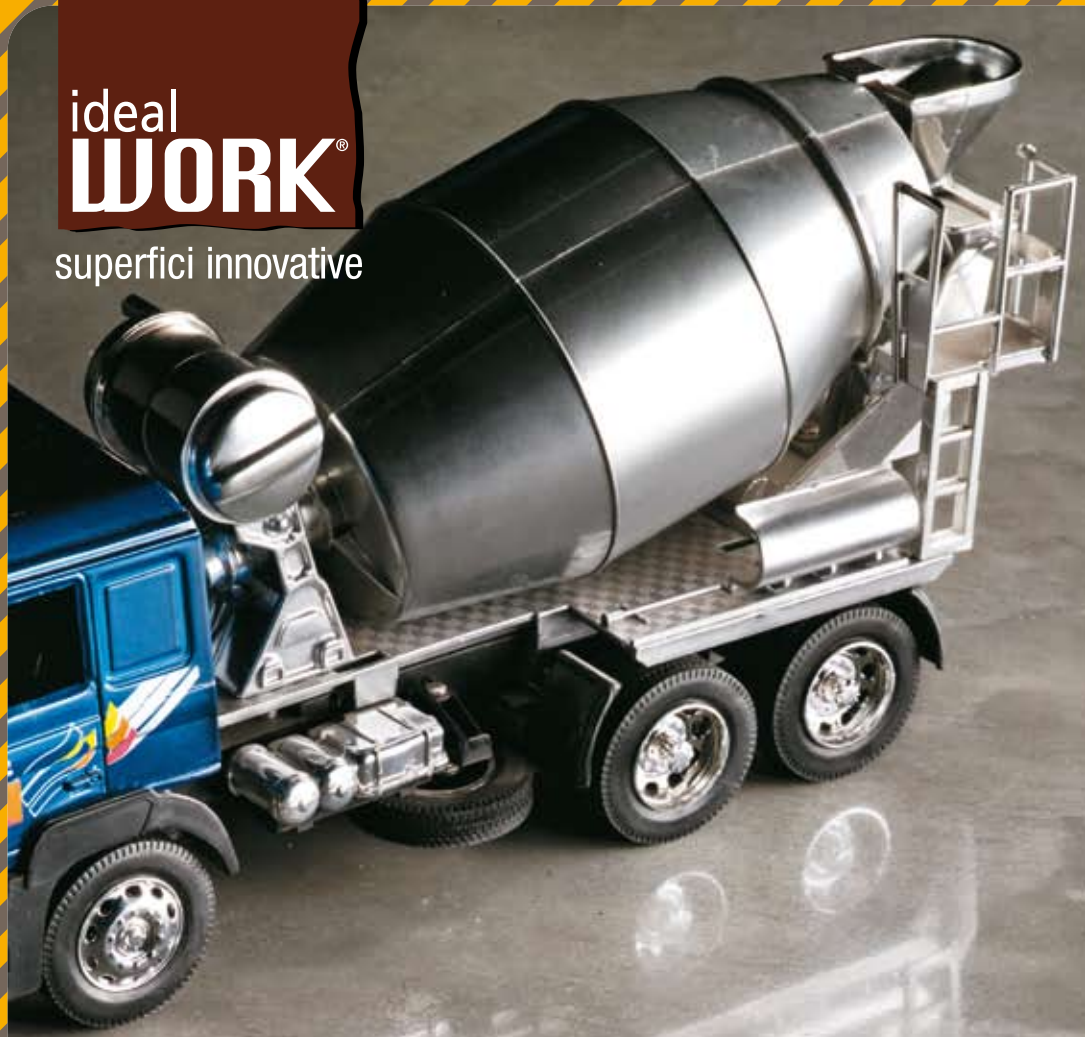
La correlazione tra il tempo di maturazione del calcestruzzo e il valore di E_c, dalla quale trarre il tempo ammissibile di scassero una volta noto il valore di E_c necessario a contenere le deformazioni permanenti al di sotto del limite voluto, può essere "costruita", secondo noi, per via sperimentale.

4. BIBLIOGRAFIA

[1] C. Faella, Costruzioni in calcestruzzo armato normale e precompresso, v.1B, CUES, 2008.
[2] Cosenza, Manfredi, Pecce, Strutture in cemento armato, HOEPLI, 2008.
[3] E.L. Wilson, Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, CSI, 2001.
[4] M. Collepardi, Il Nuovo Calcestruzzo, Edizioni Tintoretto, 2006.

ideal WORK®

superfici innovative



Trattamenti Ideal Work protezione e bellezza.

I trattamenti superficiali Ideal Work proteggono e valorizzano al meglio le pavimentazioni industriali in calcestruzzo, garantendone un utilizzo piacevole e duraturo e limitando, nel contempo, le spese di manutenzione future. I prodotti Ideal Work sono innovativi, di facile utilizzo e rispondono al meglio alle vostre differenti necessità di protezione. Provateli e capirete il loro valore.

Ideal WORK S.r.l. Via Kennedy, 52 31030 Vallà di Riese Pio X (TV) Italia
Tel. (+39) 0423 4535 - Fax. (+39) 0423 748429 - www.idealwork.it - info@idealwork.it

Ideal Hard

Sigillante, densificante, corazzante chimico per calcestruzzo

- Elimina il problema dei segni lasciati dai pneumatici.
- Aumento della resistenza all'abrasione fino al 127%
- Garanzia antipolvere per 10 anni

Polvere | Gomma di Pneumatici

Petrotex-S

Repellente per olio e acqua per calcestruzzo

- Assicura una buona repellenza all'olio e all'acqua
- Facilita la rimozione di olio e grasso riducendo i costi di manutenzione

Olio e grasso | Acqua

Aquapel-S

Microemulsione idro-sale repellente

- Riduce fino al 85% l'assorbimento d'acqua
- Riduce fino al 90% l'intrusione di sale

Acqua | Sale | Ghiaccio

MIX DESIGN DEL CALCESTRUZZO
Parte I - Mix Design Semplice

Silvia Collepardi e Roberto Troli
Enco srl, Ponzano Veneto (TV) - info@encosrl.it

1. PREMESSA

Esistono fondamentalmente due tipi di mix-design: semplice e complesso. Il mix-design è semplice quando è necessario individuare la composizione del calcestruzzo se si conoscono i seguenti tre requisiti che rappresentano gli elementi base per ogni mix-design anche secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il DM del 14 Gennaio del 2008*:

- la classe di resistenza → resistenza caratteristica (R_{ck}) da convertire in *a/c* se si conosce il tipo di cemento;
- la classe di consistenza → lavorabilità;
- il diametro massimo dell'inerte (D_{max}) disponibile → compatibilità con il copriferro.

Il mix-design è *complesso* quando, oltre ai suddetti quattro requisiti, esiste almeno un'altra caratteristica aggiuntiva (usualmente la durabilità) che interessa conferire al materiale. In questo articolo si presenta l'elaborazione di un mix-design semplice, rinviando a un successivo articolo la presentazione del mix-design complesso che tiene conto anche della durabilità (classe di esposizione). Da un punto di vista pratico, poiché la recente normativa riportata nelle *Norme Tecniche per le Costruzioni* emanate con DM del 24 Gennaio 2008 prevede che nel progetto sia sempre indicato la classe di esposizione**, l'unica possibilità per l'esistenza di un mix design semplice può essere adottato solo nelle costruzioni con classe di esposizzione X0 per la quale non esiste alcun vincolo per il conseguimento della durabilità (ambienti interni al riparo dalle piogge ambientali).

2. IL PRINCIPIO DEL MIX DESIGN

Il ***mix-design***, letteralmente *progetto della miscela*, è il procedimento per il calcolo della composizione del calcestruzzo (in termini di quantità di cemento, di acqua e di inerti per m^3 di calcestruzzo), a partire da:

a) le proprietà ingegneristiche del materiale indurito (resistenza meccanica, modulo elastico, ritiro, scorrimento viscoso, durabilità, ecc.), quali risultano dall'esigenza del progetto dell'opera;

b) le esigenze esecutive (lavorabilità, organizzazione del cantiere, modalità di getto, ecc.);

c) i materiali disponibili (tipo di cemento, di inerti e di additivi).

L'accumulo di dati consolidati in oltre un secolo di esperienza sull'impiego del calcestruzzo consente di calcolare preventivamente la composizione della miscela partendo dai requisiti tecnici richiesti. Esistono, in sostanza, una serie di consolidate correlazioni tra le proprietà richieste da una parte (resistenza meccanica, ritiro, deformazione viscosa, durabilità, ecc.) e la composizione del calcestruzzo dall'altra (rapporto acqua/cemento, rapporto inerte/cemento, acqua di impasto, ecc.). Tali correlazioni, esprimibili di volta in volta sotto forma di equazioni, di grafici o tabelle, riguardano:

- il rapporto acqua-cemento (***a/c***) che è il parametro fondamentale - unitamente al tipo di cemento - nel determinare il comportamento meccanico, e la resistenza alle aggressioni ambientali (durabilità);
- la scelta dell'aggregato per tipologia (alluvionale o frantumato) e per dimensione (diametro massimo) è di fondamentale importanza - unitamente agli additivi che modificano la lavorabilità dell'impasto fresco - per determinare la richiesta d'acqua del calcestruzzo e condizionare in modo significativo il dosaggio di cemento e quello dell'inerte: ridurre l'acqua - attraverso una combinazione di aggregato e di additivo - significa *logicamente* ridurre il dosaggio di cemento (a parità di ***a/c***) e quindi aumentare il volume dell'inerte (a parità di lavorabilità), con benefici straordinari sulla stabilità dimensionale della struttura (in termini di minor ritiro igrometrico e minore deformazione viscosa) e sul costo del materiale;
- il dosaggio di cemento è quindi la conseguenza *logica* dell'*analisi* sopra menzionata che consiste nel tramutare le esigenze ingegneristiche (resistenza meccanica, durabilità e lavorabilità) in una composizione del calcestruzzo. Esso, pertanto non può essere prefissato a priori da specifiche tecniche, con conseguenze talvolta disastrose fin dall'inizio di vita della struttura; per esempio: fessure indotte da gradienti termici e ritiro da essiccamento, entrambe provocate da un eccesso di calore di idratazione correlato con un eccessivo dosaggio ed impropria scelta del tipo di cemento.

2.1 Il Mix-Design Semplice

Nella Figura 1 è schematicamente mostrato un esempio di mix-design semplice con il quale arrivare a fissare preliminarmente le

** Nel paragrafo § 11.2.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con DM del 24 Gennaio del 2008 si precisa che "la prescrizione del calcestruzzo all'atto del progetto deve essere caratterizzata almeno mediante la classe di resistenza, la classe di consistenza ed il diametro massimo dell'aggregato".*

*** Nel paragrafo §11.2.11 delle "Norme Tecniche delle Costruzioni" si precisa che "per garantire la durabilità delle strutture in cls ordinario armato e precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo".*

proporzioni dei vari ingredienti del calcestruzzo, in termini di ***c*** (cemento), ***a*** (acqua), a' (aria) ed ***i*** (inerte) tutti espressi in kg/m^3 o in l/m^3 di calcestruzzo. Sia per il calcolo di ***a/c*** che per quello di ***a*** e della percentuale d'aria (***a'***), occorrono delle correlazioni (sotto forma di grafici, tabelle o equazioni analitiche) che stabiliscano un legame tra i requisiti (resistenza, lavorabilità, ecc.) da una parte, ed i parametri di composizione cercati (***a/c***; ***a***; ***a'***) dall'altra.

Dalla resistenza caratteristica richiesta, si calcola la resistenza media mediante la nota equazione:

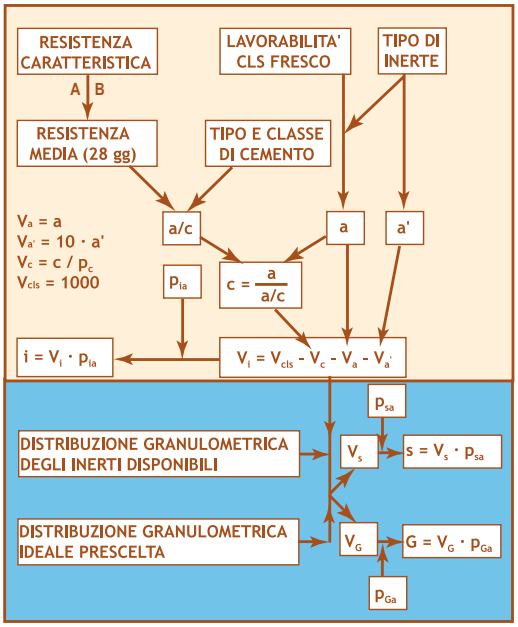


Fig. 1 - Schema logico per un "mix design" semplice del calcestruzzo. I volumi degli ingredienti (V_a, V_c, V_i, V_s, V_G) sono espressi in l/m^3. I dosaggi in massa (c,a,s,G,i) sono espressi in kg/m^3.

$$R_{ck} = R_{cm28} - K \cdot s$$

dove s è lo scarto quadratico medio, e ***K*** è una costante che vale 1.40.

Quindi, conoscendo il tipo di cemento disponibile o prescritto (II A/L 32.5R, III A 32.5 N, ecc.), si determina il rapporto ***a/c*** che, con quel cemento, garantisce l'ottenimento della resistenza caratteristica richiesta (Fig. 2).

D'altra parte, stabilita la lavorabilità del calcestruzzo fresco sulla base delle condizioni prevedibili in cantiere (manodopera, difficoltà del getto, densità dei ferri, ecc.), come anche del tipo di inerte disponibile o prescelto (naturale o frantumato, diametro massimo), si determina sia il contenuto di acqua (***a***) in kg/m^3 (Fig. 3), che la percentuale in volume di aria (***a'***) che rimane nel calcestruzzo dopo la sua messa in opera (Fig. 4).

A questo punto, per definire la composizione del calcestruzzo in termini di kg/m^3 di acqua (***a***), di cemento (***c***) e di inerte (***i***) si procede matematicamente come è mostrato in Fig. 1. Noti a/c ed ***a*** si calcola ***c***, mentre il volume di inerte (V_i) è determinato mediante un semplice bilancio di volume sottraendo ad un m^3 di calcestruzzo, il volume di acqua (V_a), di cemento (V_c) e di aria (V_a'):

$$V_i = V_{cls} - V_c - V_a - V_a'$$

dove V_{cls} = 1 m^3 = 1000 litri; $V_c = c/p_c$; $V_a = a$; $V_a' = 10\,a'$. Tenendo presente che la massa volumica del cemento (p_c) è con buona approssimazione eguale a 3.15 kg/l, ed assumendo per la massa volumica apparente dell'inerte (p_{ia}) un valore di 2.7 kg/l, si può

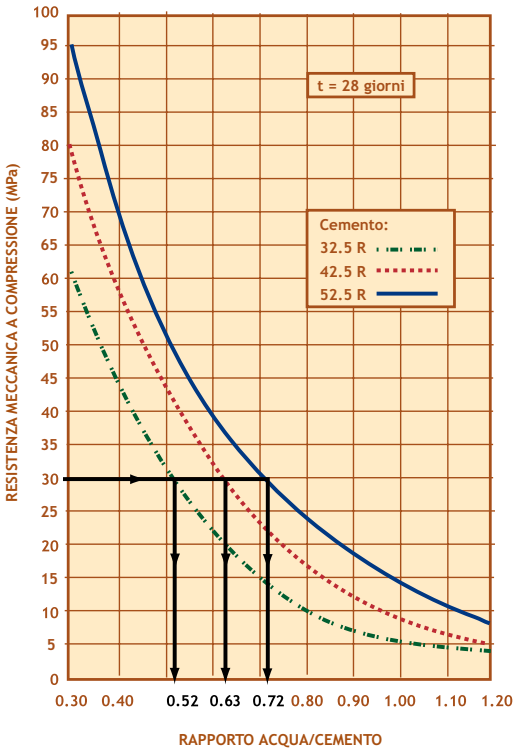


Fig. 2 - Resistenza meccanica a compressione media a 28 giorni in funzione del rapporto a/c di calcestruzzi confezionati con cementi di classe 52.5 R , 42.5 R e 32.5 R.

calcolare il peso dell'inerte (***i***) in kg per 1 m^3 di calcestruzzo:

$$i = V_i \cdot 2.7 = (1000 - c/3.15 - a - 10\,a') \cdot 2.7$$

Qualora si desideri affinare il mix-design e calcolare le quantità di sabbia (***s***) e di inerte grosso (***G***) che costituiscono il quantitativo totale di inerte (***i***), è necessario conoscere le caratteristiche granulometriche dei singoli inerti, per determinare il proporzionamento ottimale in base alla curva granulometrica prescelta (Füller, Bolomey, ecc.). Nella parte inferiore della Fig. 1 a sfondo celeste è mostrato come dalla distribuzione granulometrica dei singoli inerti ***s*** (sabbia) e ***G*** (ghiaia) e dalla distribuzione granulometrica ideale prescelta (Fuller, Bolomey, ecc.) sia possibile determinare i dosaggi di ***s*** e ***G***.

In sostanza per calcolare ***a***, ***c***, ed i è necessario stabilire in partenza la resistenza caratteristica, la lavorabilità, il tipo di cemento e di inerte. Se invece, si vuole calcolare ***a***, ***c***, ***s***, e ***G*** occorre conoscere anche le caratteristiche granulometriche della sabbia e dell'inerte grosso, determinate mediante le vagliature degli inerti disponibili.

2.1.1 Esempio di Mix-Design Semplice

Viene nel seguito descritto, a titolo di esempio, il procedimento di calcolo per un *mix–design semplice* per evidenziare soltanto che la scelta del tipo di controllo (A o B) non è, come spesso viene assunta, un'opzione indifferente ai fini della composizione e quindi del costo del calcestruzzo.

Si debba confezionare un calcestruzzo con R_{ck} di 20 MPa e lavorabilità pari a 15 cm di slump, avendo a disposizione un cemento ***CEM II-A/L 42.5R*** e un inerte misto (alluvionale e frantumato) con diametro massimo di 40 mm. Si supponga, inoltre, di voler adottare il controllo di tipo B per il calcolo della resistenza caratteristica secondo il DM del 14 Gennaio 2008:

$$R_{ck} = R_{cm28} - K \cdot S$$

avendo a disposizione un impianto di betonaggio che, per le sue caratteristiche, presenta uno scarto quadratico medio (***s***) di 7 MPa.

Si ricava pertanto, con ***K*** = 1.4, che:

$$R_{cm28} = 20 + 1.4 \cdot 7 = 30 \text{ MPa}$$

Dalla Fig. 2 si ricava che, con il cemento ***CEM II-A/L 42.5R*** ed R_{cm28} = 30 MPa, è necessario adottare un rapporto ***a/c*** di 0.63.

Dalla Fig. 3 si ricava che, con l'inerte misto (in parte alluvionale, e in parte frantumato) con D_{max} = 40 mm, occorrono 190 kg/m³ di acqua per ottenere una lavorabilità pari a 15 cm di slump.

Pertanto:

$$a/c = 0{,}63 \rightarrow 190/c = 0{,}63 \rightarrow c = 190/0{,}63 = 302 \text{ kg/m}^3$$

Dalla Fig. 4 si ricava che nel calcestruzzo messo in opera, con un D_{max} di 40 mm, rimarrà, dopo compattazione completa, un volume di aria (***a'***) pari all'1% in volume del calcestruzzo (1000 litri) e

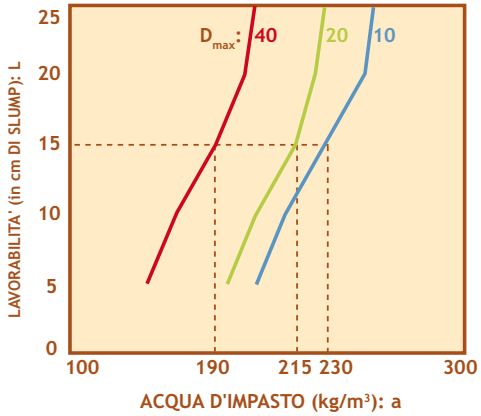


Fig. 3 - Lavorabilità in funzione dell'acqua di impasto con diverso diametro massimo (D_{max}) espresso in mm. I valori di *a* sono mediati da quelli ottenibili con inerti alluvionali e di frantumazione.

quindi eguale a 10 l/m³.

Il volume di inerte (V_i) nello stato in cui si trova dentro il calcestruzzo (saturo a superficie asciutta) è calcolabile per differenza tra il volume di calcestruzzo o quello degli altri ingredienti, e risulta:

$$V_i = 1000 - 302/3.15 - 190 - 10 = 704 \text{ l/m}^3$$

Assumendo per l'inerte una massa volumica apparente (p_{ia}) nello stato di saturo a superficie asciutta pari a 2.7 kg/l, il quantitativo di inerte necessario risulta:

$$i = V_i \cdot p_{ia} = 704 \cdot 2.7 = 1900 \text{ kg/m}^3$$

Nella Tabella 1 sono riassunte le prestazioni richieste, le disponibilità dell'impianto di produzione (in termini di tipo di cemento, di inerte e di ***s***), e la composizione calcolata con il procedimento del *mix–design*.

Se lo stesso calcestruzzo dovesse essere confezionato in conformità al controllo di tipo A (cioè con ***K•s*** = 3.5 MPa) la R_{cm28} (Fig. 2) risulterebbe:

$$R_{cm28} = 20 + 3.5 = 23.5 \text{ MPa}$$

Per ottenere questa resistenza meccanica con lo stesso cemento ***CEM II-A/L 42.5R*** è possibile adottare un rapporto ***a/c*** di 0.70 maggiore di quello impiegato per il controllo di tipo B (0.63).

Pertanto:

$$a/c = 0{,}70 \rightarrow 190/c = 0{,}70 \rightarrow c = 190/0{,}70 = 271 \text{ kg/m}^3$$

Il volume di inerte (V_i), calcolabile al solito per differenza tra

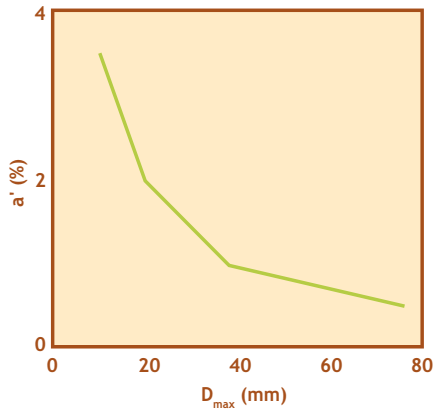


Fig. 4 - Percentuale d'aria (*a'*) che rimane nel calcestruzzo compattato in funzione del diametro massimo (D_{max}) dell'inerte.

il volume del calcestruzzo (1000 litri) e quello degli altri componenti, risulta:

$$V_i = 1000 - 271/3.15 - 190 - 10 = 713 \text{ l/m}^3$$

Assumendo per l'inerte una massa volumica apparente di 2.7 kg/l, si ottiene:

$$i = 713 \cdot 2.7 = 1925 \text{ kg/m}^3$$

Nella Tabella 2 sono riassunte le prestazioni, le disponibilità e la composizione del calcestruzzo adottando il controllo di tipo A.

Come si può vedere, ad uno stesso valore di R_{ck} (20 MPa) corrispondono di fatto due valori di resistenza meccanica media (30 e 23.5 MPa) a seconda del tipo di controllo (A o B) previsto dalla vigente norma di legge. Ne consegue, pertanto, che anche la composizione del calcestruzzo, ed in particolare il dosaggio di cemento, cambia al variare del tipo di controllo adottato.

Tabella 1 - Prestazioni, disponibilità e composizione del calcestruzzo per il controllo di tipo B.

PRESTAZIONI RICHIESTE DAL PROGETTO	DISPONIBILITA' DELL'IMPIANTO DI BETONAGGIO	COMPOSIZIONE DEL CALCESTRUZZO
R_{ck} = 20 MPa	Cemento: CEM II-A/L 42.5 R	a = 190 Kg/m³
Slump = 15 cm	Inerte misto con D_{max} = 40 mm	c = 300 Kg/m³
Controllo di tipo B	K•s = 9.8 MPa ~ 10 MPa	i = 1900 Kg/m³

Tabella 2 - Prestazioni, disponibilità e composizione del calcestruzzo per il controllo di tipo A.

PRESTAZIONI RICHIESTE DAL PROGETTO	DISPONIBILITA' DELL'IMPIANTO DI BETONAGGIO	COMPOSIZIONE DEL CALCESTRUZZO
R_{ck} = 20 MPa	Cemento: CEM II-A/L 42.5 R	a = 190 Kg/m³
Slump = 15 cm	Inerte misto con D_{max} = 40 mm	c = 270 Kg/m³
Controllo di tipo A	K•s = 3.5 MPa	i = 1925 Kg/m³

UN MODELLO DIPENDENTE DAL TEMPO PER L'INGRESSO DEI CLORURI ALL'INTERNO DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO

Giuseppe Carlo Marano[*], Giuseppe Quaranta[**], Sara Sgobba[*] e Domenico Similmeo[*]

**DIASS - Politecnico di Bari - gmarano@poliba.it - s.sgobba@poliba.it - d.similmeo@libero.it*

*** Dip. Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Univ. di Roma "La Sapienza", - giuseppe.quaranta@uniroma1.it*

INTRODUZIONE

Le conseguenze economiche dovute al degrado degli elementi strutturali in calcestruzzo armato (CA) è uno dei problemi più sentiti, specialmente nelle nazioni industrializzate dove la manutenzione e la riparazione di queste costruzioni rappresentano una necessità impellente. In più casi, è stato stabilito che la corrosione delle armature è la causa principale di degrado. Il processo di corrosione delle armature è un fenomeno ben conosciuto. Le armature in acciaio degli elementi in CA sono protette da una pellicola di ossido la quale è mantenuta in uno stato alcalino dalla matrice cementizia. Finché questa pellicola protettiva di ossido rimane, l'armatura non si corrode ma, se i cloruri provocano un processo di depassivizione, questa protezione viene distrutta. Una volta che la concentrazione di cloruri supera un certo limite, segue una riduzione della geometria e delle proprietà meccaniche delle barre d'acciaio.

L'analisi della bibliografia sul tema della corrosione localizzata (nota come pitting corrosion nella letteratura internazionale), ha mostrato una elevata incertezza nella definizione dei parametri del modello di diffusione. Questo, dipende sostanzialmente dalla variabilità intrinseca di alcuni parametri, dall'insufficiente o inadeguata disponibilità di dati, ma anche dall'alto numero di semplificazioni che durante gli anni sono stati applicati al modello di penetrazione dei cloruri. Nel dettaglio, alcuni parametri geometrici e meccanici sono ben definiti perché sono disponibili un gran numero di dati sperimentali. Altri parametri invece non sono ben definiti a causa dei pochi dati sperimentali disponibili o perchè il modello fisico assunto è estrapolato empiricamente o è semplificato e perciò meno rappresentativo del processo reale.

Questo è particolarmente vero per esempio per il coefficiente di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo o per il fattore d'età, descritto successivamente. Perciò, un altro punto preliminare importante di indagine del presente lavoro, concerne la scelta del miglior modello deterministico di penetrazione dei cloruri, al fine di stimare i parametri in maniera più rigorosa. Quindi, allo scopo di ricercare una predizione a lungo termine più accurata di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, è necessario includere la dipendenza dal tempo del tasso di diffusione nelle procedure di analisi e nella ricerca dei parametri di taratura.

Come dimostrato da diversi autori, come Mangat e Molloy [2] o Mejlbro [3], la soluzione standard della seconda legge di Fick è ottenuta partendo dall'assunzione che il coefficiente di diffusione sia costante nel tempo, quindi non è una procedura accurata ed è stato dimostrato che i suoi risultati applicativi sono troppo conservativi a causa della mancanza di considerazioni degli effetti ritardanti sul processo di diffusione risultante dal legame dei cloruri e dal raffinamento della struttura dei pori col passare del tempo [4]. A dispetto di questa assunzione semplificativa, questo modello è convenzionale ed è stato largamente usato dagli ingegneri nelle applicazioni pratiche, in virtù delle loro relativamente semplici espressioni matematiche. Anche se il confronto di questi modelli con la soluzione standard di Fick non mostra una differenza sostanziale di correlazione con i dati sperimentali, una differenza concettuale non trascurabile deve essere rilevata. Comunemente, infatti, gli effetti della dipendenza dal tempo sono stati presi in considerazione sostituendo semplicemente una relazione largamente diffusa, del coefficiente di diffusione in funzione del tempo $D_a(t)$ con il coefficiente di diffusione che appare nella soluzione standard della seconda legge di Fick portando ad un errore analitico e concettuale.

Perciò, una relazione più accurata della legge di Fick deve incorporare la dipendenza del tempo del coefficiente diffusione e alcuni ricercatori hanno anche integrato la legge di diffusione tenendo conto della dipendenza dal tempo della concentrazione superficiale di cloruri [3]. Queste relazioni matematiche migliorate sono usate per predire più rigorosamente la concentrazione di cloruri con la profondità e il tempo. Due di questi modelli migliorati [2,3] sono stati scelti dagli autori per essere testati con dati sperimentali per mezzo di un algoritmo genetico (AG), al fine di ottenere parametri deterministici di calibratura del modello. Infine è stata ottenuta una valutazione deterministica più affidabile dei parametri del modello basata sulla procedura di taratura della dipendenza dal tempo.

1. MODELLI DI PENETRAZIONE DEI CLORURI

1.1 Modello convenzionale di penetrazione

Modelli differenti per la penetrazione dei cloruri sono stati elaborati e molte delle indagini sperimentali sono state condotte negli anni. Una procedura semplificata è basata sull'assunzione che il processo di diffusione dei cloruri può essere modellato per mezzo della seconda legge di Fick, come per la prima volta intuito da Collepardi et al. [5]. Avendo solo risultati disponibili da esperimenti di breve durata, e probabilmente anche a causa di difficoltà matematiche, essi considerarono solo il caso del coefficiente di diffusione costante e della concentrazione superficiale dei cloruri costante. Questa è una ipotesi diffusa (anche adottato da Stewart e Rosowsky [6]).

$$C(x,t) = C_s\left[1 - erf\left(\frac{x}{2\sqrt{D_a t}}\right)\right] \qquad (1)$$

dove:

- $C(x,t)$ è il contenuto di cloruri (in $\frac{Kg}{m^3}$) a una distanza x (in m) in un istante generico di tempo t (in s);
- C_s è la concentrazione superficiale di cloruri (in $\frac{Kg}{m^3}$);
- D_a è il coefficiente di diffusione apparente (in $\frac{m^2}{s}$).

Usando l'Eq. (1), è possibile definire il tempo d'innesco della corrosione con riferimento ad una assegnata concentrazione critica di cloruri sulle barre (definito come C_m).

Il coefficiente di diffusione dei cloruri D_a è assunto come valore costante anche se è dipendente dal tempo. Questa è una semplificazione evidente: infatti, il suo valore diminuirà col passare del tempo da quando il sistema di pori capillari sarà alterato durante la formazione dei prodotti di idratazione del cemento [2]. Takewake e Mastumoto [7] sono probabilmente i primi che stabilirono la dipendenza del coefficiente di diffusione dei cloruri D dal periodo di esposizione t ed usarono una equazione puramente empirica per descrivere la diminuzione del coefficiente di diffusione col tempo, che è proporzionale a $t^{-0.1}$. Più tardi, Tang e Nilsson [8] dai loro test di diffusività rapida trovarono che il coefficiente di diffusione misurato nel calcestruzzo giovane diminuiva drammaticamente con gli anni e proposero un'espressione matematica per un coefficiente di diffusione dei cloruri dipendente dal tempo basato sulla matematica della diffusione di Crank [14]. Test di laboratorio [10,2] e risultati su strutture esistenti [11] mostravano che la dipendenza del coefficiente di diffusione dall'età del calcestruzzo segue una linea retta in un sistema di coordinate logaritmiche.

Questo significa che il coefficiente di diffusione poteva essere scritto come una funzione potenziale [12]:

$$D(t) = D_{ref}\left(\frac{t}{t_{ref}}\right)^m = K_0 t^{-m} \qquad (2)$$

dove $D(t)$ è il coefficiente di diffusione al tempo t; D_{ref}, il coefficiente di diffusione a un dato tempo di riferimento t_{ref} e m è una costante che dipende dalle proporzioni della miscela. K_0 incorpora tutte le costanti ed è definito come il coefficiente di diffusione effettivo al tempo t di riferimento.

Questa equazione tiene conto dell'influenza del tempo sulla diffusività.

Valori di m per calcestruzzi differenti devono essere ancora stabiliti, sebbene alcuni valori sono stati pubblicati [13–14]. Ulteriori ricerche utili ha quantificare questo parametro aiuterebbero a migliorare l'accuratezza di predizione della vita utile.

L'applicazione della Eq. (1) è molto comune in letteratura ed è anche presente in diverse linee guida sulla durabilità di opere in calcestruzzo, come ad esempio il documento sviluppato dal progetto EU *DuraCrete* (1998), [15]. Il modello *DuraCrete* è un modello empirico che utilizza la seconda legge di Fick come base teorica ed ha la seguente forma:

$$C(x,t) = C_s\left\{1 - erf\left[\frac{x}{2\sqrt{\frac{\left(k_c k_e D_{ref}\left(\frac{t_{ref}}{t}\right)^m\right)t}{D_\alpha}}}\right]\right\} \qquad (3)$$

É chiaro che la presenza dei due fattori moltiplicativi k_c e k_e, due costanti introdotte al fine di considerare la natura probabilistica dell'aggressività dell'ambiente (k_e – costante ambientale) e le proprietà dei materiali (k_c – fattore di stagionatura), non cambia la caratteristica matematica del profilo di penetrazione già descritto. Infatti, il modello *DuraCrete* è stato sviluppato sulla base della semplificazione che il coefficiente di diffusione è costante nel tempo. Tuttavia, al fine di considerare anche gli effetti della dipendenza del tempo è stato suggerito di sostituire il valore di D_a che appare nella Eq. (1) con la relazione (2). Con questa semplificazione matematica, l'Eq. (3) sottostima fortemente il coefficiente di diffusione apparente e la sua applicazione ha determinato errori grossolani nei progetti di durabilità e recupero di strutture in calcestruzzo armato come sottolineato di diversi autori (si veda ad esempio [4]).

1.2 Modello di penetrazione con il coefficiente di diffusione dipendente dal tempo

Già nel 1980 ci si era resi conto che il modello semplificato standard, su cui si basava l'Eq. (1), dava un trasporto di cloruri non realistico, specialmente quando le predizioni a lungo termine erano basate su risultati dei test a breve termine [16]. Si dovrebbe notare che il coefficiente di diffusione apparente D_a nell'Eq. (1) è assolutamente diverso da $D(t)$ dell'Eq. (2), in quanto $D(t)$ è una funzione del tempo e come tale non può essere inserita direttamente nella soluzione della funzione errore (Eq. 3) senza essere integrata rispetto al tempo.

Risulta quindi che le predizioni del tempo di servizio erano spesso troppo brevi. La ragione di questo errore è l'assunzione del coefficiente di diffusione come costante, il quale conduce ad un'alta profondità di penetrazione non realistica. Per una predizione accurata della diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, la dipendenza dal tempo del tasso di diffusione necessita di essere incorporato nella procedura di analisi, ricavando correttamente la seconda legge di Fick. Questo modello venne sviluppato da [2], portando all'equazione seguente:

$$C(x,t) = C_s \left[1 - erf \left(\frac{x}{2\sqrt{\frac{k_0}{1-m} t^{1-m}}} \right) \right] \qquad (4)$$

1.3 Modello di penetrazione con concentrazione superficiale dei cloruri dipendente dal tempo

Esistono altre soluzioni della seconda legge di Fick che considerano una concentrazione superficiale dei cloruri variabile. Alcuni ricercatori hanno infatti osservato che la concentrazione di cloruri sulla superficie esposta di strutture in ambiente marino era dipendente dal tempo. Sulla base delle osservazioni venne proposto di assumere che C_s aumentava con la radice quadrata del tempo [17]. Uji et al. ipotizzarono, anche basandosi sull'esame di costruzioni marine Giapponesi, che la concentrazione dei cloruri sulla superficie dipendeva dal tempo. Ciò rappresentava la scelta più opportuna da quando Crank [9] aveva pubblicato una soluzione della seconda legge di diffusione di Fick in condizioni di esposizioni all'ambiente marino. Dalle osservazioni fatte da Swamy et al. [18] si concluse che il modello migliore per rappresentare l'aumento di Cs con il tempo era una funzione potenziale. Mejlbro [3] propose che il modello di penetrazione dei cloruri dovrebbe essere descritto dalla seguente funzione:

$$C(x,t) = \left(\frac{T}{T_0} \right)^p \Psi_p(z) \qquad (5)$$

dove T è la variabile del tempo modificata:

$$T = (t - t_{ref}) D_a^{(t)} \quad per\ t \geq t_{ref} \qquad (6)$$

con $D_a(t)$, che è l'equivalente di $D(t)$ come definito nell'Eq. (2), e T_0 è introdotto al fine di ottenere un rapporto adimensionale. L'esponente p dipende da come C_s aumenta col tempo, cioè soprattutto dal tipo di legame e condizioni ambientali, mentre la funzione $\Psi_p(z)$, dove $z=x/\sqrt{4T}$, soddisfa un'equazione differenziale ordinaria di secondo grado che può essere risolta per mezzo di una espansione in serie. I dettagli matematici sono disponibili su [3].

2. ANALISI DEL MODELLO MIGLIORE

Modellare l'ingresso dei cloruri è una base importante per progettare strutture di rinforzo in calcestruzzo e per stimare la vita delle strutture. Questi autori considerano molto importante superare alcune limitazioni concettuali e anche errori che possono capitare considerando modelli standard semplificati come quelli definiti nell'Eq. (1) e (3) o altre funzioni derivate usando procedure e assunzioni matematiche equivalenti. Infatti, anche se negli anni scorsi i modelli usati nell'Eq. (1) e (3) sono stati applicati nella progettazione di un gran numero di costruzioni strategiche, alcuni autori [4] hanno osservato che è necessario valutare gli errori compiuti nella stima del tempo di vita utile, dovuti a queste semplificazioni matematiche assunte nei modelli, e riprogettare con nuovi modelli più raffinati. Diversi autori infatti (per esempio, [19, 10]), sembrano aver semplicemente sostituito il coefficiente di diffusione costante nella soluzione della funzione errore della seconda legge di Fick con D dipendente dal tempo, senza chiarire adeguatamente le basi matematiche. L'errore matematico commesso, che consiste nel trascurare il termine $t^{1-m}/(1-m)$ che appare nell'Eq. (4), ha come risultato una significativa differenza tra il coefficiente di diffusione K_0 che appare nell'Eq. (4) e lo stesso coefficiente D_a che appare nell'Eq. (3), come dimostrato da Luping et al.[4].

Sempre Luping et al. [4] affermano che i modelli semplificati potrebbero essere usati per predizioni a lungo termine senza errori matematici significativi se il fattore d'età m fosse più piccolo di 0.3; potrebbe sottostimare la vita di servizio se fossero utilizzati alti valori di m. Dal punto di vista della sicurezza strutturale, questa sottostima potrebbe essere accettabile perchè è conservativa, specialmente considerando il fatto che c'è ancora mancanza di informazione circa gli effetti a lungo termine del coefficiente di diffusione dipendente dal tempo [4]. Comunque, questo modello non potrebbe essere utilizzato per ottenere coefficienti di diffusione apparenti da esposizioni di breve termine, perchè in questo caso il modello sovrastimerà tremendamente il coefficiente di diffusione apparente. In altri approcci semplificati, diversi autori hanno provato a determinare un valore istantaneo del coefficiente di diffusione e non un unico valore che rappresentasse la media sull'intero periodo d'osservazione. Per esempio, Gulikers [20] presenta un nuovo fattore modificato della soluzione della funzione errore e Nilsson [21] presenta un simile coefficiente di diffusione istantaneo modificato. Un valore medio di D è usato invece da Stanish e Thomas [22] in cui il valore di diffusione è la media del coefficiente di diffusione variabile sul periodo di osservazione, il quale è calcolato dall'inizio fino al completamento del test di diffusione.

E' chiaro pertanto che i risultati più importanti dello stato dell'arte sono divisi in due direzioni principali: il primo è basato su assunzioni e semplificazioni che dissociano fortemente il modello dal processo fisico, portando a risultati inaffidabili. Questo è quanto descritto in riferimento a diversi modelli nei quali la dipendenza dal tempo del coefficiente di diffusione $D(t)$ non è stato considerato nella seconda legge di Fick e poi opportunamente risolta. La seconda direzione è seguita da un gruppo di ricercatori che hanno applicato più rigorosamente il modello di penetrazione dei cloruri il quale è ottenuto considerando correttamente la natura variabile nel tempo del coefficiente di diffusione.

Tuttavia, a dispetto di questo approccio più corretto, la stima dei parametri principali non considera la presunta variabilità col tempo. Infatti, in questi casi i valori istantanei del coefficiente di diffusione sono definiti per un dato istante di tempo ma non sono validi sull'intero periodo di tempo analizzato. Per la ragione descritta prima e per la grande variabilità mostrata con cui la legge di diffusione è stata risolta in letteratura, conducendo a valori differenti dei parametri principali del modello, nel presente articolo, il miglioramento della valutazione del tempo di servizio passa per la scelta del miglior modello di taratura al fine di individuare più accuratamente i parametri più importanti. Questa parte dell'analisi è importante al fine di considerare modelli più raffinati per rappresentare il processo fisico e determinare i parametri principali. A questo punto, perciò, si prova ad evitare alcune semplificazioni concettualmente errate nella definizione del modello, come le assunzioni più comuni della indipendenza dal tempo del coefficiente di diffusione.

Tabella 1 - Profili di concentrazione di Thomas e Bamforth (1999)

MISCELA	PROFONDITA' (mm)	CONTENUTO DI CLORURI (% IN PESO DI CALCESTRUZZO)					
		6 mesi	1 anno	2 anni	3 anni	6 anni	8 anni
CP	0-10	0.267	0.493	0.313	0.370	0.257	0.288
	10-20	0.140	0.193	0.273	0.273	0.237	0.264
	20-30	0.050	0.043	0.143	0.190	0.197	0.203
	30-40	0.010	0.017	0.093	0.117	0.153	0.183
	40-50	0.000	0.000	0.053	0.073	0.133	0.159
CV	0-10	0.280	0.427	0.333	0.383	0.367	0.419
	10-20	0.087	0.097	0.160	0.173	0.193	0.308
	20-30	0.007	0.010	0.037	0.013	0.010	0.057
	30-40	0.000	0.023	0.010	0.010	0.010	0.012
	40-50	0.000	0.000	0.010	0.010	0.010	0.012
CLA	0-10	0.437	0.493	0.340	0.387	0.363	0.381
	10-20	0.173	0.140	0.173	0.153	0.227	0.216
	20-30	0.077	0.090	0.023	0.027	0.067	0.068
	30-40	0.027	0.073	0.010	0.013	0.040	0.035
	40-50	0.000	0.000	0.013	0.010	0.030	0.035

2.1 Analisi di confronto tra la predizione e i profili misurati di cloruri basato sull'algoritmo genetico

L'analisi di taratura del modello è basato sui dati sperimentali di Thomas e Bamforth [14], riportati in Tabella 1, applicata a tre miscele di calcestruzzo: calcestruzzo con cemento Portland (CP), calcestruzzo con ceneri volanti (CV) e calcestruzzo con cemento di loppa d'altoforno (CLA). Anche se la procedura proposta dagli autori è usata per determinare il profilo dei cloruri, essa mostra una correlazione molto buona con i dati sperimentali, ma soffre di una limitazione concettuale significativa. Questo è dovuto al fatto che essi assumono inizialmente la soluzione standard come scritta nell'Eq. (1), trovando i valori di C_s e D_a come migliori parametri di taratura, tramite iterazione. Allo stesso tempo assumono la relazione (2) che descrive il coefficiente di diffusione in funzione del tempo, al fine di tenere in considerazione gli effetti della dipendenza dal tempo non considerati nel precedente modello. Da quest'ultima equazione, essi ottengono i valori di D_{28} e m che meglio si adattano ai dati. Il miglior criterio di interpolazione usato era la somma del quadrato degli scarti tra la predizione del modello e i dati sperimentali [14]. Partendo da questi dati, allo scopo di determinare i parametri campioni da adottare nelle successive analisi di stima del tempo di vita utile, viene applicata nel presente lavoro una nuova procedura basata sull'algoritmo genetico. Gli autori hanno deciso di usare i dati di Thomas e Bamforth perchè questi dati sono estesi su un lungo periodo di tempo, ma è stato abbandonato l'approccio usato dagli autori menzionati a causa delle incoerenze procedurali emerse dalle loro analisi, come spiegato precedentemente. Nel seguito, adottando i due modelli dipendenti dal tempo dell'Eq. (4) e (5), perciò calibrandoli anche in funzione della variabile tempo, si cerca di migliorare matematicamente la stima dei parametri.

Lo scopo di questa sezione è usare i dati ottenuti da Thomas e Bamforth per fare un confronto tra il modello convenzionale e i due modelli evolutivi. I risultati ottenuti dagli autori citati sono assunti come riferimento per il primo modello menzionato (Eq. (1)). La necessità di introdurre questa procedura di calibrazione nasce dalla osservazione che il coefficiente di diffusione, come largamente studiato, è fortemente dipendente dal tempo di esposizione e perciò, al fine di considerare questa variabilità col tempo, è necessario che venga esaminato un modello che incorpori in maniera appropriata questo effetto. Per questa motivo, sono stati considerati i modelli su cui sono basate l'Eq. (4) e (5). Una volta assunti questi modelli "evolutivi", il successivo miglioramento nella stima dei parametri consiste nel calibrarli come funzione del tempo. In questo modo, il profilo dei cloruri non è più definito in uno spazio bidimensionale che descrive la concentrazione dei cloruri con la profondità ad un tempo fissato, ma deve essere dipendente anche dal tempo. Perciò, la tecnica di rettifica è sviluppata in uno spazio tridimensionale di profondità e tempo. Solo in questa maniera, è possibile stimare rigorosamente il coefficiente di diffusione e tener conto della sua variazione col tempo. Infatti, come descritto in seguito, Thomas e Bamforth non ottengono un unico valore del

Tabella 4 - Conversione

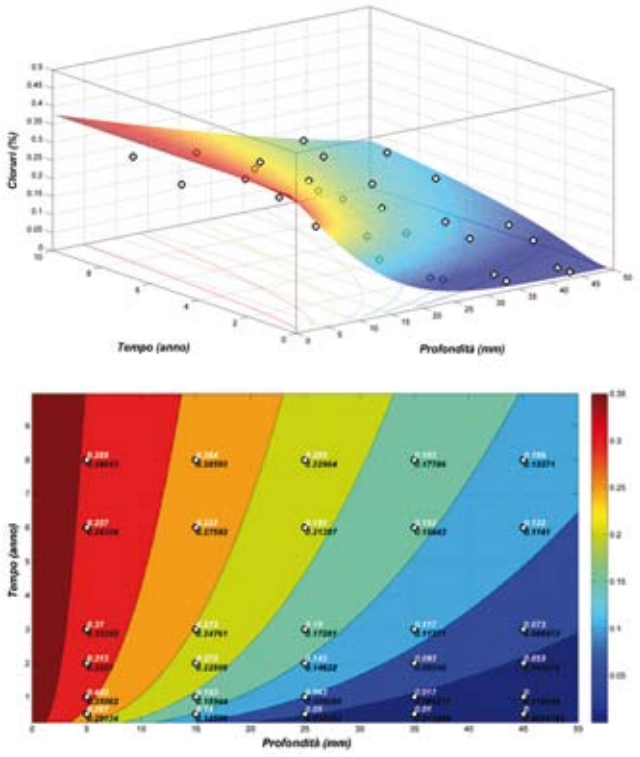


Fig. 1 - Correlazione del profilo dei Cloruri con i dati sperimentali in funzione del tempo e della profondità e grafico a curve di livello dei profili dei cloruri (Cloruri in %) per calcestruzzo tipo CP (Modello A).

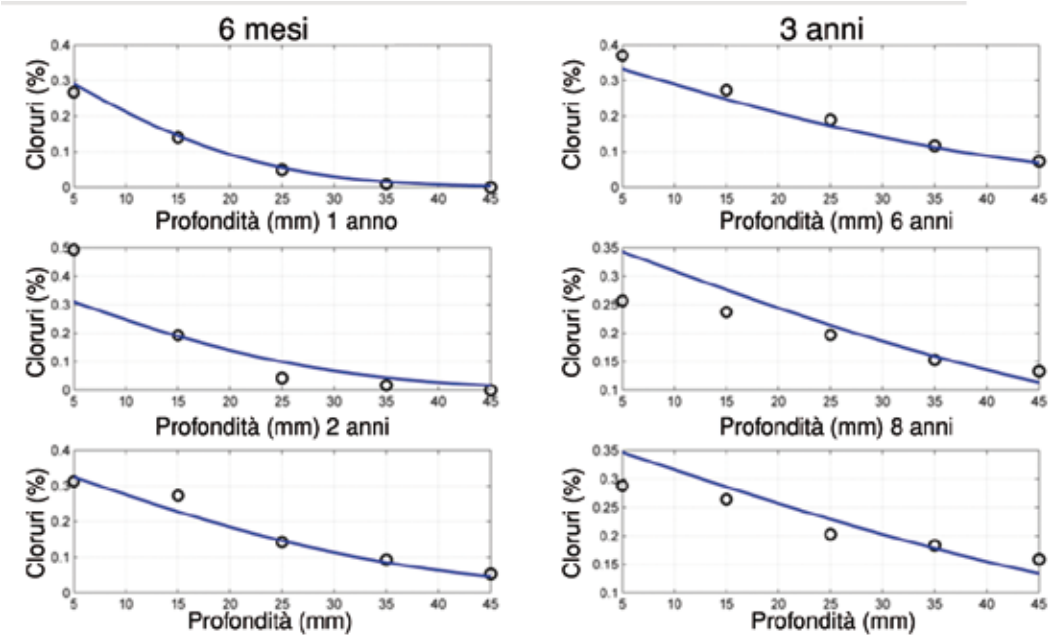


Fig. 2 - Confronto tra il modello e i dati sperimentali per il calcestruzzo tipo CP (Modello A).

coefficiente di diffusione, ma uno istantaneo, riferito ad uno specifico istante di tempo. Invece, usando la procedura di calibrazione che tiene conto della variazione del tempo sui modelli evolutivi definiti in precedenza (Eq. (4) e (5)), è possibile stimare un unico valore del parametro di diffusione. Al fine di conseguire questo scopo, la procedura sviluppata in questo lavoro è governata da un algoritmo genetico (AG) il quale è usato come strumento per minimizzare la somma dei quadrati degli scarti valutati come differenza tra la predizione del modello e i dati sperimentali. Tale metodo è applicato al fine di determinare il profilo dei cloruri e generare i valori di taratura dei parametri, prendendo simultaneamente in considerazione sia la variabile tempo che la profondità.

I risultati del confronto sono riportati di seguito. I profili dei cloruri misurati su tre tipi di calcestruzzo sono usati per testare la correlazione dei due modelli migliorati dipendenti dal tempo. Allo scopo di semplificare la notazione, il modello alla base dell'Eq. (4) sarà chiamato '*Modello A*' e il profilo dell'Eq. (5) sarà chiamato '*Modello B*'. Per ognuno di questi modelli è tracciato il grafico del profilo dei cloruri che meglio si adatta ai dati sperimentali. A titolo d'esempio, i profili in funzione del tempo e della profondità sono riportati in Fig. 1.a (in alto) con riferimento al solo *Modello A*, nel caso del cemento Portland. Il grafico a curve di livello dello stesso profilo di penetrazione dei cloruri, con il valore numerico dei dati sperimentali (numero bianco) e quello di predizione del modello (numero nero) per le tre tipologie di miscele di calcestruzzo, è mostrato in Fig.1.b (in basso).

La Figura 2, invece mostra il profilo di concentrazione dei cloruri predetta per tempi differenti. Anche in questo caso, la figura è riferita al *Modello A* (CP).

É evidente un buon accordo tra la predizione di modello e i dati sperimentali di Thomas e Bamforth. Nella stessa tabella sono anche indicati i valori dei parametri calibrati, per il *Modello A* e il *Modello B*. Al fine di confrontare quest'ultimi con gli altri approcci, sono riportati anche i valori degli stessi parametri riferiti ai risultati di Thomas and Bamforth.

Osservando i risultati sintetizzati nella Tabella 2, è possibile notare immediatamente che l'introduzione della dipendenza dal tempo della concentrazione dei cloruri sulla superficie C_s, come adottata nel *Modello B*, hanno effetti non trascurabili. Infatti, i risultati ottenuti dall'applicazione del *Modello B* al posto del *Modello A*, sembra differire molto rispetto ai dati indagati. Un'altra considerazione importante, concerne il fatto che, come la microstruttura del cemento diventa più sottile (come nel passaggio dalla miscela CP al CLA, con un livello crescente della quantità di ceneri volanti), il profilo dei cloruri tende ad essere indipendente dal tempo, come evidenziato in Fig. 4 (c). Inoltre, i risultati confermano che il processo di diffusione dei cloruri nel cemento con il tempo resta praticamente costante nei calcestruzzi porosi quando il fattore d'età tende a zero ($m \rightarrow 0$).

Tabella 2 - I principali parametri di calibrazione per i modelli

MISCELA di CLS	MODELLO	C_s (%)	Coefficiente di diffusione (cm²/anno)	*m*
CP	Modello A Modello B Thomas e Bamforth [14]	0.3775 0.3770 0.35	K_0 = 1.864 D_a = 6.988 ---	0.2528 0.3459 0.1
CV	Modello A Modello B Thomas e Bamforth [14]	0.5259 0.3804 0.5	K_0 = 0.283 D_a = 5.317 ---	0.5807 0.7017 0.7
CLA	Modello A Modello B Thomas e Bamforth [14]	0.5267 0.5399 0.5	K_0 = 0.076 D_a = 9.999 ---	0.9941 0.8624 1.2

Segue che l'uso di una relazione semplificata come l'Eq. (1) o (3) che non considera effetti a lungo termine, è legittimato nel caso di cementi porosi come il Portland ($m \rightarrow 0$), perchè l'errore commesso è trascurabile. Al contrario, usando il modello con coefficiente di diffusione costante col tempo anche per cementi poco porosi ($m \rightarrow 1$) (come per esempio il cemento di loppa d'altoforno), esso porta ad una stima inappropriata dei parametri, dovuta alla forte diminuzione del coefficiente di diffusione con l'età. Inoltre, i risultati confermano l'enorme

variabilità di D_a e m. Si dovrebbe notare che con riferimento a Thomas e Bamforth nessuno valore del coefficiente di diffusione è riportato perchè può essere riferito ad uno specifico istante di tempo e perciò non può essere confrontato con altri valori che appaiono nella stessa tabella, essendo questi ultimi ottenuti dalla calibrazione in funzione del tempo. Invece, il confronto dei valori di m ottenuti con quelli di Thomas e Bamforth, mostrano che in nessun caso un valore maggiore dell'unità è ottenuto. Questo è dovuto al fatto che l'assunzione di $m \geq 1$ non è analiticamente ammissibile. Perciò esiste un limite superiore per il valore di m. Questa è una delle differenze tra i coefficienti di diffusione medi considerati dal modello e quello istantaneo. Quando sono usati i coefficienti di diffusione istantanei questo limite non è presente. Non ci sono ragioni per i quali valori di m uguali a 1 o maggiori non siano adottati, come già osservato da Stanish e Thomas [22].

Per tutte le ragioni menzionate, i parametri ottenuti in questo lavoro con la procedura basata sugli algoritmi genetici prima descritti, sono determinati in maniera più rigorosa sia da un punto di vista analitico che concettuale e potrebbero essere usati per una stima più affidabile del tempo vita delle strutture in CA.

3. CONCLUSIONI

Sono state condotte analisi della dipendenza dal tempo degli elementi strutturali in CA soggetti a corrosioni localizzate indotte dai cloruri. Il lavoro sviluppa una procedura generale in cui i più raffinati modelli evolutivi che descrivono la penetrazione dei cloruri nel calcestruzzo sono selezionati e poi, una procedura calibrata basata sugli algoritmi genetici è usata al fine di incorporare la variabilità col tempo sulla stima dei parametri di taratura. L'approccio proposto è una tecnica molto affidabile perchè permette di superare le notevoli limitazioni concettuali che caratterizzano alcuni modelli evolutivi e aiuterebbe a migliorare l'accuratezza della predizione della vita di servizio.

4. BIBLIOGRAFIA

[1] C. A. Apostolopoulos, P. G. Koutsoukos, "Study of the corrosion of reinforcement in concrete elements used for the repair of monuments", Construction and Building Materials (2007, article in press).

[2] P.S. Mangat, B.T. Molloy, "Prediction of long-term chloride concentration in concrete", Mat. Struct. 27 338– 346, 1994.

[3] L. Mejlbro, "The complete solution to Fick's second law of diffusion with time dependant diffusion coefficient and surface concentration. Proceeding of CEMENTA's workshop on Durability of Concrete in Saline Environments". Danderyd, Sweden, 1996.

[4] T. Luping, J. Gulikers, "On the mathematics of time-dependent apparent chloride diffusion coefficient in concrete", Cement and Concrete Research 37, 589-595, 2007.

[5] C M. Collepardi, A. Marcialis, R. Turriziani, "Penetration of chloride ions into cement pastes and concrete", J. Am. Ceram. Soc. 55 (10) 534–535, 1972.

[6] M. G. Stewart, D. Rosowsky, "Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks", Structural Safety 20, 91-109, 1998.

[7] K. Takewaka, S. Mastumoto, "Quality and cover thickness of concrete based on the estimation of chloride penetration in marine environments", in: V.M. Malhotra (Ed.), Proc. 2nd Int. Conf. Concr. Marine Envir., ACI SP-109, pp. 381–400, 1988.

[8] L. Tang, L.-O. Nilsson, Chloride Diffusivity in High Strength Concrete at Different Ages, Nordic Concr. Res., Publication, vol. 11, pp. 162–171, 1992.

[9] J. Crank, The Mathematics of Diffusion, 2nd ed. Clarendon Press, Bristol, 1975.

[10] M. Maage, S. Helland, J. Carlsen, Practical non-steady state chloride transport as a part of a model for predicting the initiation period, in: L.-O. Nilsson, J. Ollivier (Eds.), Chloride Penetration into Concrete, RILEM, pp. 398–406.

[11] Sandberg, P.: Critical evaluation of factors affecting chloride initiated reinforcement corrosion in concrete. Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Sweden. Report TVBM-7088, pp.24-25, 1995.

[12] L. Tang, Chloride Transport in Concrete — Measurement and prediction, PhD thesis, Publication P-96:6, Dept. of Building Materials, Chalmers Univ. of Tech., Gothenburg, Sweden, 1996.

[13] P.B. Bamforth, The derivation of input data for modelling chloride ingress from eight-year UK coastal exposure trials, Mag. Concr. Res. 51 (2) 87– 96, 1999.

[14] M.D.A. Thomas, P.B. Bamforth, Modelling chloride diffusion in concrete—effect of fly ash and slag, Cem. Concr. Compos. 29 487– 495, 1999.

[15] DuraCrete, Modelling of Degradation, EU-Project (Brite EuRam III) No.BE95-1347, Probabilistic Performance based Durability Design of Concrete Structures, Report, vol. 4–5, 1998.

[16] J. D. Cairns; D. Law; Prediction of the ultimate state of degradation of concrete structures. Proceeding of ILCDES 2003, Kuopio, pp169-174, 2003.

[17] K. Uji, Y. Matsuoka, T. Maruya, Formulation of an equation for surface chloride content due to permeation of chloride, Proceedings of 3nd Intl. Symp. Corrosion of Reinf. Concr. Constr. Elsevier, London, pp. 258–267, 1990.

[18] R.N. Swamy, H. Hamada, T. Fukute, S. Tanikawa, J.C. Laiw, Chloride penetration into concrete incorporating mineral admixtures or protected with surface coating material under chloride environments, Proc. of CONSEC, vol. 95, E & F N Spon, London, 1995.

[19] Choe D-F, et al. "Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion". Reliab. Eng Syst Safety doi:10.1016/j.ress.2006.12.015 (2007, article in press).

[20] J. Gulikers, Theoretical Backgrounds and Practical Applications of the Modified Error Function Solution for Modelling Time-dependent Chloride Ingress into Concrete, BSRAP-R-04012, Bouwdienst Rijkswaterstaat, Dec. 2004.

[21] L.-O. Nilsson, M. Carcasses, Models for Chloride Ingress into Concrete—A Critical Analysis, Report of Task 4.1 in EU-Project G6RD-CT-2002-00855, ChlorTest, 2004.

[22] K. Stanish, M.D.A. Thomas, The use of bulk diffusion tests to establish time-dependent concrete chloride diffusion coefficients, Cem. Concr. Res. 33 (1) 55–62, 2003.

METODO NON DISTRUTTIVO "γ-i"

Salvatore Lo Presti
Univ. di Palermo, Fac. di Ingegneria - info@asciweb.it

A - PREMESSA

Il metodo di cui al presente articolo è un metodo combinato, non distruttivo, da me sperimentato che è stato chiamato "γ-i", e che può annoverarsi tra quelli detti "complementari". È pubblicato nel 1990 sulla rivista "L'Industria delle Costruzioni" in un articolo* dove furono riportati i primi risultati della ricerca condotta presso il laboratorio autorizzato Geolab s.r.l. e presso lo stabilimento di produzione di calcestruzzo preconfezionato della ditta Calcestruzzi S.p.A. di Palermo; poi nel 1995, nell'allegato agli atti del convegno "Tecniche non distruttive di indagini sperimentali su strutture" tenutosi a Palermo, ho riportato in alcune note esplicative del metodo** l'affinamento delle relazioni matematiche alla luce delle successive esperienze.

Com'è noto i metodi complementari non sono ritenuti, dalla normativa vigente, sostitutivi delle prove di accettazione, tipo A e tipo B, che devono essere effettuate in laboratorio su provini cubici formati con calcestruzzo prelevato dalla Direzione Lavori al momento del getto nelle casseforme. Tuttavia la normativa EN 13791:2006, *Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete elements*, chiarisce come e quando sia necessario determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera di una struttura:

- quando una struttura già esistente deve essere modificata o riprogettata;
- quando sorgono incertezze dovute a cause legate a negligenze di posa, di degrado del calcestruzzo causato da diversi fattori;
- quando sia necessaria la determinazione di tale resistenza durante le fasi costruttive del processo edilizio;
- quando vi sono delle difformità connesse con la resistenza a compressione ottenute dallo schiacciamento dei provini standard;
- quando tale determinazione viene richiesta in conformità ad una specifica di progetto;

I metodi complementari semplici, presi singolarmente, non forniscono molto spesso risultati accettabili; questa considerazione vale in particolar modo per lo sclerometro, per l'apparecchio ad ultrasuoni, per la pistola Windsor, per il "Pull-Out" ecc. Risultano più attendibili, invece, i metodi combinati, come il "Sonreb", che, correlando due entità fisiche oggetto di indagine, consentono una determinazione più precisa; in realtà, anche il metodo appena citato non è sempre applicabile, dal momento che è necessaria la conoscenza di molti parametri che sono sconosciuti quasi sempre all'operatore incaricato della indagine.

Da qui la necessità di ricercare un metodo combinato, che possa essere applicato anche da chi non conosce la storia della struttura in esame, che sia di facile applicabilità e che richieda l'impiego di strumentazioni semplici, ma che, tuttavia, possa fornire dati e risultati statisticamente attendibili.

Ebbene, chi scrive, ha ideato e verificato sperimentalmente un metodo che è stato battezzato "γ-i", volendo con ciò evidenziare che ci si avvale dell'impiego di uno sclerometro, la lettera "i" sta per indice di rimbalzo, e del valore della massa volumica del calcestruzzo in opera indicata con la lettera "γ".

Con il metodo che si propone, lo sclerometro viene utilizzato in modo anomalo rispetto alle indicazioni del costruttore, che mirano ad illustrare le corrette modalità di impiego dello stesso strumento; qui infatti si impiega lo sclerometro come martello compattatore dello strato superficiale della struttura e non come indagatore della durezza superficiale.

Tale metodo, quindi, che è stato ampiamente illustrato negli articoli citati in testa, correla due grandezze fisiche basilari del calcestruzzo in opera:

- la compattabilità superficiale;
- la sua massa volumica;

ponendosi come obiettivo la determinazione del valore R_c (resistenza cubica) del calcestruzzo in opera.

Lo sclerometro, dunque, non viene impiegato per indagare sulla durezza superficiale del calcestruzzo, obiettivo per cui è stato ideato, ma sulla sua capacità di compattarsi superficialmente a seguito di urti ripetuti e provocati in aree ristrette dalla punta dell'apparecchio.

Le battute sono effettuate su punti prestabiliti e vengono ripetute tre volte per ogni punto senza spostare mai lo strumento durante l'effettuazione delle tre battute; si ottengono, per ogni punto, valori crescenti dell'indice di rimbalzo ed in

---

** L'articolo, anche a nome del Prof. Antonio Cerami che introduce l'argomento illustrando gli eurocodici, riporta i primi positivi risultati della sperimentazione allora ancora in atto.*

*** Salvatore Lo Presti: "Metodo complementare non distruttivo per la determinazione del valore caratteristico Rck dei calcestruzzi in opera. – Note esplicative". Allegato agli atti del convegno "TECNICHE NON DISTRUTTIVE DI INDAGINI SPERIMENTALI SU STRUTTURE". Palermo, Marzo 1995.*

particolare mediamente si nota un incremento del 20% tra la seconda e la prima battuta e del 10% tra la terza e la seconda battuta.

Si è riscontrato sperimentalmente che un numero di battute maggiore alle tre, previste dal metodo, nell'85% circa dei casi non fa aumentare l'indice di rimbalzo e nel rimanente 15% non si verificano aumenti significativi.

Lo studio del metodo può considerarsi ormai ultimato, dopo ripetute verifiche che hanno interessato anche calcestruzzi di elevata resistenza, strutture ad armatura lenta, prefabbricate e precompresse; da qui la decisione, dopo una ulteriore valutazione in termini statistici, di farne oggetto di pubblicazione su riviste specialistiche del settore.

Una osservazione che ritengo degna di essere menzionata riguarda il fatto che si è sperimentalmente riscontrata la migliore applicabilità del metodo ai manufatti in calcestruzzo molto stagionati, si è cioè constatato che più i manufatti sono antichi e più precisa è la stima della resistenza meccanica; ciò risolve uno dei maggiori inconvenienti all'applicabilità del metodo sclerometrico tradizionale per il quale infatti la carbonatazione del calcestruzzo stagionato costituisce un grosso problema in merito all'attendibilità dei risultati ottenuti.

Per una migliore comprensione del metodo si riporta di seguito una breve descrizione delle fasi operative, con l'ausilio di un esempio numerico.

B - FASI OPERATIVE DE METODO "γ-i"

1) Supponiamo di dover indagare una struttura in calcestruzzo semplice. Sul manufatto si scelgono n° 3 fasce (alta, mediana, bassa), ritenute significative, su cui effettuare le indagini, ed all'interno di ognuna di queste si individua una zona (X, Y, Z) su cui effettuare le battute (Fig. 1);

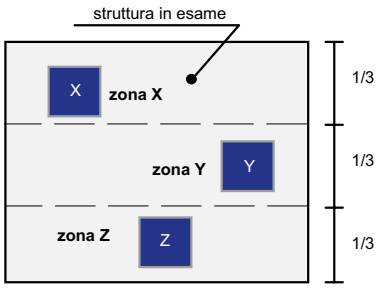


Fig. 1 - Scelta delle tre zone su cui effettuare le prove.

2) all'interno di ognuna di queste zone si individuano n° 12 punti disposti su tre file, (Fig. 2);
3) su ogni punto si effettuano n° 3 battute con lo sclerometro avendo cura di non disallineare la punta durante le tre letture e mantenendola sempre a contatto con la superficie su cui si interviene. I valori letti si riportano su apposite tabelle (Fig. 3).

A titolo d'esempio, si riportano nelle Tabelle 1, 2 e 3 gli indici di rimbalzo riscontrati in una ipotetica indagine; nell'esempio ci si limita a valori letti su una faccia della struttura, nella realtà è opportuno ripetere le operazioni anche sulla faccia opposta (laddove è possibile) in corrispondenza delle

ZONA SCELTA PER LE INDAGINI

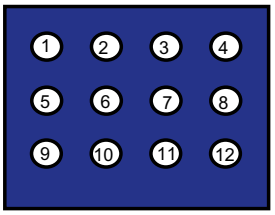
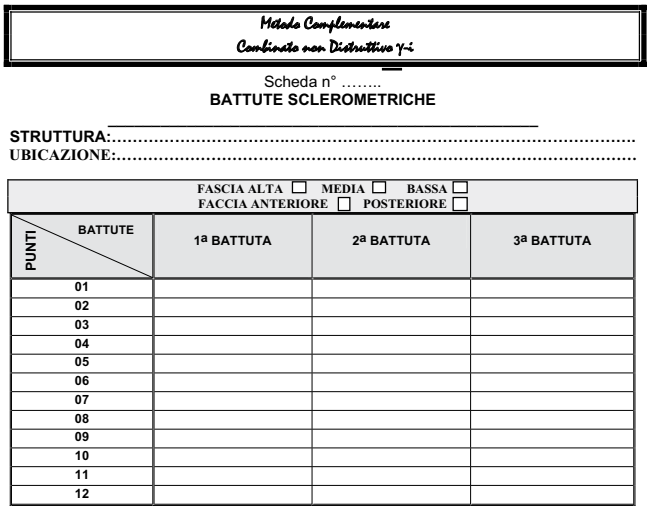


Fig. 2 - Scelta dei punti su cui effettuare le indagini all'interno di una delle tre zone (X, Y, Z).


Metodo Complementare
Combinato non Distruttivo γ-i

Scheda n° .....
BATTUTE SCLEROMETRICHE

STRUTTURA:.....
UBICAZIONE:.....

FASCIA ALTA ☐ MEDIA ☐ BASSA ☐
FACCIA ANTERIORE ☐ POSTERIORE ☐

PUNTI \ BATTUTE	1ª BATTUTA	2ª BATTUTA	3ª BATTUTA
01			
02			
03			
04			
05			
06			
07			
08			
09			
10			
11			
12			

Fig. 3 - Tabella per la raccolta dei valori di indice di rimbalzo.

zone X,Y,Z per effettuare poi la media dei valori ottenuti.

Nelle tre tabelle sono evidenziati per ogni serie di battute i valori rispettivamente minore (colore verde) e maggiore (colore rosso) che vengono scartati.

Il metodo prende in considerazione le tre battute sclerometriche su ogni punto individuato, al fine di indagare sulla compattabilità iniziale, media e finale del calcestruzzo,

Tabella 1 - Battute sclerometriche effettuate nella zona X.

PUNTI	1ª BATTUTA	2ª BATTUTA	3ª BATTUTA
1	26	31	34
2	28	34	37
3	28	34	37
4	26	31	34
5	24	29	32
6	26	31	34
7	28	34	37
8	28	33	36
9	23	28	30
10	28	33	36
11	26	30	36
12	26	32	35

Tabella 2 - Battute sclerometriche effettuate nella zona Y.

PUNTI	1ª BATTUTA	2ª BATTUTA	3ª BATTUTA
1	27	32	36
2	29	35	38
3	28	34	38
4	28	33	37
5	22	26	29
6	26	32	38
7	28	36	40
8	29	34	41
9	28	34	36
10	27	31	35
11	26	33	36
12	26	35	38

Tabella 3 - Battute sclerometriche effettuate nella zona Z.

PUNTI	1ª BATTUTA	2ª BATTUTA	3ª BATTUTA
1	32	38	42
2	32	40	44
3	30	41	46
4	32	37	41
5	36	43	48
6	36	44	48
7	38	46	50
8	38	46	51
9	36	47	53
10	36	47	50
11	39	44	55
12	34	35	46

e la sua massa volumica; i due parametri fisici sono messi in relazione attraverso la seguente espressione, essendo 90 il numero delle battute effettuate:

$$J_C = \frac{(A+D+G)^a + (B+E+H)^b + (C+F+I)^c}{90 \cdot K} \qquad [1]$$

dove:

- **J_c** è l'indice di rimbalzo corretto;
- **90** è il numero delle battute effettuate;
- **K** è un coefficiente che assume il valore 1 per i calcestruzzi semplici e 0,95 per quelli armati.

- $A = \sum_{i=1}^{12} bi^1_{(x)} - \left[b^1_{(x)\min} + b^1_{(x)\max} \right]$
- $B = \sum_{i=1}^{12} bi^2_{(x)} - \left[b^2_{(x)\min} + b^2_{(x)\max} \right]$
- $C = \sum_{i=1}^{12} bi^3_{(x)} - \left[b^3_{(x)\min} + b^3_{(x)\max} \right]$
- $D = \sum_{i=1}^{12} bi^1_{(y)} - \left[b^1_{(y)\min} + b^1_{(y)\max} \right]$
- $E = \sum_{i=1}^{12} bi^2_{(y)} - \left[b^2_{(y)\min} + b^2_{(y)\max} \right]$
- $F = \sum_{i=1}^{12} bi^3_{(y)} - \left[b^3_{(y)\min} + b^3_{(y)\max} \right]$
- $G = \sum_{i=1}^{12} bi^1_{(z)} - \left[b^1_{(z)\min} + b^1_{(z)\max} \right]$
- $H = \sum_{i=1}^{12} bi^2_{(z)} - \left[b^2_{(z)\min} + b^2_{(z)\max} \right]$
- $I = \sum_{i=1}^{12} bi^3_{(z)} - \left[b^3_{(z)\min} + b^3_{(z)\max} \right]$

Il pedice indica la zona interessata (zona x = riquadro semplice, zona y = riquadro zigzagato, zona z = riquadro zebrato) e l'apice indica la battuta (1= prima battuta : punto rosso, 2 = seconda battuta: punto verde, 3 = terza battuta: punto azzurro)

Gli esponenti a, b, c, dell'equazione, si possono leggere sull'abaco di Fig. 4, costruito riportando su un sistema di assi cartesiani i valori ottenuti dalle numerose sperimentazioni effettuate. È, comunque, consigliabile non ricorrere all'abaco per leggere i dati ma ottenerli analiticamente mediante le seguenti espressioni costruite sfruttando il parallelismo delle tre rette inclinate contenenti i tre fattori esponenziali.

$$a = \frac{17 \cdot 10^{-5} \cdot (\gamma - 2245) + 1{,}0415}{1{,}07}$$

$$b = \frac{17 \cdot 10^{-5} \cdot (\gamma - 2245) + 1{,}0001}{1{,}07} \qquad [2]$$

$$c = \frac{17 \cdot 10^{-5} \cdot (\gamma - 2245) + 0{,}9915}{1{,}07}$$

Come si può notare, nelle suddette equazioni interviene il valore di "γ", massa volumica del calcestruzzo, che necessariamente dovrà essere determinato mediante prelievi da effettuare sulla struttura oggetto dell'indagine.

C - ELABORAZIONI

Riferendosi all'esempio numerico sopra riportato, si utilizza il valore della massa volumica del calcestruzzo, con cui è realizzato il manufatto, ricavato dal prelievo di almeno n° 3 carote.

Supponiamo che il valore medio della massa volumica sia pari a 2.330 Kg/m^3; seguendo il metodo grafico dovremmo ricercare sull'asse delle ascisse di Fig. 4 il valore di 2.330, poi intercettare le rette (a,b,c) riportate nell'abaco con la verticale passante per quel valore di γ quindi rintracciare sull'asse delle ordinate i valori esponenziali, rispettivamente a – b – c.

Nel caso in questione l'abaco non consente questa operazione poiché non è stato aggiornato con l'introduzione dei nuovi risultati provenienti da ulteriori prove sperimentali che ne avrebbero allargato l'applicabilità e questo perché, come detto precedentemente, è consigliabile (metodo analitico) l'impiego delle equazioni 2) per ricavare i valori degli indici esponenziali, con maggiore precisione.

Tabella 4 - Conversione dell'indice di rimbalzo corretto nella resistenza meccanica in MPa.***

20,0	10,1	**21,0**	11,3	**22,0**	12,6	**23,0**	13,9	**24,0**	15,2	**25,0**	16,6
20,1	10,2	**21,1**	11,4	**22,1**	12,7	**23,1**	14,0	**24,1**	15,3	**25,1**	16,7
20,2	10,4	**21,2**	11,6	**22,2**	12,9	**23,2**	14,2	**24,2**	15,5	**25,2**	16,9
20,3	10,5	**21,3**	11,7	**22,3**	13,0	**23,3**	14,3	**24,3**	15,6	**25,3**	17,0
20,4	10,6	**21,4**	11,8	**22,4**	13,1	**23,4**	14,4	**24,4**	15,8	**25,4**	17,2
20,5	10,8	**21,5**	12,0	**22,5**	13,3	**23,5**	14,6	**24,5**	15,9	**25,5**	17,3
20,6	10,9	**21,6**	12,1	**22,6**	13,4	**23,6**	14,7	**24,6**	16,0	**25,6**	17,4
20,7	11,0	**21,7**	12,2	**22,7**	13,5	**23,7**	14,8	**24,7**	16,2	**25,7**	17,6
20,8	11,2	**21,8**	12,3	**22,8**	13,6	**23,8**	14,9	**24,8**	16,3	**25,8**	17,7
20,9	11,3	**21,9**	12,5	**22,9**	13,8	**23,9**	15,1	**24,9**	16,5	**25,9**	17,9

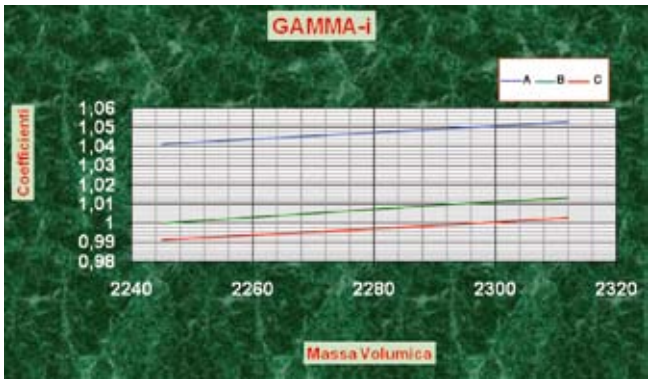


Fig. 4 - Abaco dei valori esponenziali.

Nel caso specifico, dal calcolo si ottengono i seguenti valori:

a = 0,98687; b = 0,94818; c = 0,94014

Di seguito sono riportati i valori medi delle battute sclerometriche con i relativi totali:

1ª battuta	2ª battuta	3ª battuta
A = 266	B = 318	C = 351
D = 273	E = 333	F = 372
G = 350	H = 426	I = 478
TOT.= 889	TOT.= 1.077	TOT.=1.201

Sostituendo nell'equazione 1) i dati ottenuti si determina il valore corretto dell'indice di rimbalzo:

$$J_c = \frac{889^{0,98687} + 1.077^{0,94818} + 1.201^{0,94014}}{90 \cdot 1} = 26$$

Ottenuto l'indice di rimbalzo corretto, dalla Tabella 4*** di conversione degli indici di rimbalzo in resistenze meccaniche, si ricava:

$$R_c = 18,0 \text{ N/mm}^2$$

Se ci fossimo fidati dei soli valori dell'indice di rimbalzo di prima battuta, così come si procede utilizzando lo sclerometro in modo canonico, avremmo ottenuto:

889/30 = 29,63 da cui: R_c = **23,5** N/mm²

Commettendo un errore in eccesso di circa il **24%**.

D - CONCLUSIONI

Il metodo complementare combinato γ-i, descritto in questo articolo, permette di rilevare, mediante la procedura sopra riportata, un valore della resistenza cubica del calcestruzzo in opera, oggetto dell'esame, più aderente alla realtà di quanto non si ottenga impiegando lo sclerometro in forma canonica, e ciò continuando ad impiegare lo stesso apparecchio, anche se in modo difforme, che è molto semplice da usare, di facile trasportabilità e non distruttivo. Tuttavia il metodo richiede un prelievo per poter determinare la massa volumica del calcestruzzo in opera, ma ciò può essere effettuato mediante l'estrazione di micro carote che non possono quindi essere considerate il prodotto di un metodo distruttivo. Tale metodo, inoltre, può rappresentare una valida indagine preliminare prima di procedere, eventualmente, a metodi più sofisticati e complessi, anche in termini economici.

E - BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

1. Salvatore Lo Presti, Antonio Cerami, Prove Sperimentali Non Distruttive per la Determinazione della Resistenza Caratteristica Cubica dei Calcestruzzi Cementizi, in L'Industria delle Costruzioni n. 225/6, Roma, luglio-agosto 1990.
2. Salvatore Lo Presti, Metodo Complementare Non Distruttivo per la Determinazione del Valore Caratteristico Rck dei Calcestruzzi in Opera. – Note Esplicative, allegato agli atti del convegno: Tecniche non Distruttive di Indagini Sperimentali su Stutture, Palermo, marzo 1995.
3. EN 13791, Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components;
4. UNI EN 12504 (parti 1,2,3,4), Prove sul calcestruzzo nelle strutture, Carotaggi, Sclerometro, Prova ad ultrasuoni, Forza di estrazione;
5. V. Alunno Rossetti, Il Calcestruzzo, Materiali e Tecnologia, Ed. Mc Graw-Hill, 2003;
6. M. Collepardi, Il Nuovo Calcestruzzo, IV Edizione, Ed. Tintoretto, Villorba, 2006;
7. L. Coppola, Concretum, I Edizione, Ed. Mc Graw-Hill, 2007;
8. R. Marino, Autori Vari, La durabilità delle opere in calcestruzzo, Calcestruzzi SpA, Ed. La Fiaccola, 2007.

*** *Nella Tabella 4 sono riportati, a titolo di esempio, gli indici di rimbalzo e i corrispondenti valori di resistenza meccanica da circa 10 fino a 18 MPa.*

colabeton

il futuro del calcestruzzo

servizio tempestivo

assistenza in cantiere

ricerca e sviluppo

Lavori di consolidamento - Basilica di San Francesco - Assisi (Pg)

Direzione Generale
via della Vittorina 60, Gubbio (Pg)
t.+39 075 92401
f.+39 075 9273965

Numero Verde
800-102102

www.colabeton.it
info@colabeton.it

Colabeton progetta, realizza e distribuisce calcestruzzi durabili a prestazione garantita e una vasta gamma di prodotti speciali.
Oltre 150 impianti di betonaggio completamente informatizzati distribuiti su tutto il territorio nazionale.
Una capillare rete commerciale integrata dai laboratori di area per la ricerca e lo sviluppo dei prodotti con un servizio tecnologico centrale che è punta avanzata e base dell'innovazione tecnologica.
Tra i leader del calcestruzzo in Italia c'è Colabeton.

MICROBETON®

ASPHALT GROUT

agibilità al traffico dopo 24 ore

RAPI-tec®

ASPHALT GROUT

agibilità al traffico dopo 3 ore

technology

Microcalcestruzzo iperfluido
ad elevatissima resistenza meccanica
volumetricamente stabile
per pavimentazioni asfalto-cementizie

anche:

- **BIANCO**
- **COLORATO**
- **FOTOCATALITICO**

TECNOCHEM® ITALIANA SpA
TECNO ECO LOGIC CHEM

Via Sorte 2/4 - 24030 Barzana (BG) Italy - Tel. +39 035 554811 - Fax +39 035 554816
info@tecnochem.it - www.tecnochem.it