

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA MAGISTRALE

ANALISI E STUDIO DEGLI EFFETTI DEL DEGRADO INDOTTO DALLA CORROSIONE SU STRUTTURE IN C.A.



Relatore:

Prof. Francesco TONDOLO

Candidato:

Fabio Lo Bue

Marzo 2018

INDICE GENERALE

0. Introduzione	
1. Il fenomeno della corrosione nelle strutture in calcestruzzo armato	
1.1 Il processo di corrosione dell'acciaio	
1.2 La corrosione delle armature nel calcestruzzo	
1.2.1 Cause	
1.2.2 Attacco dei cloruri	
1.2.3 Carbonatazione	
1.2.4 Evoluzione del processo di corrosione delle armature in strutture in c.a.....	
1.2.5 Effetto della corrosione sul comportamento meccanico di strutture in c.a.	
1.2.6 Perdita di sezione trasversale delle barre di armatura	
1.2.7 Modifica delle proprietà meccaniche dell'acciaio	
1.2.8 Aderenza	
1.2.9 Variazione della capacità portante	
2. Stato dell'arte	
2.1 Danneggiamento provocato dalla corrosione	
2.2 Caratteristiche del cemento	
2.2.1 Chimica del cemento Portland	
2.2.2 Porosità della pasta di cemento	
2.2.3 Cementi di miscela	
2.3 I fenomeni di trasporto nel calcestruzzo	
2.3.1 Diffusione	
2.3.2 Permeazione	
2.3.3 Assorbimento capillare	
2.3.4 Trasporto elettroforetico	

2.4	Degrado del calcestruzzo	
2.4.1	Degrado di tipo fisico	
2.4.2	Calore di idratazione	
2.4.3	Attacco da gelo-disgelo	
2.4.4	Incendio	
2.4.5	Degrado di tipo chimico	
2.4.6	Attacco solfatico	
2.4.7	Reazione alcali – aggregate	
2.5	Descrizione sperimentazione	
2.5.1	Introduzione	
2.5.2	Fase di innesco	
2.5.3	Carbonatazione del calcestruzzo	
2.5.4	Diffusione dei cloruri	
2.5.5	Inizio della corrosion	
2.5.6	Contenuto critico di cloruri	
2.6	Velocità di corrosione	
2.7	Effetti della corrosione sulle barre di armatura	
2.7.1	Corrosione uniforme	
2.7.2	Corrosione localizzata	
2.8	Riduzione della duttilità	
2.9	Variazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio	
2.10	Effetti della corrosione sul calcestruzzo	
2.11	Modelli teorici	
2.12	Modellazione del degrado della resistenza del calcestruzzo fessurato	
2.13	Effetti della corrosione sull'aderenza	
2.14	Effetti della corrosione sul comportamento strutturale	
3.	Modello numerico e valutazione analitica della capacita' residua (EC2) – travi sperimenta.....	
3.1	Modello fisico per la valutazione strutturale di travi in c.a. in presenza di corrosione	
3.2	Adattamento del modello al caso di travi corrose.....	
4.	Discussione e conclusioni.....	
	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	
	RINGRAZIAMENTI.....	

INTRODUZIONE

La valutazione della sicurezza di edifici esistenti sta diventando sempre più un aspetto fondamentale nel campo dell'ingegneria civile, per motivazioni di carattere ambientale, economico e socio-politico. L'approccio con cui stimare l'affidabilità di una struttura esistente è per molti aspetti diverso rispetto a quello utilizzato nell'approccio dello studio di progetto di un nuovo edificio. A differenza di una nuova costruzione, infatti, si devono tenere in considerazione i processi di deterioramento, le conseguenze dovute a cattivo uso, i cambi di destinazione, etc, che si sono verificati durante la vita dell'opera. Risulta quindi fondamentale raccogliere informazioni riguardo al periodo di realizzazione, le tecniche di costruzione utilizzate, le normative vigenti all'epoca di costruzione dell'opera stessa ed inoltre valutare la geometria attuale degli elementi strutturali e non strutturali e le proprietà meccaniche dei materiali.

In Italia, la maggior parte degli edifici in cemento armato del patrimonio edilizio attuale risale all'epoca successiva agli anni '40 -'50 del secolo scorso. In questo periodo, infatti, una buona conoscenza in termini di comportamento meccanico dei materiali, di mix design e la disponibilità di acciai ad alta resistenza favorirono una rapida diffusione di questa tecnica di costruzione. Fino agli anni '70, però, si è ritenuto che il calcestruzzo non fosse affetto da problemi di durabilità e così le opere in cemento armato sono state realizzate con la convinzione che potessero mantenersi in eterno. In realtà, come poi ci si è resi conto, il

calcestruzzo è tutt'altro che indistruttibile, bensì è un materiale sottoposto a degrado, per cause che possono essere di tipo meccanico, fisico, strutturale, chimico e biologico. Fra queste, uno dei processi che influisce maggiormente sul deterioramento del calcestruzzo e sul degrado delle opere in cemento armato è la corrosione delle barre di armatura.

La verifica della sicurezza strutturale richiede che siano introdotti all'interno dei modelli degli effetti del degrado. La resistenza di strutture caratterizzate da armature corrose dipende, principalmente, dalla sezione residua delle barre di armatura, dal legame costitutivo dei materiali, dall'aderenza e dalla fessurazione del copriferro causata dall'espansione dei prodotti della corrosione.

Il problema del comportamento di elementi in cemento armato affetti da degrado dei materiali è stato ampiamente studiato dal punto di vista teorico mentre sono abbastanza scarsi gli studi sperimentali a convalida dei modelli teorici. In passato sono stati condotti studi sperimentali per lo sviluppo di modelli di resistenza che tenessero in considerazione gli effetti dovuti alla corrosione delle armature, però, nella maggior parte dei casi, essi erano basati sull'analisi di campioni confezionati in laboratorio, di piccole dimensioni e sottoposti a processo di corrosione accelerato.

L'intervento di recupero di un edificio industriale – la Fabbrica di Cros - in cemento armato risalente agli anni '40 del secolo scorso, esposto durante la sua vita ad un ambiente marino e industriale aggressivo, ha rappresentato una grande opportunità per una campagna sperimentale su campioni al vero di elementi in cemento armato deteriorati.

Lo studio, condotto dal laboratorio presso l'Istituto E. Torroja di Madrid, ed i risultati ottenuti dalla precedente analisi effettuata dall'Ing. Giusti Alessandro del Politecnico di Pisa, dal quale sono stati acquisiti i dati utili alla trattazione del presente elaborato, ha avuto come obiettivo principale quello di verificare l'adeguatezza dei modelli attualmente disponibili per la valutazione della resistenza di travi in cemento armato degradate, mediante il confronto con le rilevazioni sperimentali del comportamento di elementi in cemento armato sottoposti a processo naturale di corrosione.

Mediante una campagna sperimentale caratterizzata da prove di flessione e di taglio, sulle travi prelevate dalla struttura della Fabbrica di Cros, è stato possibile determinare l'effettiva capacità portante delle membrature e il reale meccanismo di crisi. Si sono poi valutati i corrispondenti carichi teorici mediante i modelli di resistenza descritti nell'Eurocodice EN 1992-1-1 [17] (nel seguito EC2), utilizzando i dati geometrici delle sezioni di rottura e le proprietà meccaniche dei materiali di ciascuna trave rilevati direttamente.

Dall'analisi dei risultati prodotti con l'ausilio di fogli elettronici secondo la letteratura, si è determinato il momento resistente ed il taglio resistente delle travi in esame ponendo attenzione al tempo di innesco dovuto alla corrosione al fine di valutare in ultimo il contributo che il copriferro (a corrosione in atto) è in grado di assolvere.

Il lavoro svolto nella presente tesi di laurea è consistito inizialmente nell'acquisizione dei dati inerenti la geometria delle travi, testate in una fase precedente dello studio dal laboratorio sopra citato e successivamente su nuove travi progettate per la realizzazione di un edificio di civile abitazione. Le operazioni sono consistite nella raccolta dei dati geometrici relativi alle sezioni di rottura determinatesi nelle prove di carico e alle sezioni di estremità delle membrature. Particolare cura è stata posta in questa fase nell'osservare le misurazioni reali delle sezioni di calcestruzzo e gli effettivi diametri residui delle barre di armatura, essendo la geometria uno dei fattori che può maggiormente influire sul calcolo della resistenza residua di un elemento. Successivamente sono stati analizzati i dati raccolti tramite elaborazioni con fogli di calcolo excel e determinare, per ciascuna membratura testata, la reale capacità portante. Implementando le formulazioni dei modelli ed elaborando i dati relativi alla geometria e alle proprietà meccaniche dei materiali, precedentemente determinate tramite prove di compressione e trazione su campioni di calcestruzzo e di barre d'acciaio, si è proceduto a calcolare la capacità portante teorica di ciascuna membratura testata e compiere infine la valutazione dell'affidabilità dei modelli attraverso il confronto con le reali resistenze osservate.

CAPITOLO 1

IL FENOMENO DELLA CORROSIONE NELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Il cemento armato, per decenni ritenuto una “pietra artificiale” quasi perfetta, alla lunga si è dimostrato un materiale notevolmente soggetto a fenomeni di degrado, che ne alterano le proprietà fisiche e chimiche e che influiscono sia sull’aspetto estetico sia sul comportamento meccanico.

In Italia la maggior parte delle costruzioni in cemento armato risale al periodo compreso tra il dopo guerra e gli anni ’80, epoca in cui ai costruttori e ai progettisti non erano ancora noti i meccanismi e i fenomeni che portavano al degrado del materiale e che quindi giocavano un ruolo fondamentale sulla durabilità di una struttura.

Uno dei meccanismi che influisce maggiormente sul danneggiamento delle strutture, sia per diffusione sia per pericolosità, è quello legato alla corrosione delle armature metalliche inserite all’interno del calcestruzzo.

La comprensione del processo di corrosione è uno strumento necessario per progettare strutture in cemento armato in grado di soddisfare i requisiti di vita utile definiti in fase di progetto, ma anche per effettuare una valutazione dell’affidabilità strutturale di un edificio esistente, che comporta la determinazione del livello di sicurezza attuale della struttura e della vita residua.

1.1 Il processo di corrosione dell'acciaio

I metalli allo stato naturale si trovano, in generale, combinati con altri elementi. Per poterne disporre allo stato puro è necessario estrarre il metallo mediante un processo di riduzione, che richiede una certa quantità di energia. Il processo inverso, per il quale il metallo ritorna al suo stato naturale, ha luogo mediante una reazione spontanea conosciuta come corrosione metallica: quando essa avviene in assenza di acqua allo stato liquido, per interazione diretta tra metallo e atmosfera gassosa ad alta temperatura, si parla di corrosione a secco, mentre quando ha luogo in un mezzo acquoso, è un fenomeno di carattere elettrochimico caratterizzato da un processo anodico di dissoluzione (ossidazione) del metallo e da un processo catodico di riduzione di una specie chimica, l'ossigeno presente nell'ambiente acquoso.

Nel caso del ferro, durante il processo di ossidazione (Fig. 1.1), sulla superficie del metallo si formano due zone:

- una zona dove si verifica la corrosione del metallo e che si comporta come anodo;
- una zona dove si verifica la reazione di riduzione e che si comporta come catodo.

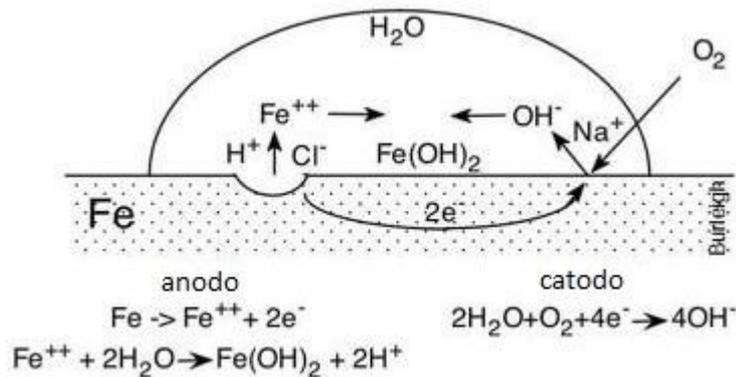


Figura 1.1 – Meccanismo semplificato di corrosione dell'acciaio in mezzo acquoso: zona anodica e catodica

La corrosione, quindi, è un fenomeno elettrochimico, in cui sono presenti quattro processi:

- una semi-reazione anodica di ossidazione del metallo, che forma i prodotti della corrosione e produce elettroni nel reticolo cristallino;
- una semi-reazione catodica che riduce l'ossigeno presente nell'ambiente aggressivo e consuma gli elettroni prodotti nel processo anodico;
- la circolazione di corrente nel metallo con un flusso di elettroni nel reticolo cristallino;
- la circolazione di corrente nell'ambiente con la migrazione elettrica degli ioni nella soluzione liquida a contatto con il metallo.

Il processo di corrosione, figura 1.2, si innesca a causa della generazione di una cella elettrochimica (galvanica) tra l'anodo e il catodo. Tale processo si verifica solamente quando il circuito è chiuso; se in un qualsiasi punto esso è interrotto, per esempio quando viene a mancare l'acqua a contatto con il ferro, la cella non può funzionare e la corrosione non si verifica.

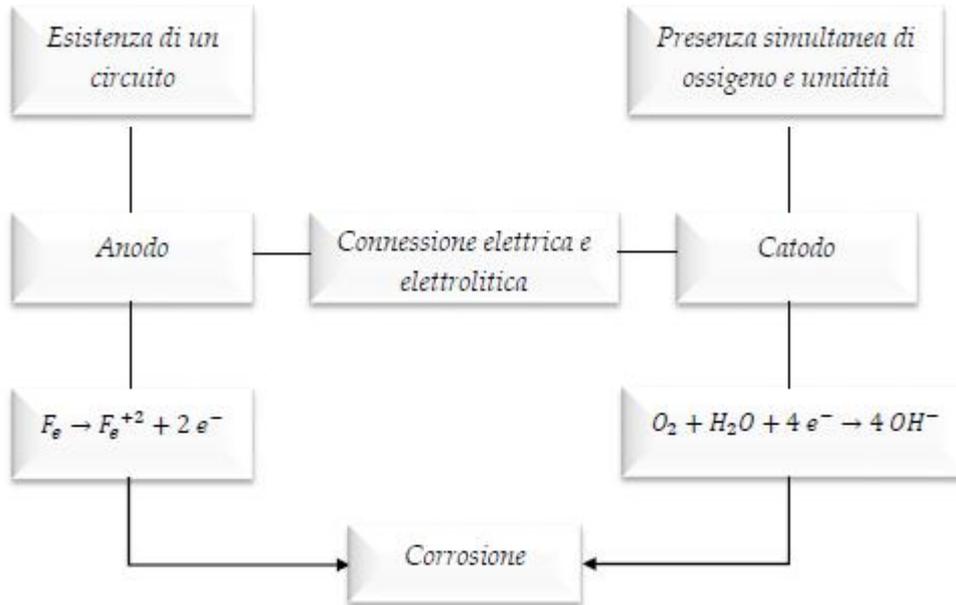


Figura 1.2 – Condizioni imprescindibili per il processo di corrosione

La corrosione metallica può verificarsi in diverse forme che generalmente vengono classificate in funzione dell'estensione dell'area attaccata. I tipi più frequenti di corrosione sono:

- Corrosione diffusa, quando essa interessa tutta la superficie o ampia parte di essa. Si parla di corrosione uniforme quando la penetrazione è la medesima in tutto lo sviluppo dell'elemento, mentre di corrosione non uniforme quando non segue un profilo regolare;
- Corrosione per pitting, quando si presenta come attacchi estremamente localizzati, detti pit o vaiolature, che dalla superficie penetrano nello spessore del metallo a velocità spesso molto elevata. La vaiolature si innescano e si propagano in punti singolari, mentre il resto della superficie metallica esposta all'ambiente rimane inalterata.

1.2 La corrosione delle armature nel calcestruzzo

1.2.1 Cause

L'acciaio nel cemento armato ha dimostrato di possedere una durabilità adeguata nei riguardi della maggior parte degli usi a cui esso è destinato. Questa durabilità è dovuta principalmente all'azione protettiva esercitata dal calcestruzzo, che si esplica secondo due modalità:

- la parte di calcestruzzo che ricopre le armature si comporta come una barriera fisica;
- l'elevata alcalinità del calcestruzzo fa sì che sulla superficie dell'acciaio si sviluppi una pellicola protettiva, che in condizioni ideali può proteggere l'armatura per un tempo indefinito.

Quando il cemento viene mescolato con l'acqua i suoi componenti si idratano formando un conglomerato solido. L'acqua introdotta nell'impasto, necessaria per l'idratazione e la lavorabilità richiesta per la messa in opera, lascia nella matrice di calcestruzzo, dopo la maturazione, una rete di fitti cunicoli che fanno sì che il calcestruzzo sia in una certa misura permeabile ai liquidi e ai gas. In questo modo gli agenti aggressivi possono superare la barriera fisica e raggiungere così l'acciaio di armatura. Questa porosità capillare dipende principalmente dal rapporto acqua/cemento e dal grado di idratazione del calcestruzzo.

L'alcalinità del calcestruzzo è dovuta principalmente all'idrossido di calcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$ che si sviluppa durante l'idratazione dei silicati del cemento, e agli alcali già presenti nel clinker, ad esempio i solfati. Tali sostanze regolano il pH della fase acquosa presente nei pori in un range di $12,6 \div 14$, cioè nell'estremo alcalino della scala del pH. Grazie a questa elevata alcalinità e alla presenza di una certa quantità di ossigeno, l'acciaio d'armatura risulta passivato, cioè ricoperto da una pellicola trasparente di ossidi, continua e compatta, che lo protegge per un tempo indefinito, anche in presenza di elevata umidità all'interno del calcestruzzo.

Tuttavia può capitare che, durante la fase di impasto o durante la vita del calcestruzzo, si verifichino fenomeni che possono provocare la corrosione delle armature presenti all'interno del calcestruzzo (Fig. 1.3); essenzialmente possono ricondursi a:

- presenza di una quantità ragguardevole di cloruri o altri ioni (che possono trovarsi già nella miscela di impasto o penetrare successivamente all'interno del calcestruzzo) che inducono la depassivazione;
- riduzione dell'alcalinità del calcestruzzo, legata al fenomeno della carbonatazione.

La corrosione delle armature inizia quando:

- il fronte carbonatato raggiunge la profondità a cui sono poste le armature;

- la concentrazione di cloruri in prossimità della barra raggiunge un valore limite di concentrazione.

Gli ioni depassivanti danno luogo a una corrosione di tipo localizzato, mentre la riduzione del pH induce la dissoluzione completa del film e quindi genera una corrosione di tipo diffuso.

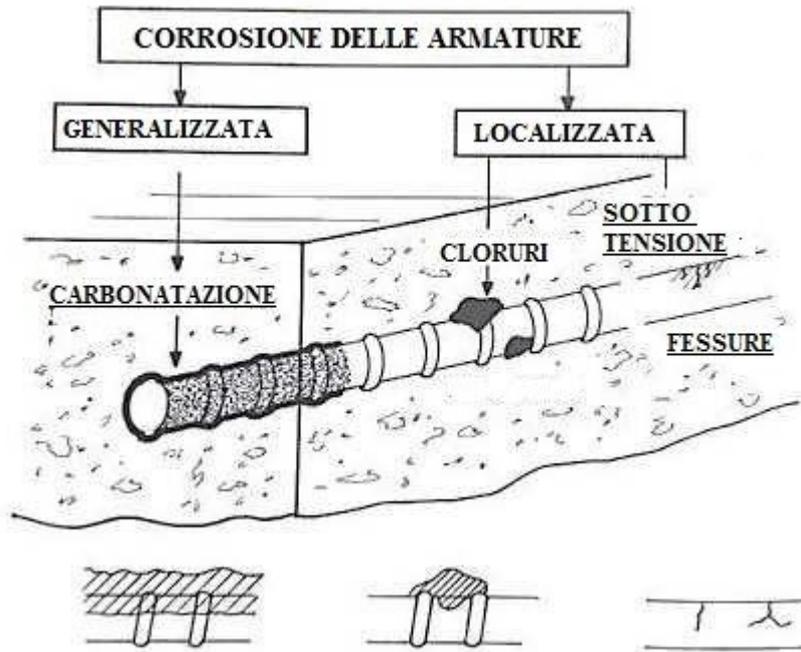


Figura 1.3 – Tipi e morfologie di corrosione delle armature nel cemento armato

1.2.2 Attacco dei cloruri

Gli ioni cloruro possono essere già presenti all'interno della miscela di impasto oppure provenire dall'esterno, ovvero penetrare all'interno attraverso la rete di pori e raggiungere l'armatura. Mentre i primi non sono molto comuni, purché si rispettino le raccomandazioni sull'uso di acque pure, non marine, ecc., la presenza dei secondi è molto più frequente soprattutto in ambienti marini o nei periodi invernali a causa dell'utilizzo dei sali antigelo sulle strade [2]. Questi ioni hanno la capacità di distruggere puntualmente il film passivante, il che dà luogo ad un tipo di corrosione conosciuta con il nome di vaiolatura o pitting (Fig. 1.4). Questi crateri che si vanno a formare corrispondono all'anodo della cella elettrochimica e, a seconda della loro profondità, possono portare alla rottura della barra di armatura.



Figura 1.4 – Corrosione per pitting

La quantità di cloruri necessaria ad innescare la corrosione dipende da vari fattori:

- tipo di cemento;
- rapporto acqua/cemento;
- indurimento e compattazione del calcestruzzo;
- contenuto di umidità;
- tipo e superficie dell'acciaio di armatura;
- disponibilità di ossigeno.

La numerosità di tali fattori rende difficoltosa la definizione di un limite per il contenuto di cloruri, al di sotto del quale si è sicuri che non si verifichi la depassivazione del film protettivo. Un valore generalmente accettato per il contenuto massimo di cloruri del calcestruzzo è lo 0,4% in relazione al peso del cemento, o lo 0,05 ÷ 0,1% in relazione al peso del calcestruzzo.

Negli ultimi decenni, sono stati proposti numerosi modelli per descrivere il processo legato alla penetrazione dei cloruri all'interno del calcestruzzo. Molti di essi includono un gran numero di parametri dipendenti da numerosi fattori, i quali possono essere dedotti solo sperimentalmente e con un ampio grado di incertezza. Per questa ragione, modelli semi-empirici, che assumono l'ingresso dei cloruri come un processo di diffusione puro, sono quelli maggiormente utilizzati. Tale ipotesi può essere descritta tramite la seconda legge di diffusione di Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

dove C è la concentrazione totale di ioni cloruro alla distanza x dalla superficie dopo un tempo t di esposizione ai cloruri e D il coefficiente di diffusione del cloruro.

Nei progetti di ricerca europei DuraCrete e DARTS [4, 5], è stato sviluppato un modello per la previsione del contenuto di cloruro in funzione del tempo e della profondità. Assumendo che la concentrazione di cloruro sulla superficie rimanga costante nel tempo, la soluzione dell'equazione (1) è fornita da [6]:

$$C(x,t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x - \Delta x}{2\sqrt{D_{app,c} * t}} \right) \right]$$

dove

- $C(x,t)$ concentrazione di cloruro alla profondità x dalla superficie esterna ad un determinato istante di tempo t , in % della massa di cemento;
- x profondità, in m;
- Δx profondità della zona di convezione, in m;
- t età del calcestruzzo, in s;
- $D_{app,C}$ coefficiente di diffusione apparente del cloruro nel calcestruzzo, in m^2/s ;
- $C_{s,\Delta x}$ concentrazione di cloruro alla profondità di Δx , in % della massa di cemento;
- C_0 concentrazione iniziale di cloruro del calcestruzzo, in % della massa di cemento;
- $erf()$ è la funzione degli errori di Gauss.

La probabilità di innesco della corrosione indotta da cloruri, P_{corr} , è dipendente dal tempo e può essere espressa come:

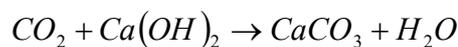
$$P_{corr}(t) = \Pr[C_{crit} - C(x=c,t) < 0]$$

dove C_{crit} è il limite di concentrazione di cloruro e c lo spessore del copriferro. Il valore di C_{crit} è definito come il contenuto totale di cloruro che conduce alla depassivazione della superficie dell'armatura e quindi all'innesco della corrosione del metallo.

1.2.3 Carbonatazione

La riduzione dell'alcalinità del calcestruzzo può essere causata dalla circolazione di acqua pura o leggermente acida, o alla reazione dei composti di carattere basico NaOH, KOH, $Ca(OH)_2$ della fase acquosa del calcestruzzo con i componenti acidi dell'atmosfera. Quello che maggiormente è presente fra questi è l'anidride carbonica (CO_2), ed è proprio per questo motivo che la riduzione di alcalinità viene definita con il termine *carbonatazione*.

La reazione di carbonatazione in soluzione acquosa si può scrivere sinteticamente come:



Tale processo porta ad un abbattimento del pH del contenuto acquoso del calcestruzzo, che passa da un valore di $pH > 13$ ad un valore di $pH < 9$, raggiungendo a volte anche valori molto prossimi alla neutralità.

La carbonatazione ha luogo a partire dalla superficie esterna dell'elemento in calcestruzzo, per penetrare gradualmente verso il nucleo. Il fronte carbonatato, cioè lo strato di calcestruzzo a $pH < 9$ compreso fra la superficie esterna ed il nucleo interno a $pH > 13$, può essere individuato spruzzando sulla superficie di un campione una soluzione alcolica di fenolfaleina

che permane di colore rosso-porpora se il calcestruzzo è alcalino mentre non presenta alcun colore nel caso contrario (Fig. 1.5).

Il tenore di umidità che rende più rapido l'avanzamento del fronte carbonatato si situa intorno al 50-80%. Per valori maggiori, i pori risultano saturati di acqua e quindi l'ossigeno non riesce a penetrare, mentre per umidità inferiori, i pori sono quasi secchi e perciò non si verificano le condizioni necessarie per la reazione.



Figura 1.5 – Determinazione del fronte carbonatato mediante fenolftaleina

La velocità di avanzamento della carbonatazione si attenua nel corso del tempo.

La penetrazione nel tempo si esprime mediante il metodo della radice del tempo:

$$x = K * t^{1/n} \quad (4)$$

dove

- x è la profondità carbonatata in mm;
- t è il tempo in anni;
- K è il coefficiente di carbonatazione;
- n vale 2 solitamente per calcestruzzi porosi, mentre è maggiore per quelli compatti.

La costante K , detta coefficiente di carbonatazione, dipende da molti fattori relazionati alla qualità, alla resistenza meccanica del calcestruzzo e all'umidità ambientale.

I valori di K , riscontrati su strutture reali esposte all'atmosfera e riparate dalla pioggia, variano da 2 a 15 mm/anno^{1/2}:

$2 < K < 6$ per calcestruzzi compatti con contenuto di cemento superiore a 350 kg/m^3 ;

$6 < K < 9$ per cls di media compattezza;

$K > 9$ per cls porosi con contenuto di cemento inferiore a 250 kg/m^3 .

L'aumento nel tempo della profondità di carbonatazione è illustrato dal grafico seguente, per diversi valori di K (Fig. 1.6):

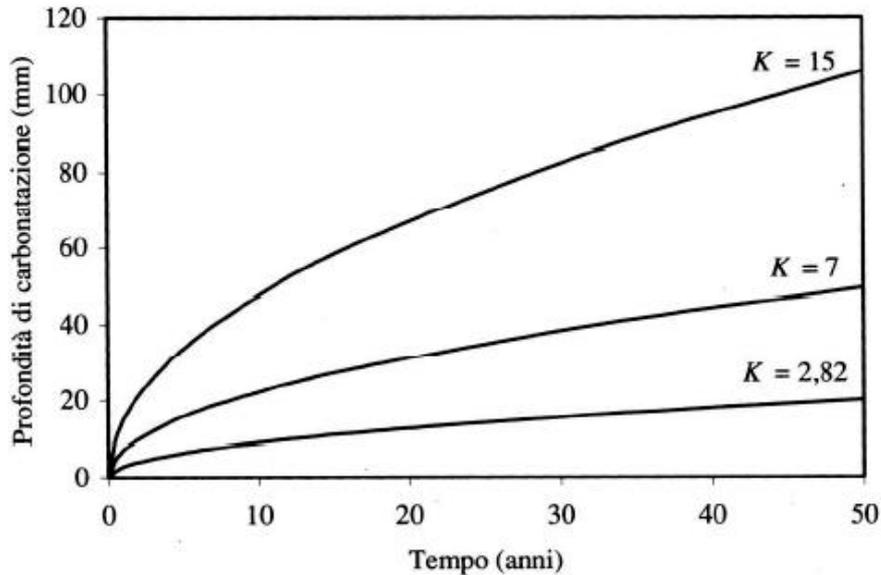


Figura 1.6 – Evoluzione del fronte carbonatato in funzione di K e di t

Sono stati sviluppati altri metodi più raffinati per il calcolo della profondità di carbonatazione. Tutti i modelli assumono che la microstruttura del calcestruzzo non sia alterata dall'esposizione all'ambiente e dalla temperatura e che la concentrazione di anidride carbonica sia costante. La maggior parte di essi sono stati formulati applicando opportune modifiche alla prima Legge di Fick sulla diffusione. Si riporta in seguito il più importante tra questi modelli, identificato e studiato all'interno del Progetto di Ricerca Europeo DuraCrete] e successivamente revisionato dal Progetto di Ricerca DARTS. La propagazione del fronte carbonatato può essere ottenuta tramite:

$$x_c(t) = \sqrt{2 * k_e * k_c * R_{NAC,0}^{-1} * C_s * \sqrt{t} * W(t)} \quad (5)$$

dove

- $x_c(t)$ profondità del fronte carbonatato al tempo t , in mm;
- t è il tempo, in anni;
- k_e è funzione ambientale che tiene conto delle condizioni di umidità;
- k_c è il coefficiente “execution transfert parameter”;
- $W(t)$ è la funzione climatica;

- C_s è la concentrazione di anidride carbonica nell'aria, in kg/m^3 ;
- $R_{NAC,0}^{-1}$ inverso della resistenza effettiva alla carbonatazione del calcestruzzo in condizioni naturali, in $(\text{mm}^2/\text{anni})/(\text{kg}/\text{m}^3)$.

La probabilità di innesco della corrosione, P_{corr} , dipende dal tempo e può essere espressa come:

$$P_{corr}(t) = \Pr[c - x_c(t) < 0] \quad (6)$$

dove $x_c(t)$ è la profondità di carbonatazione, calcolata in accordo con l'equazione (6), e c lo spessore del copriferro.

1.2.4 Evoluzione del processo di corrosione delle armature in strutture in cemento armato

Al fine di descrivere il processo di corrosione delle armature nel cemento armato, generalmente si utilizza un modello, conosciuto come Modello di Tuutti. In tale modello (Fig. 1.7,) si individua una fase iniziale in cui la corrosione non ha luogo: tale fase persiste fino a quando la concentrazione degli agenti aggressivi non supera il limite per il quale si verifica la depassivazione dell'acciaio di armatura (t_i). Successivamente si ha la fase di propagazione, suddivisa in più tratti: il primo si estende fino a t_{cr1} , tempo in cui si verifica la prima fessura nella superficie del calcestruzzo a causa della corrosione dell'armatura; il secondo, con velocità di propagazione maggiore a causa della presenza di fessure, si protrae fino a t_{cr} , tempo in cui non è più soddisfatto lo stato limite di esercizio. Infine, il tempo per il quale la riduzione della resistenza è tale da non soddisfare più le richieste imposte dallo stato limite ultimo è denotato con t_u . Sia la fase iniziale che quella di propagazione sono processi stocastici, ovvero aleatori.

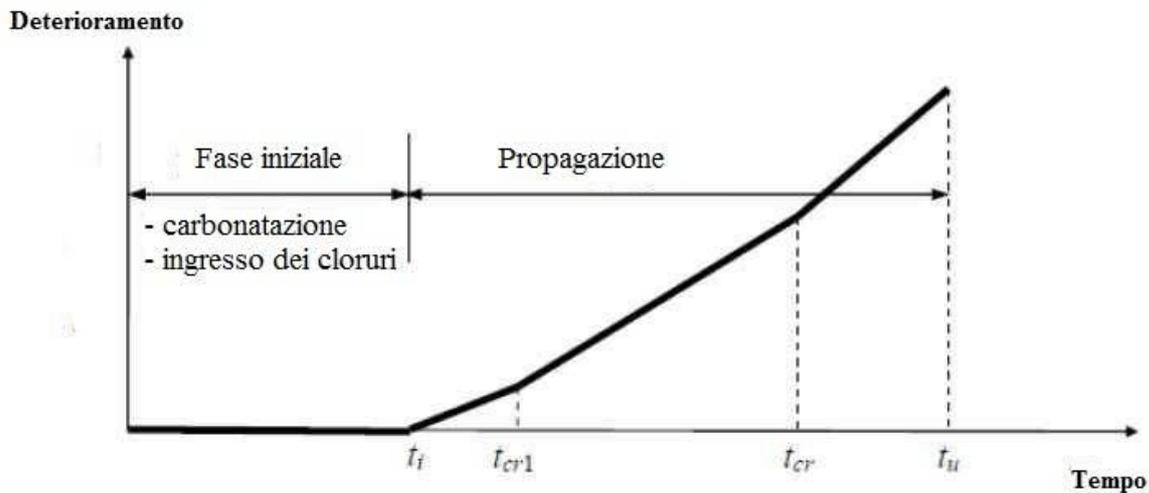


Figura 1.7 - Rappresentazione schematica dello sviluppo della corrosione in strutture in C.A.

La fase iniziale è l'intervallo di tempo che intercorre fra il getto della struttura e il momento in cui gli agenti aggressivi raggiungono le barre di armatura, provocando così l'eliminazione del film passivante. Pertanto i modelli che possono essere utilizzati per caratterizzare questa prima fase sono quelli descritti nel paragrafo 1.2.1.

La fase di propagazione è l'intervallo di tempo che intercorre tra la depassivazione delle armature e un livello di degrado ritenuto non accettabile.

Tale livello è definito come P_{crit} , perdita critica di sezione trasversale d'armatura, la quale dipende sia dalla geometria della barra sia dallo stato di sollecitazione.

Il tempo in cui si raggiunge la P_{crit} è funzione della velocità di corrosione ovvero la velocità con la quale l'armatura si riduce di sezione, che peraltro non si mantiene costante durante la fase di propagazione, essendo influenzata dalla concentrazione dei cloruri, dall'umidità, dalla temperatura, ed altro.

1.2.5 Effetto della corrosione sul comportamento meccanico di strutture in cemento armato

Il fenomeno della corrosione ha notevole influenza sul comportamento meccanico di elementi strutturali in cemento armato, in relazione a:

- riduzione della sezione trasversale delle barre di armatura;
- cambiamento delle proprietà meccaniche dell'acciaio di armatura;
- fessurazione del calcestruzzo;
- deterioramento del meccanismo di aderenza.

La corrosione comporta una riduzione della sezione della barra e inoltre può ridurre la capacità di allungamento sotto carico massimo della parte di armatura che rimane integra, con tutte le conseguenze che questo comporta sulla duttilità strutturale.

L'ossido di ferro (ruggine), che è il prodotto risultante dal processo di corrosione, ha un volume maggiore del metallo puro e tende a distaccarsene; di conseguenza la barra di armatura aumenta di volume rispetto a quello iniziale. Ciò genera tensioni radiali di compressione (S_c) nel calcestruzzo che circonda la barra, che comportano la nascita di trazioni circonferenziali (S_r), per l'equilibrio. Quando queste ultime raggiungono la resistenza a trazione del conglomerato, si verifica la formazione di fessure, ortogonali alle isostatiche di trazione, ovvero radiali, che possono portare alla completa disgregazione e all'espulsione del copriferro se la barra è sufficientemente prossima al bordo (Spalling Failure, Fig. 1.8).

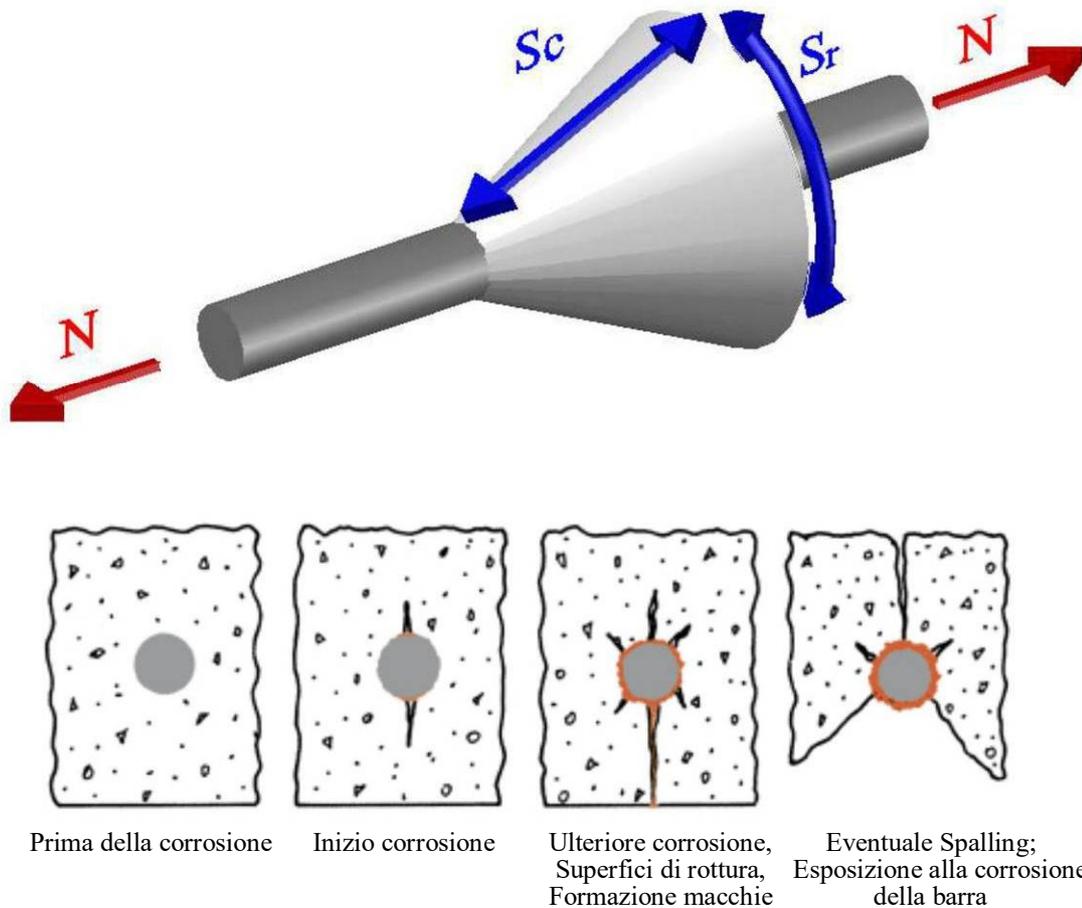


Figura 1.8 – Espulsione del copriferro a causa dell’espansione dei prodotti della corrosione, Spalling Failure

Il legame di aderenza, che è una delle proprietà fondamentali sulla quali si basa il funzionamento del cemento armato, è anch’esso influenzato dalla corrosione, attraverso i seguenti meccanismi:

- la fessurazione del calcestruzzo;
- cambiamento delle proprietà all’interfaccia acciaio/calcestruzzo;
- minor confinamento del calcestruzzo a causa della corrosione delle staffe.

1.2.6 Perdita di sezione trasversale delle barre di armatura

La corrosione dell’armatura, a seconda del tipo di attacco, può essere generalizzata o localizzata (pitting). La penetrazione di attacco (perdita di diametro della barra) dopo un determinato periodo di tempo si calcola, per entrambi i tipi di corrosione, a partire dall’intensità di corrosione rappresentativa attraverso la seguente formula:

$$P_x = 0,0116 * I_{corr}^{rep} * t_p$$

(7)

dove

- P_x valore medio della penetrazione di attacco, in mm;
- t_p tempo in anni dopo la depassivazione dell'armatura;
- I_{corr}^{rep} valore rappresentativo della velocità di corrosione durante il tempo t_p in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

Una volta determinata la penetrazione di attacco, è possibile determinare il diametro residuo della barra secondo la seguente espressione:

$$\phi_t = \phi_0 - \alpha P_x$$

dove:

- Φ_t diametro residuo al tempo t_p , in mm;
- Φ_0 diametro iniziale (nominale), in mm;
- α coefficiente dipendente dal tipo di attacco (Fig. 2.9), che vale 2 nel caso di corrosione uniforme e 10 nel caso di pitting;
- P_x valore medio della penetrazione di attacco, in mm.

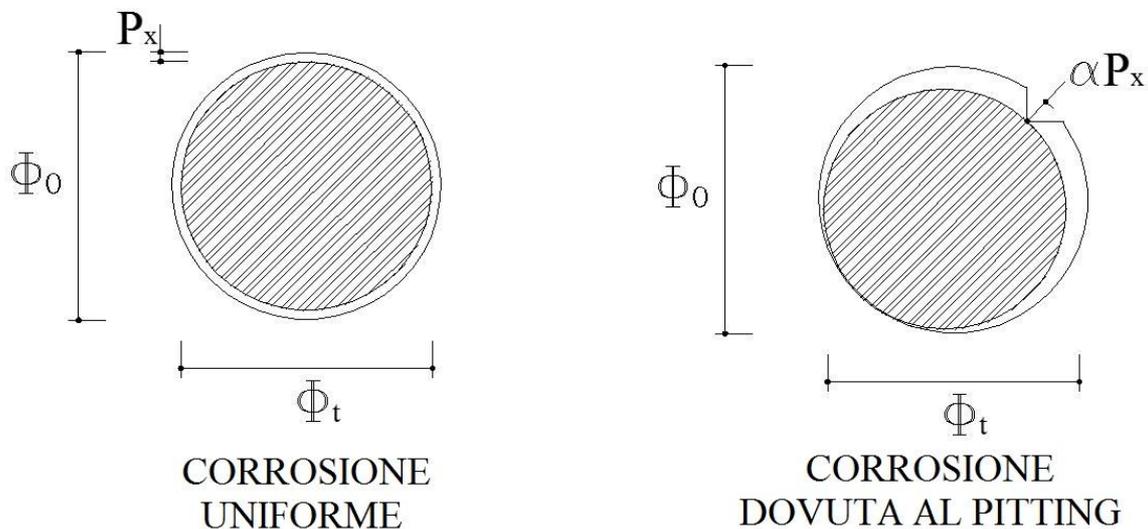


Figura 1.9 – Sezione di armatura residua per corrosione generalizzata e per pitting

1.2.7 Modifica delle proprietà meccaniche dell'acciaio

In presenza di corrosione di tipo generalizzato, i dati sperimentali raccolti mostrano che le proprietà di resistenza e duttilità dell'acciaio di armatura non sono apprezzabilmente influenzate.

Risultati sperimentali evidenziano che le proprietà meccaniche dell'acciaio di armatura, sia la resistenza che la duttilità, risultano modificate dalla corrosione di tipo pitting. Una significativa riduzione dell'allungamento sotto carico massimo è stata osservata in alcuni studi; ciò è giustificato dal fatto che le armature arrivano alla crisi in corrispondenza della vaiolatura, ovvero in un breve tratto dove si verifica una concentrazione di tensione.

Per le barre soggette a pitting, si verifica una riduzione della tensione di snervamento che si assume proporzionale alla perdita di sezione trasversale e un infragilimento tanto maggiore quanto più è grande la perdita. Generalmente si assume che la completa perdita di duttilità si verifichi quando la perdita di sezione trasversale superi un determinato valore, che può essere assunto pari al 20%.

Tale effetto condiziona la redistribuzione dei momenti flettenti in strutture in cemento armato con armature corrose.

1.2.8 Aderenza

L'aderenza tra acciaio e calcestruzzo è la caratteristica fondamentale alla base del funzionamento del cemento armato: grazie ad essa, si attua il trasferimento degli sforzi da un materiale all'altro, essenziale per il comportamento duttile dell'intera sezione. La corrosione può compromettere il legame di aderenza tra barre di armatura e calcestruzzo, conducendo così ad un infragilimento dell'elemento strutturale. Nonostante la complessità del fenomeno, una conoscenza dell'influenza della corrosione sul meccanismo di aderenza è essenziale per la valutazione dell'affidabilità di edifici esistenti. Per questo motivo, recentemente, uno studio numerico e sperimentale è stato condotto per valutare l'influenza della corrosione sul legame di aderenza in membrature in cemento armato e i risultati sono stati discussi e comparati con quelli ottenuti in precedenti studi.

1.2.9 Variazione della capacità portante

In letteratura sono descritti vari modelli per la stima delle performance di travi e pilastri in cemento armato soggette a corrosione delle armature. La capacità portante di tali elementi può essere determinata mediante modelli di resistenza formulati sulla base del limite inferiore della teoria della plasticità, sulla base dei dati geometrici della struttura e delle proprietà meccaniche dei materiali rilevabili nella situazione degradata.

Relativamente alla valutazione della resistenza a flessione di elementi degradati, in prima approssimazione utilizza gli stessi modelli di resistenza relativi ad elementi non degradati, indicati nell'EC2 o nel MC2010 e descritti nei capitoli successivi, salvo tenere opportunamente in considerazione gli effetti dovuti alla corrosione. Relativamente all'armatura:

- si considera l'effettiva area di armatura rimanente;
- nel caso in cui siano rilevanti, devono essere tenute in conto anche concentrazioni di tensione, specialmente nel caso di corrosione per pitting, mentre la perdita di duttilità dell'acciaio può essere trascurata nella maggior parte degli elementi.

Relativamente all'area di calcestruzzo:

- se, a causa della corrosione delle armature, si è verificata l'espulsione del copriferro, si considera la rimanente sezione trasversale;
- nel caso in cui non si sia manifestata espulsione del copriferro, occorre tener presente la possibile fessurazione del ricoprimento di calcestruzzo nella zona compressa a causa dell'aumento di volume delle armature corrose. Gli effetti della fessurazione sulla resistenza del calcestruzzo vengono messi in conto mediante una riduzione della resistenza a compressione, come nel caso di fessurazione provocata, nel calcestruzzo sano, da deformazioni laterali imposte:

$$f_{c,e} = \frac{1}{0,8 + 170 * \varepsilon_1} * f_{ck} \leq f_{ck}$$

dove:

- f_{ce} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo;
- f_{ck} resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;
- ε_1 deformazione laterale imposta.

Poiché la determinazione della deformazione indotta dalla corrosione ε_1 è piuttosto complicata la resistenza a compressione ridotta viene generalmente valutata in via approssimata tenendo conto dello stato di sollecitazione interna e dell'angolo compreso tra le fessure e la direzione del campo di compressione [20]. Dato che i prodotti di espansione dovuti all'ossidazione inducono lesioni parallele alle armature e quindi al campo di compressione (nel caso di sezione soggetta a momento flettente), l'effettiva resistenza a compressione del calcestruzzo può essere calcolata come:

$$f_{ce} = k_{cp} * \eta_{fc} * f_{ck} \quad (10)$$

dove η_{fc} è il fattore che tiene conto dell'aumento della fragilità del calcestruzzo, espresso da:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1 \quad (11)$$

k_{cp} è il coefficiente di riduzione, assunto pari a 0,75 per le travi inflesse e i pilastri, in cui la corrosione induce fessure parallele al campo di compressione.

Per gli elementi strutturali in cui non si è manifestata l'espulsione del copriferro, la resistenza valutata come sopra descritto, tenendo conto della presenza del copriferro seppure fessurato, rappresenta un limite superiore; infatti, nel caso che il copriferro fosse molto fessurato e quindi prossimo all'espulsione, la resistenza residua effettiva sarebbe più vicina al valore calcolato trascurando la presenza del copriferro nella zona compressa. Pertanto per gli elementi con copriferro si possono definire due valori di resistenza, limite superiore e limite inferiore, nel senso sopra specificato.

Le assunzioni adottate in tali modelli nei riguardi della corrosione, sono le stesse descritte per il calcolo della resistenza a flessione residua.

CAPITOLO 2

STATO DELL'ARTE

2.1 – Danneggiamento provocato dalla corrosione

Per comprendere le cause e le modalità di sviluppo del degrado negli elementi strutturali realizzati in calcestruzzo armato è necessario analizzare gli aspetti fondamentali a livello chimico e fisico che caratterizzano il materiale ed i processi che in esso possono avere luogo.

Nell'analisi strutturale si considerano solitamente solo le proprietà meccaniche dei materiali (resistenza a compressione e a trazione del calcestruzzo e dell'acciaio, moduli elastici) senza porre attenzione alle conseguenze che l'esposizione all'ambiente durante l'esercizio può avere sull'effettivo comportamento strutturale nel tempo. Gli sbalzi termici, ad esempio, provocano fessurazione e distacco del calcestruzzo soggetto a cicli di gelo-disgelo. I solfati possono alterare direttamente la composizione chimica del materiale e comprometterne le proprietà meccaniche. Il calcestruzzo è un materiale poroso, quindi non è impermeabile alle sostanze presenti nell'ambiente in cui si trova: alcuni elementi chimici possono penetrare all'interno della struttura e interagire con i componenti del materiale, diffondendosi al suo interno, fino a raggiungere le barre di armatura.

Tra i molteplici fenomeni di degrado cui sono esposte le strutture in calcestruzzo armato, è proprio la corrosione delle armature il più importante e pericoloso per la sicurezza.

L'alcalinità del calcestruzzo consente alle barre di armatura di rivestirsi di un film di passività che impedisce l'inizio della corrosione, ma l'interazione con l'anidride carbonica presente nell'ambiente (carbonatazione) o la penetrazione dei cloruri possono creare le condizioni per l'innesco e la propagazione del fenomeno.

Nel primo caso il pH scende a valori prossimi alla neutralità, non consentendo la condizione di passività delle armature che quindi si corrodono in modo uniforme, mentre nel secondo caso i cloruri rompono il film protettivo ed innescano una corrosione localizzata (pitting).

Si studiano quindi le cause ed i fattori ambientali che influenzano i fenomeni alla base del degrado del calcestruzzo ed il ruolo che hanno le proprietà del materiale nello sviluppo di questi processi. In molti casi la vita utile di una struttura può essere garantita con semplici regole sugli spessori minimi di copriferro e sulla resistenza del calcestruzzo, a patto che le fasi di messa in opera e maturazione siano curate adeguatamente. In alcuni ambienti invece l'aggressività è tale da non consentire il normale esercizio per tutta la vita utile prevista in fase di progetto, fino a compromettere la sicurezza strutturale.

Con riferimento alla letteratura in materia (Pedefferri, Bertolini, 1996; Bentur, Diamond, Berke, 1997; Broomfield, 1997; Bertolini, Elsener, Pedefferri, Polder, 2003; Collepardi, 2003; Bertolini, 2006) si richiamano in questo capitolo gli aspetti fondamentali dei processi di degrado che coinvolgono il calcestruzzo armato, con particolare attenzione alla corrosione delle armature.

2.2 Caratteristiche del cemento

2.2.1 Chimica del cemento Portland

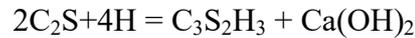
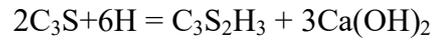
Il cemento è una polvere minerale che, unita all'acqua, forma una pasta che indurisce grazie alle reazioni di idratazione. La struttura e la composizione della pasta cementizia determinano la resistenza del calcestruzzo, non solo meccanica, ma anche ai diversi tipi di degrado. Il cemento più utilizzato è quello di tipo Portland, i cui componenti principali sono riportati nella Tabella 1.1.

Componente	Formula chimica	Percentuale in peso
Silicato tricalcico	$C_3S = 3CaO \cdot SiO_2$	45-60%
Silicato bicalcico	$C_2S = 2CaO \cdot SiO_2$	5-30%
Alluminato tricalcico	$C_3A = 3CaO \cdot Al_2O_3$	6-15%
Ferroalluminato tetracalcico	$C_4AF = CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	6-8%

Gesso	CS = CaSO ₄ ·2H ₂ O	3-5%
-------	---	------

Tab1.1 Componenti del cemento Portland (da Collepari, 2003)

Le reazioni di idratazione, che coinvolgono C₃S e C₂S, sono le seguenti:



Il prodotto dell'idratazione di C₃S e C₂S, indicato con la sigla C-S-H (calcio silicato idrato), costituisce il 50-60% della pasta completamente idratata ed è formato da particelle colloidali che si aggregano creando una struttura con un'elevata superficie specifica e spazi interstiziali molto ridotti (< 2nm), da cui dipende la resistenza meccanica del calcestruzzo. La reazione produce anche cristalli di idrossido di calcio (portlandite), presenti in percentuale del 20-25%, che conferiscono al calcestruzzo il pH alcalino fondamentale per la passivazione delle armature.

Durante la reazione di idratazione si sviluppa calore, che può portare a fessurazioni durante il getto in strutture massicce, a causa della differenza di temperatura tra il nucleo del getto e la superficie.

2.2.2 Porosità della pasta di cemento

Il gel C-S-H presenta pori della dimensione di pochi nm, quindi ininfluenti sulla resistenza meccanica e sulla durabilità del calcestruzzo, perché non permettono il passaggio degli agenti aggressivi.

I pori capillari, invece, hanno diametro da 10 a 50 nm, fino a 3-5 μm se il rapporto a/c è elevato oppure se vi è un basso grado di idratazione.

I vuoti dovuti all'aria intrappolata, se introdotti accidentalmente per un difettoso costipamento, possono raggiungere dimensioni di alcuni mm, mentre sono dell'ordine di 0.05÷0.2 mm se ottenuti tramite additivi aeranti per contrastare l'azione del gelo-disgelo.

Per la durabilità i pori capillari, in particolare i macropori (di dimensioni maggiori di 50 nm), sono importanti perché consentono la penetrazione degli agenti aggressivi all'interno del calcestruzzo. Al crescere del grado di idratazione, quindi della stagionatura, ed al diminuire del rapporto a/c, diminuisce il volume dei pori ed anche la loro dimensione. Una diminuzione della porosità quindi, non solo aumenta la resistenza meccanica del calcestruzzo, ma rallenta i processi di penetrazione degli agenti aggressivi.

2.2.3 Cementi di miscela

Le caratteristiche della pasta cementizia possono essere modificate aggiungendo al cemento portland alcune sostanze minerali, che migliorano la resistenza alla penetrazione delle sostanze dall'esterno, riducendo la dimensione dei pori.

Le aggiunte pozzolaniche, ossia di materiali contenenti silice amorfa, come le ceneri volanti o il fumo di silice, presentano particelle di dimensioni molto ridotte rispetto a quelle del cemento portland. La silice reagisce con la calce prodotta dall'idratazione del portland e con l'acqua formando C-S-H con una struttura più fine. La reazione di idratazione è più lenta, quindi è più lento lo sviluppo del calore. Il tempo di maturazione necessario è però più lungo rispetto a quello del cemento portland.

L'utilizzo dei cementi di miscela porta inoltre ad una minore produzione di alcali, che vengono consumati dall'idratazione delle aggiunte.

2.3 I fenomeni di trasporto nel calcestruzzo

Nel calcestruzzo, attraverso i pori, possono penetrare gas presenti nell'atmosfera e sostanze liquide, come l'acqua, contenenti ioni di diverso tipo.

Nel processo di corrosione delle armature, ad esempio, è fondamentale il trasporto dell'anidride carbonica, dell'ossigeno, dei cloruri e della corrente elettrica.

Le condizioni ambientali locali sulla superficie, la presenza di fessure, la porosità e lo spessore del copriferro, i legami tra le specie che penetrano e quelle presenti nel calcestruzzo, sono i fattori dai quali dipende la cinetica dei fenomeni del degrado. Interessa quindi conoscere le modalità con cui avviene il trasporto delle diverse sostanze nel calcestruzzo.

I meccanismi di trasporto principali sono i seguenti:

- diffusione;
- permeazione;
- assorbimento capillare;
- trasporto elettroforetico.

2.3.1 Diffusione

Il trasporto per diffusione avviene a causa di un gradiente di concentrazione: una sostanza si muove attraverso i pori da una regione in cui è presente in concentrazione più elevata (ad esempio la superficie del materiale) ad una in cui la sua concentrazione è più bassa.

La prima legge di Fick, che descrive la diffusione stazionaria unidirezionale, è la seguente:

$$F = -D \frac{dC}{dx}$$

in cui C è la concentrazione della specie che diffonde (kg/m^3), D è il coefficiente di diffusione per la specie considerata (m^2/s) ed F ($\text{kg/m}^2\text{s}$) è il flusso, costante nel tempo.

La diffusione dei gas è favorita nei pori contenenti aria, mentre la diffusione degli ioni può avvenire solo attraverso l'acqua nei pori.

Il fenomeno della diffusione in una struttura reale, oltre a dipendere da diversi fattori legati al materiale ed all'ambiente, non è certamente costante nel tempo.

Si può descrivere il flusso unidirezionale non stazionario tramite la seconda legge di Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Assumendo che la concentrazione della specie che diffonde rimanga costante nel tempo sulla superficie ($C = C_s$) e che anche D sia una proprietà del materiale costante nel tempo, ipotizzando che all'inizio il materiale non contenga la specie che diffonde ($C=0, t=0$) si può ottenere la soluzione:

$$\frac{C}{C_s} = 1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}}\right)$$

Questa soluzione viene utilizzata anche per stimare il coefficiente di diffusione dei cloruri adattando il profilo teorico ai risultati di prove sperimentali su campioni estratti da strutture esposte ai cloruri.

2.3.2 Permeazione

La permeazione è dovuta ad un gradiente di pressione. Il flusso di un liquido attraverso un elemento di sezione A e spessore L segue la legge di Darcy:

$$\frac{dq}{dt} = \frac{K \cdot \Delta P \cdot A}{L \cdot \mu}$$

in cui μ è la viscosità del fluido (Ns/m^2), $\Delta P/L$ è il gradiente di pressione (Pa/m), K è il coefficiente di permeabilità intrinseco del materiale (m^2).

La permeabilità della pasta cementizia dipende dalla porosità capillare, quindi il coefficiente di permeabilità diminuisce al diminuire del rapporto a/c e all'aumentare della maturazione.

Con $a/c = 0.75$ si ottiene un coefficiente di permeabilità all'acqua molto alto (10^{-10} m/s), mentre con $a/c = 0.45$ si scende a $10^{-12} \div 10^{-11}$ m/s.

2.3.3 Assorbimento capillare

L'acqua può essere assorbita dai pori sulla superficie del calcestruzzo per effetto di forze capillari. Queste forze aumentano al diminuire delle dimensioni del poro e della viscosità del liquido.

La superficie del calcestruzzo non è idrorepellente, quindi l'angolo di contatto tra il liquido e le pareti del poro è basso e può avvenire la risalita capillare. Si può valutare sperimentalmente il volume di liquido assorbito per unità di area bagnata i (mm^3/mm^2) nel tempo:

$$i = S \cdot \sqrt{t}$$

S è espressa in $\text{mm}/\text{min}^{0.5}$ e varia tra 0.1 per calcestruzzi poco porosi, come quelli ad alta resistenza, e 0.3 per calcestruzzi molto porosi.

2.3.4 Trasporto elettroforetico

I campi elettrici all'interno del calcestruzzo possono essere generati dai fenomeni corrosivi per pitting o per macrocoppie oppure da correnti provenienti dall'esterno (correnti disperse).

La differenza di tensione prodotta dal campo elettrico tra due punti del materiale determina il movimento degli ioni presenti nella soluzione contenuta nei pori. Il movimento di ioni positivi nel verso della corrente e di ioni negativi nel verso opposto causa un trasporto di materia in interazione con il processo diffusivo, che invece tende a ripristinare una distribuzione uniforme. La resistenza opposta al passaggio di corrente è definita come:

$$R = \int_0^l \frac{\rho \cdot dl}{S}$$

in cui l è lo spessore, S la sezione e ρ è la resistività (Ωcm).

La resistività dipende dalle specie ioniche presenti nel liquido contenuto nei pori e dal contenuto d'acqua. Aumentando l'umidità del materiale, può diminuire la sua resistività di diversi ordini di grandezza. La resistività di un materiale poroso come il calcestruzzo è molto più elevata di quella di una soluzione libera con la stessa composizione del liquido presente nei pori, perché gli ioni dovranno compiere un percorso tortuoso, che li può portare a muoversi in direzione opposta a quella del campo elettrico.

La velocità di corrosione delle armature diminuisce all'aumentare della resistività del calcestruzzo.

2.4 Degrado del calcestruzzo

Il degrado del calcestruzzo può essere causato da fattori di tipo fisico, chimico, o meccanico che agiscono direttamente sul materiale modificandone le proprietà: questo può portare in alcuni casi a creare le condizioni favorevoli per la corrosione delle armature. In altri casi è

invece la corrosione, innescata da altri fattori, che provoca il successivo danneggiamento del calcestruzzo.

2.4.1 Degrado di tipo fisico

Il degrado di tipo fisico dipende essenzialmente dalle variazioni di temperatura che possono nascere all'interno della struttura:

- variazioni termiche dovute al calore di idratazione;
- variazioni termiche naturali (gelo-disgelo);
- variazioni termiche artificiali (incendi).

2.4.2 Calore di idratazione

Le reazioni di idratazione sono esotermiche, quindi il processo di idratazione produce un sensibile sviluppo di calore. Il calore relativo all'idratazione del C_3S è circa doppio rispetto a quello del C_2S , mentre è massimo quello del C_3A . Tenendo conto delle percentuali in cui sono presenti queste componenti, il calore di idratazione del cemento portland può variare da 380 a 500 kJ/kg.

Il calore può provocare problemi negli elementi di grande spessore, poiché durante il getto si possono verificare differenze di temperatura importanti tra la superficie, che scambia calore con l'ambiente e quindi si raffredda, ed il nucleo del getto, che raggiunge invece temperature elevate. La differenza di temperatura tra la parte esterna, che tende a contrarsi, e quella interna, che tende ad espandersi, provoca sforzi di trazione. Il massimo ΔT si raggiunge dopo alcuni giorni dal getto: se la differenza supera i 20-25°C, la superficie del calcestruzzo si può fessurare.

2.4.3 Attacco da gelo-disgelo

Quando l'acqua contenuta nei pori congela, aumenta di volume, generando sforzi di trazione in grado di provocare fessure e distacchi del calcestruzzo, fino a disgregarlo completamente.

Il congelamento avviene in modo graduale dalla superficie verso l'interno, data la bassa conducibilità termica del calcestruzzo e la presenza di ioni che abbassano la temperatura di congelamento. Nei pori di dimensioni maggiori l'acqua congela prima rispetto a quelli più piccoli in cui invece sono necessarie temperature molto basse perché questo avvenga (-35°C nei pori del gel C-S-H). L'azione del gelo si risente quindi soprattutto nei pori capillari, che si saturano rapidamente di acqua, mentre le bolle d'aria inglobate con l'utilizzo di additivi aeranti, distribuite in modo uniforme e quindi facilmente accessibili, permettono all'acqua nei pori di aumentare di volume senza causare danni al materiale.

Secondo la teoria proposta da Powers, il ghiaccio che si forma nei pori capillari manda in pressione l'acqua ancora liquida, che quindi viene spinta nei pori vicini se sono vuoti o parzialmente vuoti. La pressione aumenta al diminuire del diametro dei pori, all'aumentare della distanza che l'acqua deve percorrere per raggiungere i vuoti o l'esterno, all'aumentare della velocità di formazione del ghiaccio: un congelamento rapido porta ad un danno maggiore.

La resistenza al gelo si determina in base al numero di cicli di gelo-disgelo che il calcestruzzo può sopportare prima di raggiungere un certo livello di degrado in termini di perdita di massa o di diminuzione del modulo elastico. Si può definire un valore critico del grado di saturazione dei pori (quando circa l'80-90% del volume dei pori è saturo d'acqua) al di sotto del quale il calcestruzzo può sopportare un elevato numero di cicli, mentre al di sopra bastano pochi cicli per danneggiarlo.

Per resistere all'attacco del gelo il calcestruzzo dovrà avere un basso rapporto a/c ed una adeguata stagionatura per ridurre la porosità capillare. L'aggiunta di additivi aeranti porta ad un volume d'aria intrappolata del 4-7%, che causa una diminuzione della resistenza a compressione (l'1% di aria inglobata porta ad una diminuzione del 5% nella resistenza a compressione), quindi è necessario diminuire il rapporto a/c per garantire la stessa resistenza che si avrebbe in assenza di additivi.

L'effetto dei cicli di gelo-disgelo diventa rilevante in ambienti molto freddi e umidi, in cui la formazione del ghiaccio avviene molto rapidamente.

La normativa EN 206-1 individua le seguenti classi di esposizione ai cicli di gelo-disgelo, riassunte nella Tabella 1.2, in ordine crescente di pericolosità.

Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo, esposte alla pioggia ed al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo ed al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo

Tab.2.3 Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali (da EC2)

La presenza degli agenti antigelo (cloruro di sodio o di calcio) fa sì che si riducano gli effetti diretti dei cicli di gelo-disgelo sul calcestruzzo (si abbassa la temperatura di congelamento) ma l'alta concentrazione superficiale di cloruri diventa determinante per i meccanismi di innesco della corrosione.

2.4.4 Incendio

Il calcestruzzo ha una bassa conducibilità termica, quindi l'effetto dell'incendio è rilevante sulla superficie, mentre la parte più interna, quindi anche le armature, sono protette dal fuoco. Sopra i 300°C la pasta cementizia subisce un notevole ritiro dovuto all'allontanamento dell'acqua nel gel e quindi alla decomposizione dei prodotti di idratazione, mentre gli aggregati si espandono. Tra i 450 e i 550°C si ha la decomposizione della portlandite, mentre a 575°C si verifica l'espansione del quarzo presente negli aggregati silicei. A questo punto si ha il distacco del copriferro, con un'improvvisa perdita di resistenza.

L'acqua presente nei pori più profondi può evaporare: se il vapore non riesce a raggiungere la superficie può causare la fessurazione del calcestruzzo o portare ad un comportamento esplosivo con il distacco di frammenti superficiali nel caso di calcestruzzi ad alta resistenza. Il danno subito dal materiale cresce all'aumentare della massima temperatura raggiunta durante l'incendio e del tempo di esposizione ad alta temperatura.

2.4.5 Degrado di tipo chimico

2.4.6 Attacco solfatico

Questa forma di degrado si può manifestare nel calcestruzzo a contatto con acqua o terreno contenente ioni solfato, che penetrano nel calcestruzzo reagendo con l'idrossido di calcio per formare gesso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$). La trasformazione della calce in gesso comporta una perdita di resistenza meccanica del calcestruzzo. Inoltre, il gesso può reagire con gli alluminati formando composti espansivi come l'ettringite.

Le conseguenze dell'espansione sono la fessurazione e la disgregazione del calcestruzzo. La pericolosità dell'attacco solfatico dipende dal contenuto dei solfati nell'acqua o nel terreno ed è maggiore nell'acqua, a parità di concentrazione. Nei cementi di miscela l'effetto espansivo è molto limitato rispetto a quello che si ha nel cemento portland: la bassa permeabilità, quindi anche un basso rapporto a/c, è il modo migliore per contrastare questo tipo di attacco. In situazioni particolari, con elevata umidità (95%) e bassa temperatura (sotto i 10°C), si può verificare la formazione di thaumasite: in questo caso sono coinvolti nella reazione i silicati di

calcio e il risultato è la trasformazione della pasta cementizia in un materiale incoerente, senza effetti espansivi.

2.4.7 Reazione alcali - aggregati

Alcuni aggregati presenti nel calcestruzzo possono reagire con gli ioni Na^+ , K^+ e OH^- , formando prodotti espansivi, che causano fessurazioni irregolari ed espulsioni localizzate di materiale. Gli aggregati contenenti silice amorfa danno luogo alla reazione alcali - silice, che è la forma più importante per questo tipo di degrado. Il contenuto di alcali nel cemento si può esprimere come percentuale equivalente di Na_2O in massa, definito come:

$$\% \text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = \% \text{Na}_2\text{O} + 0,659 \cdot \% \text{K}_2\text{O}.$$

Un cemento si considera a basso contenuto di alcali quando $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} < 0.6\%$. Moltiplicando $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ di ogni componente della miscela per il rispettivo dosaggio (kg/m^3) si ricava il contenuto di alcali (kg/m^3) del calcestruzzo: è ad alto contenuto di alcali se ne contiene più di $3\text{-}4 \text{ kg}/\text{m}^3$. Il liquido contenuto nei pori del cemento portland è costituito per la maggior parte da una soluzione di NaOH e KOH : la concentrazione di questi idrossidi cresce con la percentuale equivalente di alcali.

Perché avvenga la reazione è necessario avere umidità relativa elevata (80-90%) e la reazione è favorita dall'aumento di temperatura.

Il contenuto di alcali può essere ridotto con aggiunte pozzolaniche o di scoria d'altoforno: le aggiunte, costituite principalmente da silice amorfa, reagiscono con gli ioni diminuendo la loro concentrazione nel calcestruzzo e quindi abbassano il suo pH.

2.5 Descrizione sperimentazione

2.5.1 Introduzione

Dall'analisi di tutti i fenomeni di degrado che possono interessare le strutture in calcestruzzo armato è emerso chiaramente che il più importante è certamente la corrosione delle barre di armatura, non solo per le conseguenze strutturali, ma perché è quello che riguarda il maggior numero di strutture nelle normali condizioni di esercizio.

I costi di manutenzione per problemi legati alla corrosione, in particolare nei viadotti e nei ponti, sono elevatissimi: negli Stati Uniti il costo annuale diretto per la corrosione è di 10 miliardi di dollari per i soli ponti autostradali, con un totale di 22 miliardi per l'intero settore delle infrastrutture (Page, 2003), senza considerare le conseguenti perdite economiche indirette.

Inevitabilmente, dopo un certo periodo di tempo, più o meno lungo in funzione della qualità dei materiali, dell'attenzione posta in fase di realizzazione, dell'esposizione alle sostanze presenti nell'ambiente, verranno raggiunte le condizioni favorevoli per l'innescò della corrosione.

A partire dagli anni '90, si sono svolti numerosi progetti di ricerca ed indagini sperimentali volti alla comprensione del fenomeno di degrado per corrosione, studiando sia gli effetti sui materiali, sia quelli sul comportamento globale della struttura. Alle prove sperimentali si è accompagnato il tentativo di formulare modelli di validità generale, applicabili alla progettazione strutturale.

Si andranno a definire quindi, facendo riferimento alla più recente letteratura in materia ed agli studi svolti, le modalità di innescò del fenomeno, il suo sviluppo nel tempo ed infine le sue conseguenze sul comportamento meccanico dei materiali e della struttura.

Come già detto nel capitolo precedente, si distinguono la corrosione da carbonatazione e quella da cloruri: nel primo caso l'anidride carbonica presente nell'atmosfera reagisce con i componenti alcalini del calcestruzzo portando il pH a valori che non consentono la passivazione delle armature, causando una corrosione uniforme delle barre; nel secondo caso i cloruri possono rompere localmente il film di passività ed innescare il pitting.

Le due modalità sono differenti, oltre che per il tipo di danno provocato alle armature, anche per i fenomeni che precedono l'innescò, cioè la carbonatazione del calcestruzzo in un caso, la penetrazione degli ioni cloruro nell'altro: in questa parte del lavoro i modelli che descrivono questi processi verranno richiamati brevemente. Per poter poi definire la propagazione del danno nel tempo sarà necessario individuare i fattori che determinano la velocità del processo corrosivo e considerarli in modo adeguato in un modello.

Secondo l'impostazione tradizionale di Tuutti (1982), si definisce l'evoluzione del degrado strutturale come illustrato qualitativamente nella Figura 2.1: alla fase di innescò, in cui si creano le condizioni per danneggiare il film di passività sulla superficie delle barre di armatura, segue una fase di propagazione dell'attacco che nel tempo porterà, oltre alla progressiva riduzione della sezione resistente delle barre, alla fessurazione ed al distacco del calcestruzzo di copriferro ed infine al collasso della struttura.

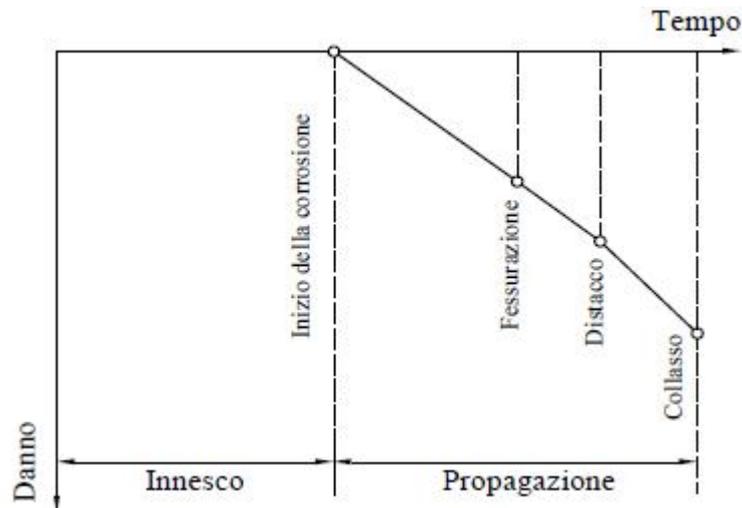


Fig. 2.5.1 Evoluzione qualitativa del degrado nel tempo: fase di innesco e di propagazione (da Gjörv, 2009)

E' evidente come un'impostazione di questo tipo non consenta di analizzare l'effettiva evoluzione della struttura nel tempo e la sua capacità di resistere alle sollecitazioni esterne.

Ad esempio, riduzione della sezione delle barre di armatura potrà portare ad una diminuzione del momento resistente tale da causare il collasso anche prima del distacco del copriferro, soprattutto nel caso di corrosione per pitting.

Un modello di questo tipo evidenzia d'altra parte come non sia corretto considerare che la vita utile della struttura termini nel momento in cui sulla superficie delle barre di armatura si creano le condizioni per l'inizio della corrosione, cioè quando i cloruri o il fronte di carbonatazione hanno oltrepassato il copriferro.

Tutti i fenomeni legati al processo corrosivo (riduzione della sezione delle barre, perdita di duttilità, fessurazione del calcestruzzo, spalling) devono essere attentamente studiati concentrando l'attenzione sulle conseguenze strutturali.

Diventa quindi interessante non tanto prevedere il momento in cui si verifica una certa condizione di danno (es. fessurazione del copriferro) quanto studiare come i diversi effetti prodotti dalla corrosione influiscano sul comportamento della struttura e sulla capacità di resistere ai carichi. Spesso infatti ci si accorge del degrado per corrosione di una struttura quando ormai la corrosione è già iniziata: in questi casi, oltre a prevedere i necessari interventi di manutenzione, è indispensabile determinare se la struttura è ancora in grado di resistere alle sollecitazioni per cui era stata progettata oppure la corrosione ne ha compromesso la sicurezza.

2.5.2 Fase di innesco

La fase di innesco è quella che precede l'inizio del fenomeno corrosivo. Tale periodo di tempo si può definire come quello necessario al fronte di calcestruzzo carbonatato per

raggiungere le armature o ai cloruri per diffondere attraverso il copriferro e raggiungere una concentrazione sulla superficie delle armature tale da innescare la corrosione.

Si presentano brevemente i modelli adottati per definire questi fenomeni e si cercano di individuare i parametri che maggiormente li influenzano.

Si ribadisce inoltre come la qualità e lo spessore del copriferro siano il modo migliore per ritardare l'inizio della corrosione (Figura 2.7.2).

Nel Codice Modello per la vita di servizio (2008) si possono trovare utili indicazioni circa le formule da utilizzare e la quantificazione dei parametri in gioco nella valutazione della penetrazione della carbonatazione e dei cloruri all'interno della sezione.

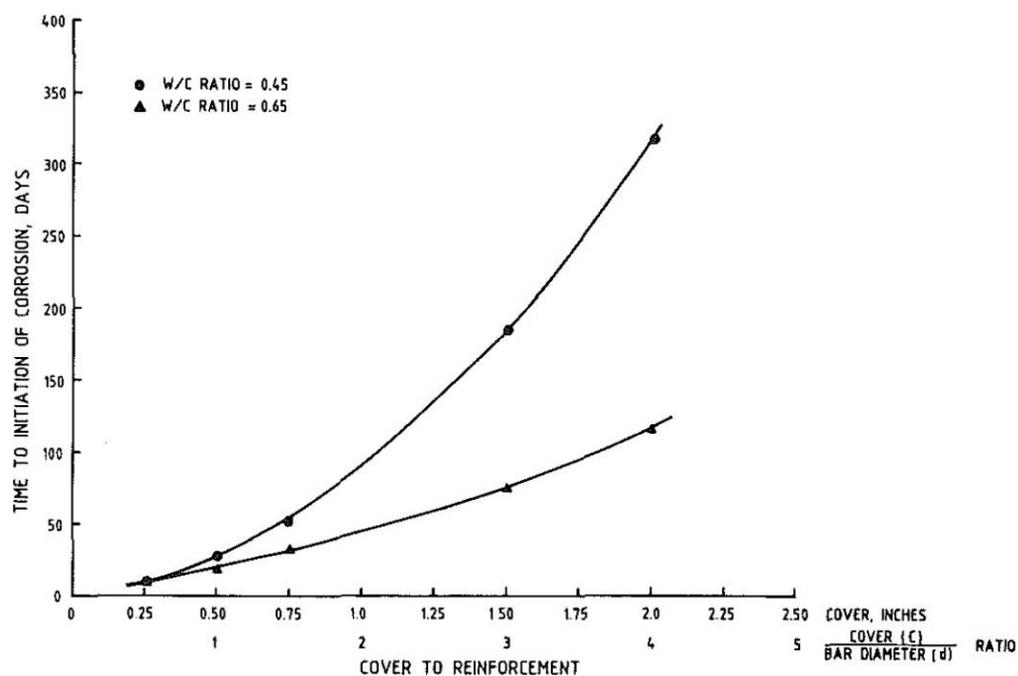


Fig. 2.5.2 Effetto dello spessore e della qualità del copriferro sul tempo di innesco della corrosione (a Rasheeduzzafar et al., 1992)

2.5.3 Carbonatazione del calcestruzzo

Per descrivere la penetrazione della carbonatazione esistono numerose relazioni empiriche, corrette con coefficienti che tengano conto dell'esposizione ambientale, del rapporto a/c, della stagionatura, del tipo di aggiunte nel cemento (Broomfield, 1997).

Ad esempio, la relazione proposta da Parrott (1987) è la seguente:

$$D = ak^{0.4}t^n - c^{0.5}$$

in cui k è la permeabilità (10^{-16} m^2), dipendente dall'umidità relativa, c è il contenuto di ossido di calcio nel copriferro, $a = 64$, n vale 0.5 per ambienti interni, mentre decresce all'aumentare dell'umidità relativa.

Una formulazione analitica più complessa, che tiene conto dei flussi di calore, di acqua e di CO₂ all'interno del calcestruzzo, si può trovare in (Saetta et al., 2004) in cui si assume comunque che i coefficienti di diffusione dei gas all'interno del calcestruzzo siano noti da prove sperimentali. Viene evidenziato come i parametri che maggiormente influenzano il fenomeno siano proprio i coefficienti di diffusione dell'ossigeno e dell'anidride carbonica. Entrambi questi parametri possono essere collegati alla porosità del calcestruzzo e quindi al rapporto a/c ed al tipo di cemento. I coefficienti di diffusione decrescono al crescere dell'umidità relativa.

Inoltre, per applicare un modello di questo tipo, si deve conoscere la concentrazione di CO₂ nell'ambiente (Tabella 2.7.3.1).

Ambiente	Concentrazione di CO ₂ [% vol]
Aperta campagna	0.015
Centro città	0.036
Zona industriale	0.045
Stalla ben aerata	0.046
Stalla	0.075

Tab.2.5.3.1 Valori di concentrazione di CO₂ misurati in diversi ambienti (da Saetta et al., 2004)

2.5.4 Diffusione dei cloruri

I cloruri possono essere presenti inizialmente nei componenti della miscela del calcestruzzo, oppure diffondere dall'esterno, per l'esposizione ad ambienti marini o per l'utilizzo di sali antigelo.

Nel primo caso l'aggiunta di cloruri in quantità superiore ad una soglia critica, provoca reazioni immediate di corrosione, mentre nel secondo caso, la concentrazione degli ioni cloruro aumenta nel tempo fino a raggiungere la soglia critica.

All'interno del calcestruzzo possono essere presenti sia cloruri legati sia cloruri liberi, ma solo questi ultimi sono in grado di innescare il processo di corrosione.

Il tipo di cemento, la temperatura ed il pH della soluzione acquosa dei pori determinano la quantità di cloruri legati chimicamente. Il trasporto dei cloruri avviene soltanto in acqua quindi, in assenza di umidità nel calcestruzzo, non si ha diffusione di ioni.

Il profilo di penetrazione dei cloruri viene stimato sulla base della relazione espressa nelle pagine precedenti, come:

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

in cui è la concentrazione di cloruri alla profondità x dopo un tempo t , è la concentrazione superficiale, stimata sulla base di dati sperimentali (Figura 2.3) D è il coefficiente di diffusione dei cloruri.

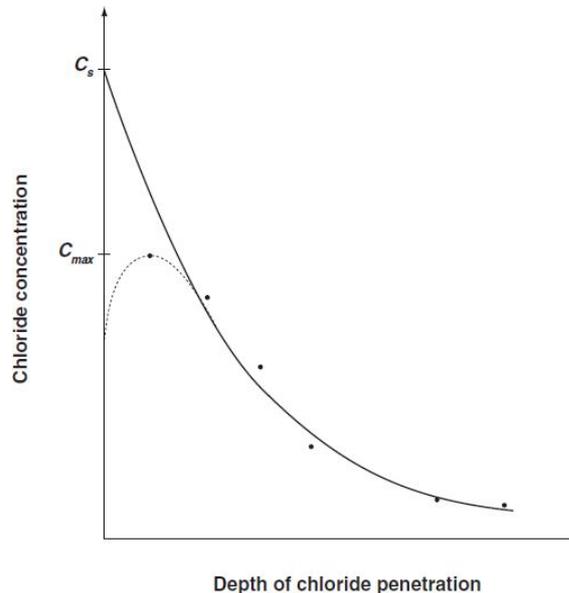


Fig. 2.5.4.1 Definizione della concentrazione superficiale di cloruri da un'analisi di regressione di dati sperimentali sulla penetrazione dei cloruri (da Gjörv, 2009)

La concentrazione superficiale C_s calcolata in questo modo è maggiore di quella massima misurata sulla superficie. Interpolando i dati sperimentali con la legge nel precedente paragrafo si ottiene anche il valore del coefficiente di diffusione D .

Si vuole citare infine un modello basato sulla teoria degli automi cellulari, per simulare la diffusione delle sostanze nel calcestruzzo anche in due e in tre dimensioni (Biondini et al., 2004).

2.5.5 Inizio della corrosione

Per la corrosione da carbonatazione si può ritenere che le condizioni favorevoli all'innesco si raggiungano quando il fronte di calcestruzzo carbonatato arriva in corrispondenza della barra di armatura, che non si trova più in condizioni di passività.

Nel caso della corrosione da cloruri la determinazione delle condizioni in cui può iniziare la corrosione è più delicata: si dovrà definire un valore limite, o tenore critico, di cloruri raggiunto il quale si ha la rottura localizzata del film protettivo.

2.5.6 Contenuto critico di cloruri

In un recente articolo (Angst et al. 2009) vengono riportati i valori del contenuto critico di cloruri riscontrati nella letteratura, mostrando come non si sia in generale raggiunto un

accordo tra i diversi studi condotti sul modo di determinare e di definire il contenuto critico. Esistono due diverse definizioni di C_{crit} : da un punto di vista scientifico il contenuto critico di cloruri è definito come quello necessario per la depassivazione dell'acciaio, mentre dal punto di vista pratico è stato anche definito come il contenuto associato ad un deterioramento visibile della struttura (tenendo quindi conto anche della fase di propagazione).

Il contenuto critico di cloruri è solitamente espresso come contenuto totale di cloruri relativo al peso di cemento; in alcuni casi è invece espresso in termini di rapporto Cl/OH^- , che però dipende dal pH.

In teoria solo i cloruri liberi in soluzione contribuiscono alla rottura del film di passività, tuttavia è difficile calcolarne la quantità, mentre risulta più semplice far riferimento al contenuto totale.

I valori critici riportati in letteratura, rilevati su strutture esposte all'atmosfera, variano tra lo 0.1% e l' 1.96% del contenuto totale di cloruri sul peso di cemento.

In generale è sufficiente una concentrazione molto piccola di cloruri per distruggere il film di passività, ma la probabilità che si sviluppi effettivamente la corrosione dipende degli altri fattori che, come verrà analizzato nel paragrafo successivo, regolano la velocità di corrosione.

In (Gjørsv, 2009) è illustrata qualitativamente la relazione tra il contenuto critico di cloruri, le condizioni ambientali e le proprietà del calcestruzzo (Figura 2.8.1.1).

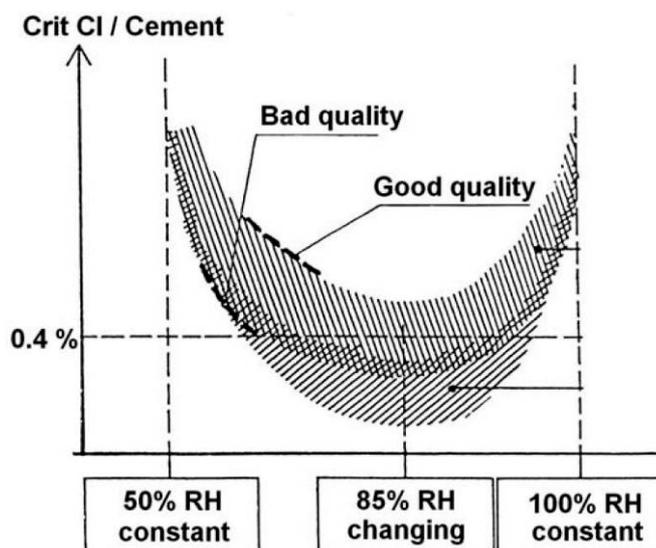


Fig. 2.5.6.1 Relazione qualitativa tra contenuto critico di cloruri (C_{cr}), condizioni ambientali e qualità del calcestruzzo (da Gjørsv, 2009)

Viene quindi suggerito di utilizzare in un'analisi di durabilità il valore di 0.4% sul peso di cemento (con una deviazione standard dello 0.1%).

Nel MC 90 la concentrazione critica, in % sul peso di cemento, è una distribuzione beta con un margine inferiore di 0.2% e con valore medio di 0.6%.

2.6 Velocità di corrosione

I modelli di diffusione consentono di prevedere in modo abbastanza accurato il tempo di innesco della corrosione: il problema è ora quello di determinare la velocità con cui avviene il processo corrosivo per poterne studiare l'evoluzione nel tempo una volta che la corrosione è iniziata.

Esistono diverse tecniche per misurare la velocità di corrosione: per strutture esistenti la velocità di assottigliamento V_{corr} ($\mu\text{m}/\text{anno}$) viene stimata con la legge di Faraday a partire da misure di intensità di corrente i_{corr} (mA/m^2):

$$V_{corr} = 1.16 \cdot i_{corr}$$

La tecnica più utilizzata per determinare la velocità di corrosione come intensità di corrente è la polarizzazione lineare: quando l'interfaccia metallo/elettrolita viene perturbata da una debole corrente esterna I , il potenziale E subisce una variazione dE , cioè il metallo è soggetto ad una piccola polarizzazione; il rapporto dE/i (con i densità di corrente), detto resistenza di polarizzazione (R_p), è inversamente proporzionale alla velocità di corrosione ($i_{corr} = B / R_p$). Nel caso di corrosione localizzata la densità di corrente effettiva in corrispondenza del pit risulta molto più alta di quella media calcolata, quindi la misura di velocità ottenuta può sottostimare la penetrazione dell'attacco per pitting.

Chiaramente l'andamento della velocità di corrosione non è costante nel tempo, ma presenta una notevole variabilità, come mostrato in diversi studi condotti esaminando strutture esposte all'atmosfera per un lungo periodo di tempo.

Nei grafici delle Figure 2.9.1-2.9.3, relativi ad una campagna sperimentale condotta in Spagna (Andrade et al., 2002) si può osservare la dipendenza della velocità di corrosione dalla temperatura (nelle ore più calde della giornata la velocità è maggiore) e dall'umidità del calcestruzzo (in seguito ad un evento di pioggia la velocità aumenta).

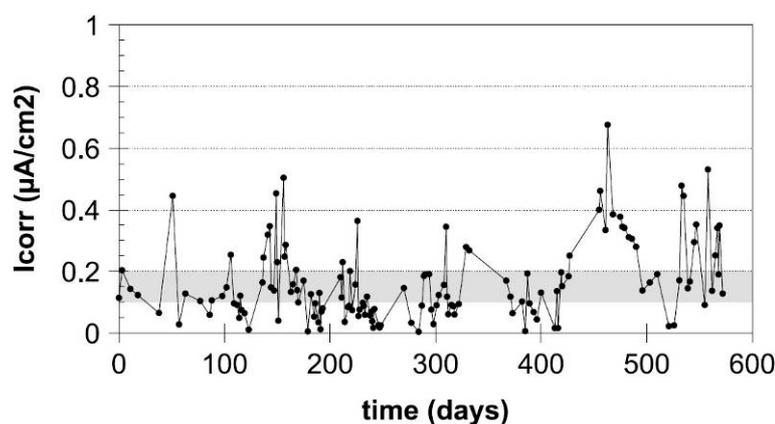


Fig. 2.6.1 Andamento dell'intensità di corrente in una trave esposta all'atmosfera nel corso di due anni (da Andrade et al. 2002)

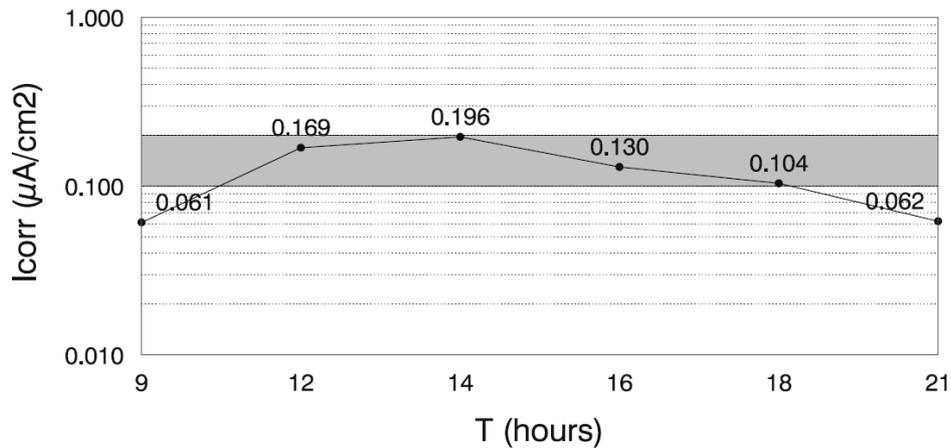


Fig. 2.6.2 Andamento dell'intensità di corrente in una trave esposta all'atmosfera nel corso di 12 ore, dalle nove del mattino alle nove di sera (da Andrade et al. 2002)

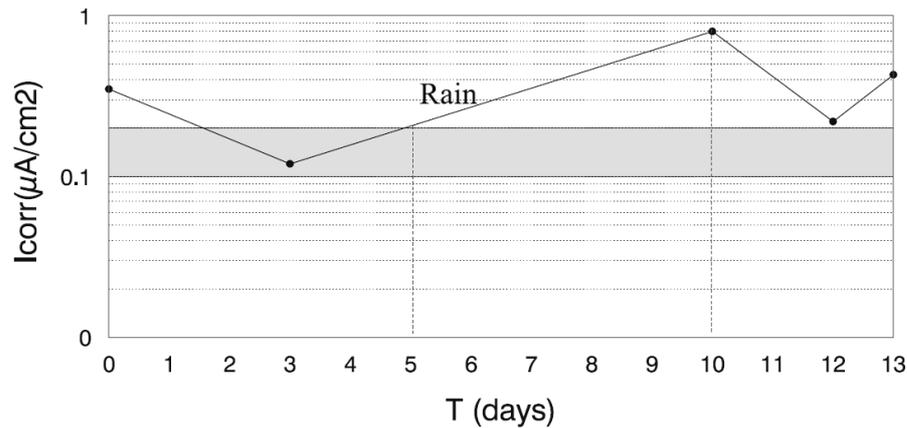


Fig. 2.6.3 Andamento dell'intensità di corrente in una trave in seguito ad un evento di pioggia (da Andrade et al. 2002)

La velocità di corrosione dipende in modo marcato dalla resistività del calcestruzzo (Figura 2.6.5): la conducibilità aumenta all'aumentare del contenuto d'acqua nei pori, quindi aumenta all'aumentare dell'umidità relativa.

La resistività dipende infatti principalmente dal contenuto d'acqua del calcestruzzo, come si può osservare dalla figura sottostante.

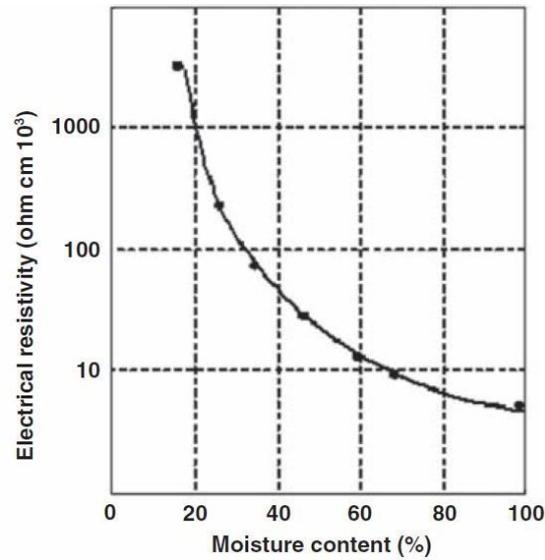


Fig. 2.6.4 Effetto del contenuto d'acqua sulla resistività del calcestruzzo (da Gjrv, 2009)

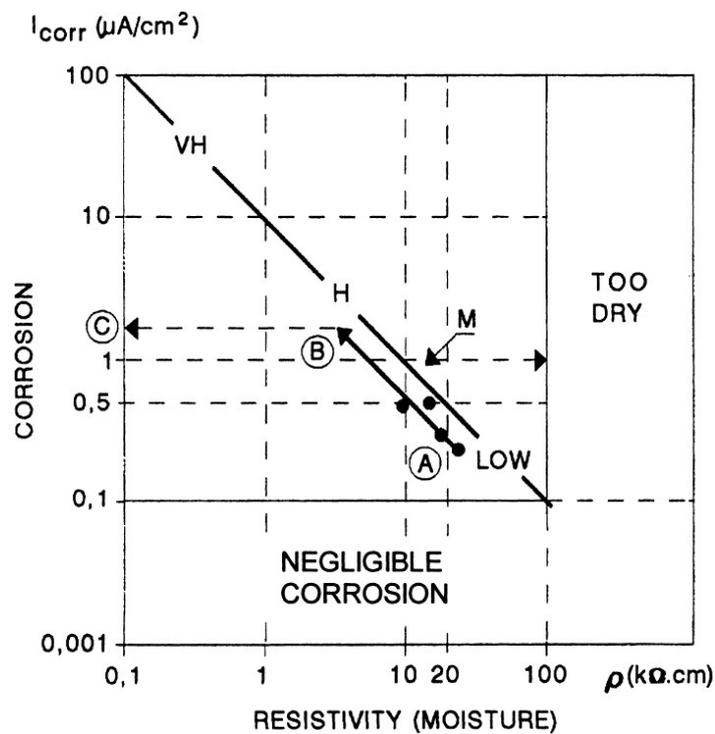


Fig. 2.6.5 Dipendenza della velocit di corrosione dalla resistivit del calcestruzzo: VH = very high, H = high, M = moderate; (da Andrade et al., 2001)

In (Andrade et al., 2001) viene anche proposto di utilizzare i valori di resistivit medi (Tabella 2.6.6) misurati su strutture esposte a diversi tipi di clima (in funzione della piovosit annua e della resistenza del calcestruzzo): dal grafico precedente diventa cos possibile valutare la velocit di corrosione.

mm di pioggia/ann o	Giorni di pioggia/ann o	Tempo di bagnato w_t	ρ_{av} (k Ω cm)			
			Riparato		Non riparato	
			$f_c > 30$ MPa	$f_c > 30$ MPa	$f_c > 30$ MPa	$f_c > 30$ MPa
<250	<50	0.25	100	50	50	30
250-750	50-100	0.5	50	30	30	20
750-1500	100-150	0.75	30	20	20	10
>1500	>150	1	10	5	5	3

Tab. 2.6.6 Valori del tempo di bagnato w_t e della resistività media annua per diverse tipologie di clima (le caratteristiche climatiche sono indicate come alternative). (da Andrade et al., 2001)

Nel caso di calcestruzzo soggetto a carbonatazione, la velocità di corrosione cresce fino a valori massimi di 100-200 $\mu\text{m}/\text{anno}$ per umidità relativa vicina al 100%, come mostrato nel grafico di Figura 1.3, per poi decrescere se il calcestruzzo è immerso in acqua a causa del mancato apporto di ossigeno: i valori massimi in condizioni di esposizione atmosferica (umidità relativa del 70- 80%) sono tra 5 e 50 $\mu\text{m}/\text{anno}$, mentre i valori medi sono di un ordine di grandezza più piccoli.

La velocità di corrosione è quindi significativa solo per umidità elevata o in situazioni in cui si formano condense sulla superficie tali da far variare il contenuto d'acqua anche a livello delle armature. La situazione più pericolosa è per il calcestruzzo esposto alla pioggia.

Dalla Figura 2.9.7 risulta evidente come, nel calcestruzzo carbonatato, la presenza di una piccola concentrazione di cloruri provochi l'aumento della velocità di corrosione e mostra comunque circa lo stesso andamento del grafico precedente per quanto riguarda la variazione con l'umidità relativa.

Nel caso di corrosione da cloruri l'andamento della velocità di corrosione varia con il contenuto di cloruri come mostrato dai risultati sperimentali di Figura 2.9.8.

Dai grafici di Figura 2.9.7-2.9.8, basati su un notevole numero di rilevazioni sperimentali, si sono ricavate espressioni in forma esponenziale per correlare la velocità di corrosione (mA/m^2) all'umidità relativa nel caso di corrosione da carbonatazione ed al contenuto di cloruri nel caso della corrosione da cloruri (Assinnata, 2006), riportate nelle Tabelle 2.9.9 - 2.9.10.

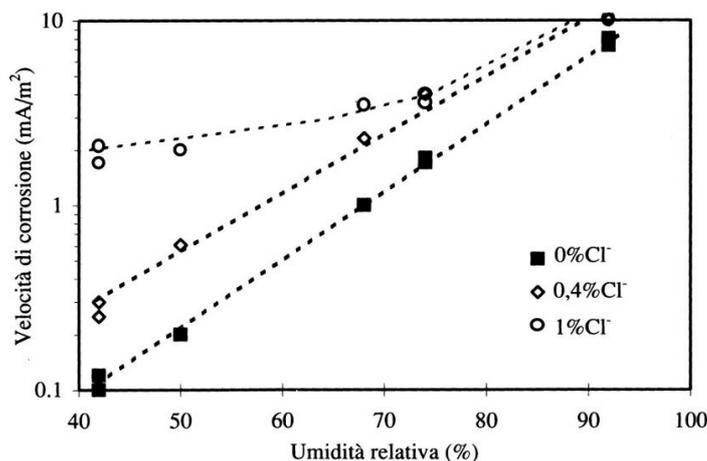


Fig. 2.9.7 Relazione tra umidità relativa e velocità di corrosione in assenza e in presenza di piccoli tenori di cloruri (da Pedefferri e Bertolini, 1996)

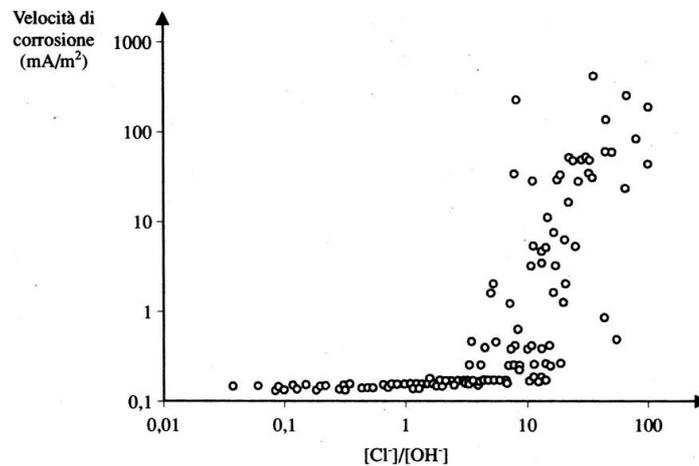


Fig. 2.9.8 Relazione tra rapporto molare di Cl- e OH- nella soluzione presente nei pori e velocità di corrosione nel caso di strutture aeree e umide (da Pedefferri e Bertolini, 1996)

0% Cl	$I_{CORR} = 0,003 \cdot e^{0,0853(U.R.)}$	$\forall U.R.$
0,4% Cl	$I_{CORR} = 0,0132 \cdot e^{0,0743(U.R.)}$	$\forall U.R.$
1% Cl	$I_{CORR} = 1,0588 \cdot e^{0,0159(U.R.)}$	$40\% \leq U.R. \leq 65,5\%$
1% Cl	$I_{CORR} = 0,3269 \cdot e^{0,0338(U.R.)}$	$65,5\% \leq U.R. \leq 74\%$
1% Cl	$I_{CORR} = 0,0132 \cdot e^{0,0654(U.R.)}$	$74\% \leq U.R. \leq 100\%$

Tab. 2.9.9 Velocità di corrosione in funzione del contenuto di cloruri e dell'umidità relativa (da Assinnata, 2006)

$Cl \leq 0,4\%$	$I_{CORR} = 0$
$Cl \geq 0,4\%$	$I_{CORR} = 0,1376 \cdot (Cl\%)^{2,8614}$

Tab. 2.9.10 Velocità di corrosione in funzione del contenuto di cloruri (da Assinnata, 2006)

Con una formulazione di questo tipo è difficile pensare di poter generalizzare i risultati allo studio di strutture reali, poiché si riferisce a particolari dati sperimentali (ottenuti peraltro con prove di carbonatazione artificiale) e non si riesce a tenere conto dei molti fattori ambientali che influenzano la velocità di corrosione.

Nei lavori di Saetta viene fatto riferimento ai valori di velocità di corrosione nella Tabella 2.9.11, espressi anch'essi in funzione dell'umidità relativa.

Umidità relativa (%)	Velocità di corrosione nel calcestruzzo carbonatato ($\mu\text{m}/\text{anno}$)	Velocità di corrosione nel calcestruzzo contaminato da cloruri ($\mu\text{m}/\text{anno}$)
99	2	34
95	50	122
90	12	98
85	3	78

80	1	61
75	0.1	47
70	0	36
65	0	27
60	0	19
55	0	14
50	0	9

Tab. 2.9.11 Velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato ed esposto a cloruri (da RILEM,1996)

Questi valori sono riferiti all'area anodica e sono da considerarsi come valori medi approssimati, poiché ricavati da dati sperimentali.

Una formulazione che tiene conto di diversi fattori è quella proposta da Liu e Weyers (da Chen et al., 2008), in cui la velocità di corrosione ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$) in calcestruzzo contaminato da cloruri è espressa come:

$$i_{corr} = 0.926 \exp \left[7.98 + 0.7771 \ln(1.69C_t) - \frac{3006}{T} - 0.000116R_c + 2.24t^{-0.215} \right]$$

in cui C_t è il contenuto totale di cloruri (kg/m^3 di calcestruzzo), T è la temperatura ($^{\circ}\text{K}$), R_c è la resistenza [Ω], t è il tempo in anni.

R_c viene correlata al contenuto di cloruri nel modo seguente:

$$R_c = \exp[8.03 - 0.549 \ln(1 + 1.69C_t)]$$

Nel progetto DuraCrete (1998) viene proposta la seguente formula per valutare la velocità di corrosione delle armature:

$$V = \frac{m_0}{\rho} \cdot \alpha \cdot F_{cl}$$

in cui m_0 è una costante che vale $882 \mu\text{m} \Omega\text{m}/\text{anno}$, α è il fattore di pitting, F_{cl} è un fattore che dipende dal contenuto di cloruri.

Si può notare, in accordo a quanto mostrato nella Figura 2.9.4, come la velocità di corrosione sia inversamente proporzionale alla resistività del calcestruzzo.

Per determinare la resistività del calcestruzzo si propone nello stesso modello la formula seguente:

$$\rho = \rho_0 \cdot \left(\frac{t_{hydr}}{t_0} \right)^{n_{res}} \cdot K_{c,res} \cdot K_{T,res} \cdot K_{RH,res} \cdot K_{cl,res}$$

in cui ρ_0 è il potenziale di resistività elettrolitica (con un valore medio di $352 \Omega\text{m}$), t_0 è l'età del calcestruzzo al test di accettazione (solitamente 28 giorni), t_{hydr} è il tempo di idratazione, n_{res} serve per relazionare l'età del calcestruzzo con la resistività (valore medio di 0,54), $K_{c,res}$ è un fattore di curing (solitamente assunto pari ad 1), $K_{RH,res}$ dipende dall'umidità relativa dell'ambiente, $K_{cl,res}$ dipende dalla quantità di cloruri.

$K_{T,res}$ è un parametro che collega la resistività alla temperatura e può essere valutato come:

$$K_{T,res} = \frac{1}{1 + K \cdot (T - 20)}$$

in cui T (°C) è la temperatura e K il fattore di temperatura.

Per la stima di tutti i fattori contenuti nelle formule precedenti, il modello prevede l'utilizzo di tabelle in cui sono riportati i valori medi o caratteristici in funzione delle condizioni di esposizione e ambientali (Tabella 2.9.12).

La profondità di corrosione nel tempo è determinata infine con la relazione:

$$x(t) = V \cdot w_t \cdot (t - t_I)$$

in cui t_I è il tempo di innesco della corrosione e w_t è un parametro che indica in quale percentuale durante l'anno le condizioni atmosferiche sono tali da favorire la corrosione.

Il problema principale in un approccio di questo tipo, che cerca di tenere conto di tutti i fattori che influenzano la velocità di corrosione, è la scelta dei parametri da utilizzare in relazione alla struttura che si vuole studiare ed all'ambiente a cui si prevede sia esposta.

L'approccio probabilistico consente tuttavia di tener conto dell'incertezza relativa alla valutazione di questi parametri.

Variabile w_t		Variabile K	
Condizione	Valore (μ)	Condizione	Valore (k)
Secco	0.00	Temperatura sotto i 20°C	0.025 °C ⁻¹
Riparata, umidità moderata	0.50	Temperatura sopra i 20°C	0.073 °C ⁻¹
Esposta	0.75		
bagnato	1.00		

Variabile α		Variabile $K_{RH,res}$	
Condizione	Valore (μ)	Condizione	Valore (k)
Bassa presenza di cloruri	2.0	Esposta	14.4
Alta presenza di cloruri	9.28	50% RH	7.58
		65% RH	6.45
		80% RH	3.18
		90% RH	1.08
		Sommersa	1.00

Variabile F_{cl}		Variabile $K_{cl,res}$	
Condizione	Valore (k)	Condizione	Valore (k)
Bassa presenza di cloruri	1.00	Bassa presenza di cloruri	1.00
Alta presenza di cloruri	2.63	Alta presenza di cloruri	0.72

Tab. 2.9.12 Valori medi (μ) o caratteristici (k) delle distribuzioni statistiche dei parametri necessari per la valutazione della velocità di corrosione (da DuraCrete, 1998)

Una classificazione qualitativa della velocità di corrosione può essere la seguente (Brite-EuRam, 1995):

	Velocità [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$]
Trascurabile	< 0,1

Bassa	0,1 - 0,5
Media	0,5 - 1
Elevata	> 1

Tab. 2.9.13 Classificazione qualitativa della velocità di corrosione

Come si è detto, la modellazione dell'evoluzione temporale del degrado per corrosione non è lo scopo di questo lavoro: si è comunque voluta fornire un'ampia analisi dei principali risultati sperimentali e dei modelli proposti in letteratura sull'argomento, per comprendere i fattori che influenzano la velocità di corrosione e permettere eventualmente di correlare le analisi condotte con riferimento ad un parametro di danneggiamento con un'evoluzione temporale realistica del fenomeno.

2.7 Effetti della corrosione sulle barre di armatura

2.7.1. Corrosione uniforme

Nel calcestruzzo carbonatato, in assenza di rilevanti tenori di cloruri, la corrosione si sviluppa in modo uniforme sulla barra di armatura, una volta che la depassivazione ha creato le condizioni favorevoli.

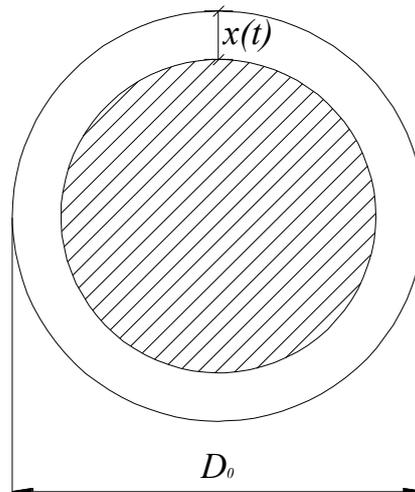


Fig. 2.7.1.2 Riduzione della sezione di acciaio per corrosione uniforme

La dimensione dell'area di barra rimanente in funzione della profondità di corrosione $x(t)$ è calcolata come:

$$A_s(t) = \pi \cdot \left(\frac{D_0}{2} - x(t) \right)^2$$

in cui $A_s(t)$ è l'area della sezione di una barra di armatura al tempo t (calcolato a partire dal momento in cui ha inizio la corrosione), D_0 è il diametro nominale della barra.

Per considerare la possibilità che l'attacco corrosivo avvenga solamente da una parte oppure da due lati, in (Sietta, 1999) si propone la formula seguente:

$$A_s(t) = \frac{\pi \cdot (D_0 - n \cdot x(t))^2}{4}$$

in cui n assume valore 1 se l'attacco avviene da una parte sola, mentre assume valore 2 se l'attacco si considera da entrambi i lati, riconducendosi alla formula precedente. Si può considerare una variazione parabolica di n dal valore 1 quando il fronte di carbonatazione raggiunge la barra di armatura da un lato, al valore 2 quando la depassivazione ha coinvolto l'intera barra, cioè quando il fronte di calcestruzzo carbonatato l'ha oltrepassata.

2.7.2 Corrosione localizzata

Quando la corrosione è localizzata, la perdita di area non è uniforme, ma è concentrata in corrispondenza del pit (Figura 2.5.4). La riduzione di sezione della barra andrà quindi valutata in modo diverso rispetto al caso della corrosione uniforme.

Il problema principale è determinare la massima profondità raggiunta dall'attacco per pitting, quando si conosce la velocità di corrosione espressa come intensità di corrente, poiché il valore medio è diverse volte inferiore a quello massimo.

Si è cercato di determinare sperimentalmente il rapporto R , chiamato fattore di pitting, tra il valore medio e quello massimo di penetrazione dell'attacco:

$$R = \frac{x(t)_{max}}{x(t)_{medio}}$$

In (Gonzalez et al.,1994) i valori di R riscontrati per la corrosione in ambiente naturale variano tra 4 e 8: si è trovato ad esempio un valore di $R=5.9$ in un campione esposto all'atmosfera e contaminato da cloruri, in cui la penetrazione media dell'attacco era di 0.085 mm dopo 6 anni, mentre quella massima era di 0.5 mm. In prove di corrosione accelerata invece si sono ottenuti valori di R compresi tra 5 e 13.

Pur non essendo dotati di validità generale per il numero limitato di campioni esaminati nelle prove sperimentali, questi risultati indicano che l'attacco per pitting causa una penetrazione massima circa dieci volte maggiore rispetto alla corrosione uniforme, a parità di velocità di corrosione media misurata.

In (Stewart, 2008) i valori riportati per il fattore R sono ricavati da prove sperimentali su barre di diverso diametro e l'autore propone di considerare una distribuzione statistica di Gumbel, con i parametri μ_0 e α_0 , ottenendo i valori per il fattore di pitting riportati nella Tabella 2.10.3.

D[mm]	Fattore di pitting R		Parametri di Gumbel	
	media	cov	μ_0	α_0
10	5,65	0,22	5,08	1,02

16	6,2	0,18	5,56	1,16
27	7,1	0,17	6,55	1,07

Tab. 2.7.3 Parametri statistici per il fattore di pitting (da Stewart, 2008)

Viene proposta una correlazione per riportare i parametri riferiti alle barre di lunghezza $L_0 = 100$ mm alla lunghezza L_U della parte di barra di armatura in cui la corrosione localizzata abbia possibilità di produrre conseguenze sulla resistenza strutturale (difficilmente determinabile a priori, perché funzione della geometria delle barre, assunta variabile tra 10 cm e 1 m):

$$\mu = \mu_0 + \frac{1}{\alpha_0} \ln \left(\frac{L_U}{L_0} \right) ; \quad \alpha = \alpha_0$$

Un approccio di questo tipo è comunque interessante per quanto riguarda la variazione del fattore di pitting con il diametro della barra.

Per quanto riguarda la distribuzione spaziale della corrosione, non vi sono evidenze che questa avvenga in corrispondenza delle fessure flessionali, se non in una prima fase, ma invece si sviluppa in modo casuale in punti in cui vi siano imperfezioni del film o difetti di interfaccia (Zhang et al., 2009).

Calcolando invece la velocità di corrosione con la formula

$$V = \frac{m_0}{\rho} \cdot \alpha \cdot F_{cl}$$

viene considerato un fattore di pitting caratterizzato dal valore medio di 9.28 e da una deviazione standard di 4.04 con un'alta presenza di cloruri per valutare la massima penetrazione dell'attacco $x(t)$.

I pit hanno forma irregolare e si formano in modo non uniforme sulla lunghezza della barra, come si può osservare dalle immagini di Figura 2.10.4, ottenute in prove sperimentali con corrosione accelerata in presenza di cloruri.

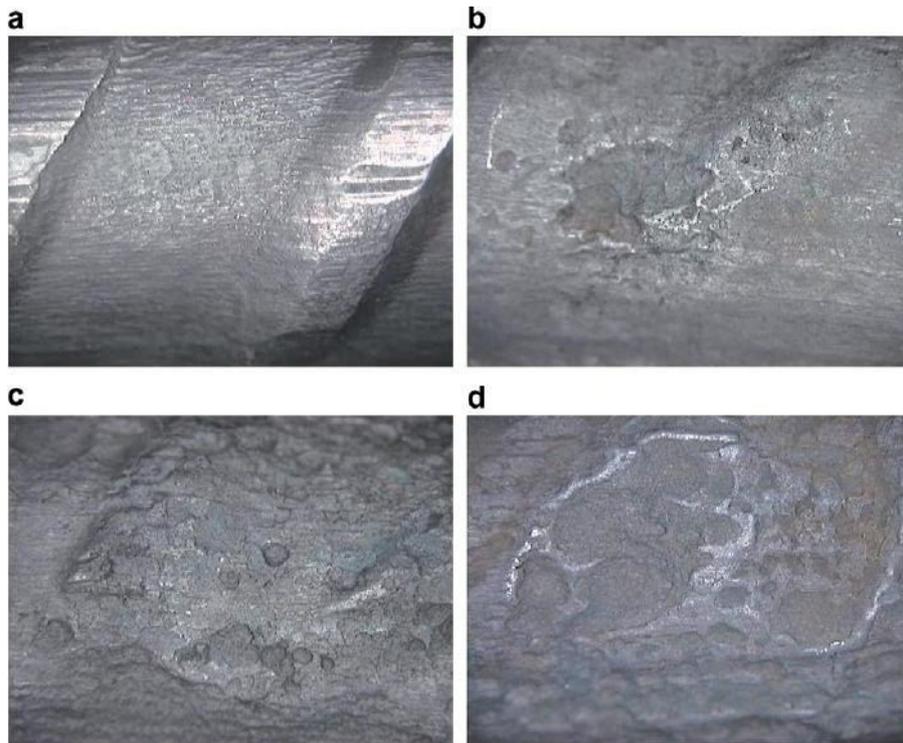


Fig. 2.7.4 Immagini di una barra di acciaio soggetta a corrosione accelerata per pitting: (a) condizione iniziale; (b) dopo 10 giorni, (c) dopo 20 giorni, (d) dopo 30 giorni di corrosione accelerata (da Apostolopoulos et al., 2008)

La riduzione di sezione può essere stimata nel modo seguente (da Stewart, 2008), con riferimento alla Figura 2.10.5, in cui si ipotizza che il pit abbia inizio dal punto A e cresca nel tempo seguendo un cerchio di raggio $p(t)$. Nelle formule seguenti si indica con $p(t)$ la profondità raggiunta dall'attacco considerando il fattore di pitting R ($p(t) = x(t)_{\text{medio}} \cdot R$).

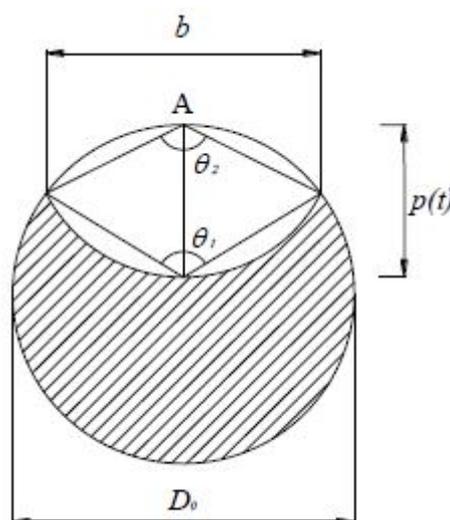


Fig. 2.7.5 Riduzione della sezione a causa del pitting secondo il modello di Val – Melchers

$$b = 2 \cdot p(t) \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{p(t)}{D_0}\right)^2}$$

$$\theta_1 = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{b}{D_0}\right) \quad ; \quad \theta_2 = 2 \cdot \arcsin\left(\frac{b}{2 \cdot p(t)}\right)$$

L'area interessata dal pitting può essere calcolata come:

$$\begin{cases} A_{pit}(t) = A_1 + A_2 & \text{se } p(t) \leq D_0/\sqrt{2} \\ A_{pit}(t) = A_0 - A_1 + A_2 & \text{se } D_0/\sqrt{2} \leq p(t) \leq D_0 \\ A_{pit}(t) = A_0 & \text{se } p(t) \geq D_0 \end{cases}$$

in cui:

$$A_1 = 0.5 \cdot \left[\theta_1 \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - b \left[\frac{D_0}{2} - \frac{p(t)^2}{D_0} \right] \right]$$

$$A_2 = 0.5 \cdot \left[\theta_2 p(t)^2 - b \frac{p(t)^2}{D_0} \right]$$

$$A_0 = \frac{\pi \cdot D_0^2}{4}$$

Si può quindi valutare la riduzione percentuale di area in seguito al pitting come:

$$\alpha_{pit} = \frac{A_{pit}}{A_0}$$

Un modello alternativo, proposto da Rodriguez, consente di considerare anche una riduzione dell'area uniforme oltre al pitting: in alcuni casi (ad esempio nelle prove di corrosione accelerata) ci può essere la concomitanza tra una riduzione globale uniforme ed una localizzata in alcuni punti.

Questo modello potrebbe non essere adatto per descrivere situazioni reali in cui la corrosione è prevalentemente di un tipo o dell'altro (Zhang et al., 2009).

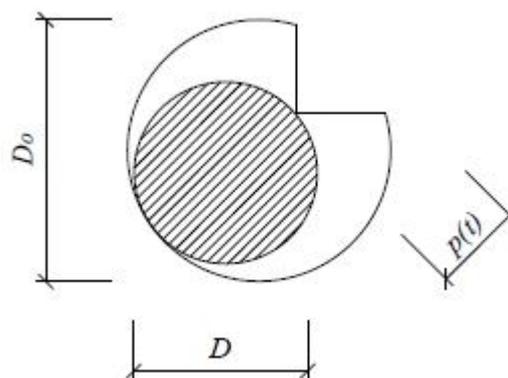


Fig. 2.7.6 Riduzione della sezione a causa del pitting secondo il modello di Rodriguez

L'area di acciaio corrosa si calcola con la seguente espressione che, con il fattore di pitting $R = 2$ si riduce alla formula per la corrosione uniforme:

$$\Delta A_s = \frac{\pi}{4} (2 \cdot p(t) \cdot D_0 - p(t)^2)$$

2.8 Riduzione della duttilità

Le conseguenze del pitting non si manifestano solamente nella riduzione della sezione resistente delle barre di armatura, ma sperimentalmente si riscontra anche una perdita di duttilità dell'acciaio, arrivando ad un comportamento di tipo fragile.

Si può osservare nei risultati di una prova di trazione su barre con diversi livelli di corrosione quanto affermato (Figura 2.11.1).

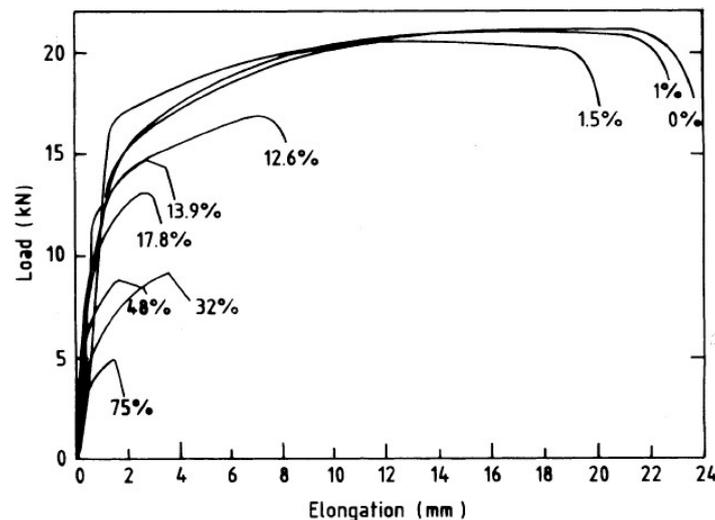


Fig. 2.8.1 Curve carico-allungamento per barre con diverso livello di corrosione (espresso come perdita di massa in %) (da Almusallam, 2001)

Dalle curve di Figura 2.8.1 si osserva come, per una perdita di massa abbastanza limitata (superiore al 13%) si passi ad un comportamento fragile della barra.

Le prove sperimentali condotte da Apostolopoulos et al. (2008) confermano questi risultati (Figura 2.8.1), cioè una riduzione molto marcata della duttilità in funzione della perdita di area della sezione (in queste prove si è riscontrata una perdita di massa lineare nel tempo), che porta ad un valore dell'allungamento a rottura inferiore a quello minimo secondo la normativa greca (14%).

Qualitativamente è stato osservato lo stesso andamento più che proporzionale dell'allungamento a rottura con la perdita di massa anche in edifici reali.

Altri risultati sperimentali sono quelli di Kobayashi (2006): in base ai risultati viene ricavata l'espressione seguente per esprimere il rapporto tra l'allungamento residuo e quello iniziale:

$$\frac{\varepsilon'_{su}}{\varepsilon_{su}} (\%) = 100 - 18.1x$$

indicando con x la perdita di sezione dell'armatura (%).

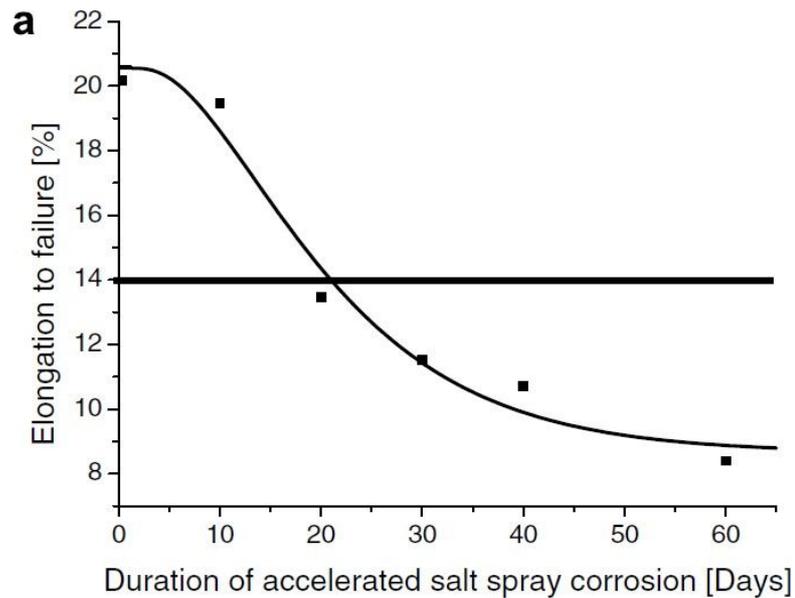


Fig.2.11.2 Effetto della corrosione sull'allungamento a rottura delle barre di armatura (da Apostolopoulos e Papadakis, 2008)

In (Coronelli et al., 2004) è proposta la seguente relazione per valutare la perdita di duttilità, quindi la riduzione nella deformazione ultima dell'acciaio dal valore $\varepsilon'_{su} = \varepsilon_{su}$ per il materiale vergine fino a $\varepsilon'_{su} = \varepsilon_{sy}$ per la completa perdita di duttilità:

$$\varepsilon'_{su} = \varepsilon_{sy} + (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{pit}}{\alpha_{pit,max}}\right) \quad \text{se } \alpha_{pit} \leq \alpha_{pit,max}$$

L'andamento è lineare ed è proporzionale alla riduzione di area causata dal pitting, così come definita nella relazione

$$\alpha_{pit} = \frac{A_{pit}}{A_0}$$

Sono stati condotti diversi studi sperimentali per valutare il parametro $\alpha_{pit,max}$ ed i valori oscillano tra 0.5 e 0.1.

In (Stewart, 2009) si propone di considerare un passaggio netto tra comportamento duttile e fragile delle barre per un valore limite di corrosione del 20%, calcolando A_{pit} con la formula

$$\begin{cases} A_{pit}(t) = A_1 + A_2 & \text{se } p(t) \leq D_0/\sqrt{2} \\ A_{pit}(t) = A_0 - A_1 + A_2 & \text{se } D_0/\sqrt{2} \leq p(t) \leq D_0 \\ A_{pit}(t) = A_0 & \text{se } p(t) \geq D_0 \end{cases}$$

2.9 Variazione delle proprietà meccaniche dell'acciaio

L'effetto della corrosione sulle proprietà del materiale acciaio in termini di resistenza a snervamento e di tensione ultima è trascurabile.

Dai risultati delle prove sperimentali riportati in (Du et al., 2005) si può dedurre una legge lineare per descrivere la variazione della tensione ultima e di quella a snervamento con il livello di corrosione.

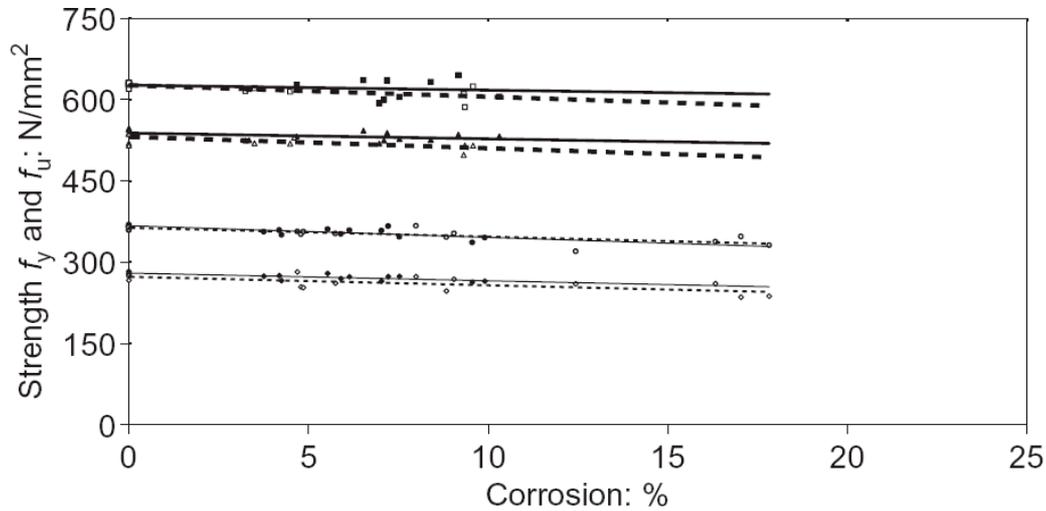


Fig.2.9.1 Resistenza residua di barre di armatura corrose (da Du et al.,2005)

La relazione lineare proposta dagli autori, valida sia per f_u che per f_y è la seguente:

$$f = (1 - \beta \cdot Q_{corr}) \cdot f_0$$

in cui f_0 è la resistenza della barra non corrosa e Q_{corr} è il livello di corrosione [%].

Viene sottolineato d'altra parte come la riduzione delle tensioni di snervamento e ultima non siano da collegare direttamente alla perdita di sezione uniforme: la riduzione dipende essenzialmente dalla corrosione localizzata. Se non vi fosse corrosione localizzata, non si avrebbe alcuna riduzione nella resistenza dell'acciaio ($\beta = 0$). In Stewart (2009) viene proposto di utilizzare la formula sopra citata considerando come il valore ottenuto con la

$$\alpha_{pit} = \frac{A_{pit}}{A_0}$$

Se si considera una riduzione uniforme della sezione e si vuole tenere conto degli effetti locali sulla resistenza delle barre di armatura, gli autori suggeriscono di utilizzare un coefficiente $\beta = 0.005$. Valori analoghi sono stati ottenuti confrontando i dati sperimentali di diversi autori, comunque compresi tra 0.002 e 0.006.

In (Apostolopoulos et al., 2004) si sottolinea come la tensione di snervamento calcolata con riferimento alla sezione corrosa della barra, non subisca variazioni con il livello di corrosione, mentre la tensione ultima decresce lievemente con andamento lineare.

Per le barre di armatura quindi la riduzione della sezione è senza dubbio il danno maggiore indotto dalla corrosione, oltre alla perdita di duttilità, mentre l'influenza sulle proprietà meccaniche è molto limitata.

2.10 Effetti della corrosione sul calcestruzzo

Anche se il danno diretto derivante dalla perdita di sezione di armatura è il più rilevante, soprattutto se le barre sono soggette a livelli di tensione elevati, nel caso di corrosione uniforme, con bassa velocità di penetrazione, può diventare rilevante il degrado indiretto subito dal calcestruzzo.

Molti dei problemi legati alla corrosione non sono dovuti alla perdita di sezione delle barre di armatura ma alla formazione dei prodotti di ossidazione: questo porta allo sviluppo di fessure longitudinali ed al distacco del copriferro. Il più comune problema causato dalla corrosione è lo spalling del copriferro, con evidenti problemi di sicurezza per gli utenti delle strutture quando si verifica il distacco di parti di solette o di travi di copertura o di impalcati da ponte (Broomfield, 1997).

Esistono situazioni molto particolari, in cui i prodotti di corrosione riescono a diffondere nei pori (ad esempio questo può verificarsi quando la superficie è costantemente coperta di acqua), senza dar luogo al distacco del copriferro, mentre comunque la corrosione continua ad avanzare.

A questo proposito è interessante fare una considerazione sul fatto che la fessurazione longitudinale ed il distacco del copriferro costituiscono sì un grave pericolo per la sicurezza degli utenti, ma sono anche il segno inequivocabile del processo corrosivo in atto.

Una volta che le fessure longitudinali si sono formate, chiaramente costituiscono una via di accesso facilitata per gli agenti esterni (cloruri, ossigeno, acqua) favorendo lo sviluppo della corrosione della barra.

Alcuni dei lavori sperimentali (Vidal et al., 2004), (Zhang et al., 2009) sono rivolti a cercare relazioni che permettano di dedurre il livello di corrosione nelle armature a partire dall'ampiezza delle fessure longitudinali registrata sulla superficie.

Altri lavori sono invece finalizzati a studiare il tempo che intercorre tra l'inizio della corrosione ed il momento in cui avviene la fessurazione del copriferro (Pantazopoulou et al., 2001), (Bhargava et al., 2005), (Maaddawy et al., 2007), senza procedere nell'analisi del calcolo dell'apertura delle fessure.

Lo studio analitico e numerico del fenomeno della fessurazione indotta dall'espansione dei prodotti di corrosione si può trovare in (Li et al., 2007), con la stima del tempo necessario per avere la delaminazione del calcestruzzo.

I prodotti della corrosione del ferro (Figura 2.10.1 e Tabella 2.10.2) occupano un volume diverse volte maggiore rispetto a quello del materiale vergine, quindi il loro accumulo attorno alla barra è causa di tensioni nel calcestruzzo, che portano alla fessurazione ed al successivo distacco del copriferro.

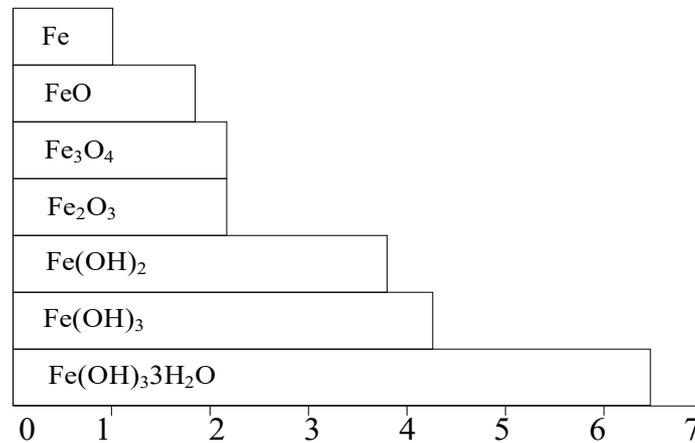


Fig. 2.10.1 Volumi relativi del ferro metallico e dei suoi prodotti di corrosione

Prodotto di corrosione	Rapporto volumetrico relativo	Peso molecolare	Densità (10 ³ kg/m ³)	Volume specifico (g/cm ³)	Volume specifico relativo
Fe	1	56	7.85	0.127	1
FeO	1.7	72	5.93	0.169	1.32
Fe ₃ O ₄	2	232	16.24	0.062	0.48
Fe ₂ O ₃	2.1	160	10.67	0.094	0.74
Fe(OH) ₂	3.6	90	3.5	0.286	2.24
Fe(OH) ₃	4	107	3.75	0.267	2.09
Fe(OH) ₃ ·3H ₂ O	6.2	161	3.64	0.275	2.16

Tab. 2.10.2 Caratteristiche dei prodotti di corrosione (da Chen et al., 2008)

Le fessure sono prevalentemente longitudinali, parallele alle barre di armatura (Figura 2.10.3). L'effetto protettivo del copriferro viene così drasticamente ridotto, causando un aumento dell'ingresso delle specie aggressive e della velocità di corrosione.



Fig.2.10.3 Fessurazione longitudinale e distacco del copriferro in una trave soggetta a corrosione

La distribuzione delle fessure segue la disposizione delle barre longitudinali (Figura 2.12.4) e le fessure dovute alla corrosione intercettano quelle flessionali con un angolo di circa 90°.

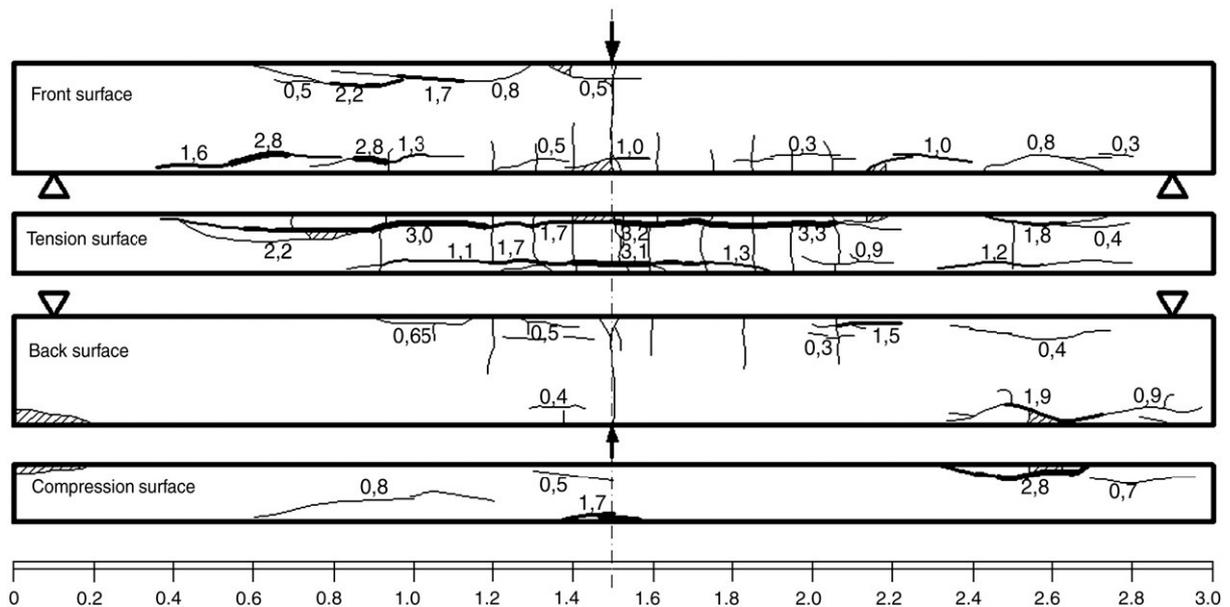


Fig. 2.10.4 Andamento delle fessure in una trave di sezione 150x280 mm, armata con due barre superiori di 6 mm e due inferiori di 12 mm, soggetta a corrosione naturale, dopo 23 anni (le parti retinate rappresentano il calcestruzzo distaccato) (da Zhang et al., 2009)

La conseguenza della fessurazione del copriferro è anche una riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo oltre che dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

La disposizione delle barre longitudinali determina le modalità con cui le fessure si sviluppano fino a raggiungere aperture tali da consentire il distacco della parte di calcestruzzo delimitata dalle fessure stesse.

Secondo Bazant (1979) si possono prevedere due diverse modalità di rottura, la prima con piani di frattura inclinati di 45°, la seconda con un piano di frattura parallelo alla barra (delaminazione).

Il primo tipo di rottura (Figura 2.12.5) si avrà quando è verificata la condizione:

$$S > 6D$$

in cui S è l'interasse tra le barre di armatura mentre D è il diametro. La delaminazione (Figura 2.12.6) si avrà invece quando:

$$C > \frac{S - D}{2}$$

indicando con C lo spessore di copriferro.

Vi saranno poi effetti d'angolo per le barre di estremità come quelli rappresentati nella Figura 2.12.7.

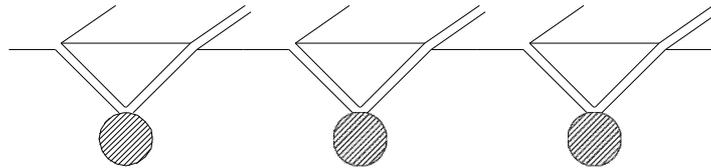


Fig.2.10.5 Scagliatura del calcestruzzo in seguito alla fessurazione indotta dalla corrosione

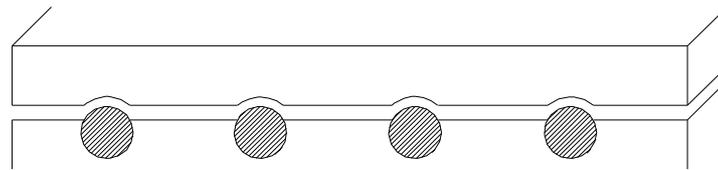


Fig.2.10.6 Delaminazione del calcestruzzo in seguito alla fessurazione indotta dalla corrosione

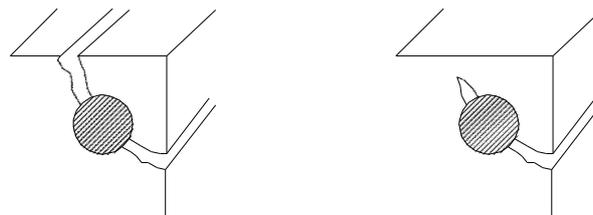


Fig.2.10.7 Effetti d'angolo legati alla fessurazione indotta dalla corrosione

I fattori che influenzano la fessurazione del copriferro sono principalmente il rapporto c/d e la qualità del calcestruzzo: chiaramente per un basso rapporto c/d i prodotti di corrosione tenderanno immediatamente a provocare la fessurazione del copriferro, mentre invece con un rapporto c/d elevato la fessurazione sarà ritardata. Un calcestruzzo con un più alto rapporto a/c , più poroso, permette ai prodotti di corrosione di penetrare nei vuoti riducendo la fessurazione. Si è riscontrata inoltre una relazione tra la fessurazione e la velocità di corrosione: con intensità di corrente più bassa la penetrazione necessaria ad avere una certa

apertura di fessura è minore rispetto al caso in cui la velocità di corrosione sia maggiore (Alonso et al., 1997).

Tra gli studi sperimentali condotti per valutare l'influenza del rapporto tra copriferro e diametro sul livello di corrosione necessario per avere la fessurazione (visibile in superficie) si ricordano quelli di Rasheeduzzafar et al. (1990) e di Alonso et al. (1997). Dai risultati riportati nelle Figure 2.10.8 e 2.10.9 si comprende come, anche con un rapporto c/d molto elevato, il livello di corrosione necessario a far comparire le fessure in superficie sia molto modesto (tale cioè da non compromettere l'integrità della barra). Si tenga presente che l'ipotesi adottata da Alonso et al. per calcolare la profondità della corrosione è che la corrosione sia di tipo uniforme, inoltre viene specificata la dimensione della fessura visibile in 0.05 mm. Nel lavoro di Rasheeduzzafar invece la relazione è con la riduzione di sezione misurata tramite la perdita di peso ed inoltre non viene specificata quale sia l'apertura di fessura rilevata.

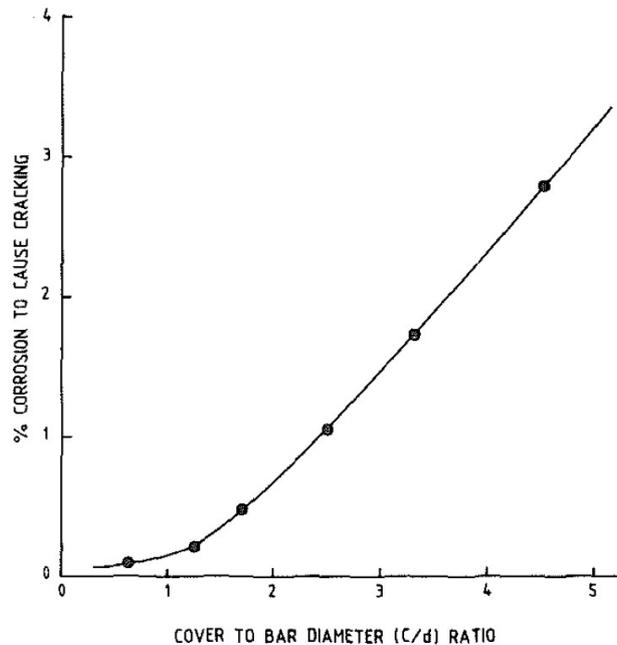


Fig. 2.10.8 Relazione tra il rapporto tra copriferro e diametro (c/d) ed il livello di corrosione necessario per avere l'inizio della fessurazione (da Rasheeduzzafar et al., 1990)

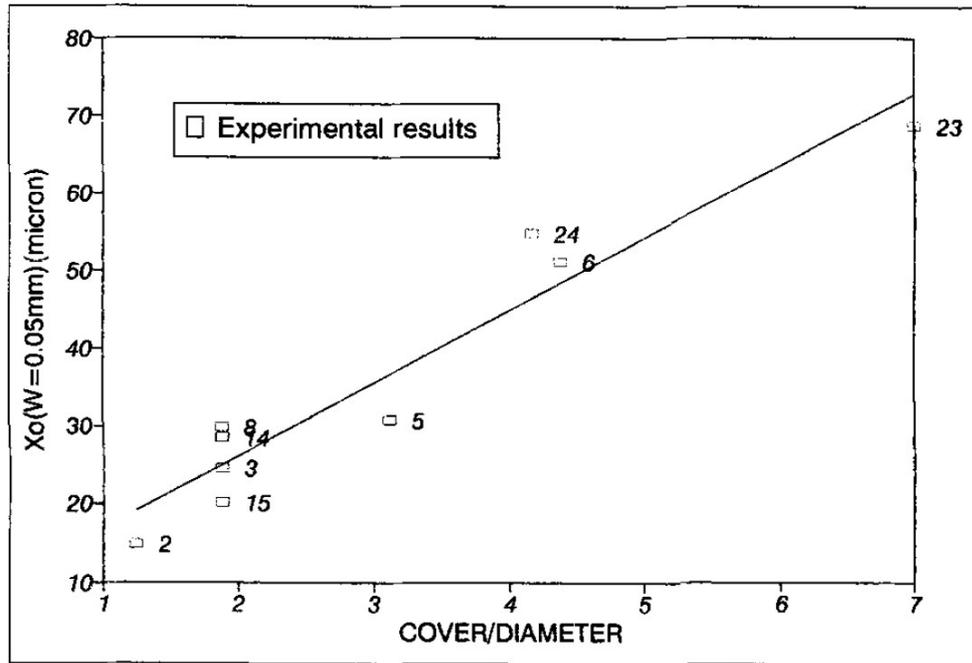


Fig. 2.10.9 Relazione tra la penetrazione dell'attacco che produce la prima fessurazione visibile (0.05 mm) ed il rapporto (c/d) (da Alonso et al., 1997)

Per interpolazione dei dati sperimentali di Alonso et al., si è dedotto il seguente legame tra l'apertura della prima fessura ed il rapporto c/d:

$$x_0 = a + b \frac{c}{d}$$

in cui $a = 7.53$; $b = 9.32$

Nella fase di propagazione delle fessure non viene invece individuata una correlazione evidente tra il rapporto c/d e l'apertura delle fessure.

2.11 Modelli teorici

Nelle formulazioni teoriche presenti in letteratura Pantazopoulou et al. (2001), Bhargava et al. (2005), Maadawy et al. (2007), Li et al. (2007), si ipotizza l'accumulo dei prodotti della corrosione attorno alla barra di armatura in modo uniforme, ritenendo quindi che si venga a formare una circonferenza concentrica alla barra costituita dagli ossidi del ferro (Figura 2.11.1).

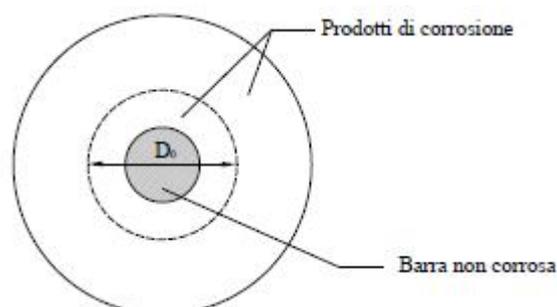


Fig. 2.11.1 Modello dell'espansione dei prodotti di corrosione attorno alla barra di armatura

Secondo un modello proposto da Bazant (1976), riportato in (Capozucca, 1995), il tempo necessario per raggiungere la fessurazione del calcestruzzo, a partire dal momento in cui la corrosione ha avuto inizio, si può calcolare come:

$$t_{cr} = \rho \cdot \frac{D \cdot \Delta D}{S \cdot v_{corr}}$$

in cui ρ è la densità dei prodotti di corrosione, ΔD è l'incremento del diametro della barra dovuto alla formazione degli ossidi, v_{corr} è la velocità di corrosione.

La pressione p_r necessaria per incrementare la dimensione del foro in cui è inserita la barra della quantità ΔD è:

$$p_r = \frac{\Delta D}{k_p}$$

indicando con k_p il coefficiente di flessibilità del cilindro di calcestruzzo attorno alla barra.

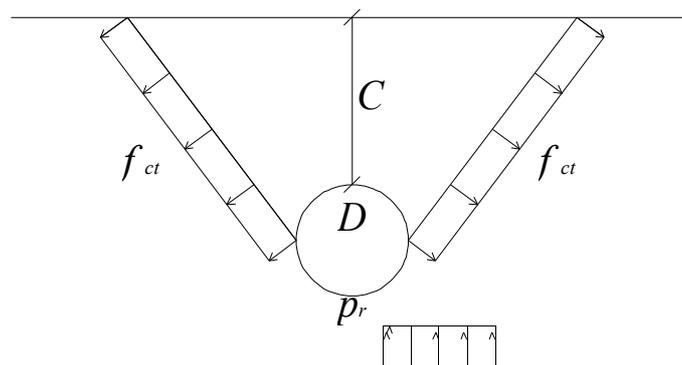


Fig. 2.11.2 Stato tensionale conseguente all'espansione dei prodotti di corrosione

Da semplici condizioni di equilibrio (Figura 2.13.3), indicando con C il copriferro, si ottiene:

$$2C \cdot f_{ct} = p_r \cdot D$$

da cui:

$$\Delta D = 2 \cdot f_{ct} \cdot \frac{C}{D} \cdot k_p$$

nel caso di linea di frattura inclinata di 45° . Nel caso di delaminazione invece:

$$\Delta D = f_{ct} \cdot \left(\frac{S}{D} - 1 \right) \cdot k_p$$

in cui S è l'interasse tra le barre di armatura.

Un modello analogo è stato proposto da Maaddawy et al. (2007), con la differenza che si considera la presenza di uno strato poroso attorno alla barra, in cui i prodotti di corrosione

sono liberi di espandersi. Solo dopo aver riempito questa zona i prodotti di corrosione iniziano ad esercitare una pressione sul calcestruzzo.

Il calcestruzzo attorno alla barra può essere modellato come cilindro a parete spessa, di spessore pari al copriferro più sottile (Figura 2.13.2).

Si assume che la fessurazione avvenga quando gli sforzi di trazione in direzione circonferenziale hanno raggiunto il limite di resistenza a trazione del calcestruzzo.

Uno strato uniforme di prodotti di corrosione provocherà una pressione uniforme sul calcestruzzo e quindi uno spostamento radiale uniforme.

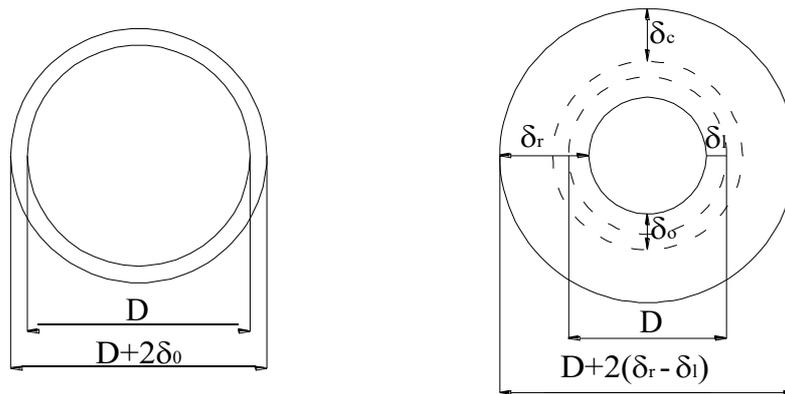


Fig. 2.11.3 Espansione dei prodotti di corrosione attorno alla barra di armatura (da Maaddawy et al., 2007)

La pressione radiale P_{cor} necessaria per produrre uno spostamento radiale δ_c in seguito alla trasformazione dell'acciaio in prodotti di corrosione con un volume maggiore è:

$$\delta_c = k \cdot P_{cor}$$

in cui k è la costante di flessibilità per il cilindro di calcestruzzo, definita in questo caso tenendo conto della presenza della zona porosa di interfaccia, di spessore pari a δ_0 (compreso tra 10 e 20 μm). Si assume come raggio interno del cilindro $a=D'/2$ (in cui $D'=D+ 2\delta_0$), mentre il raggio esterno è pari a $b=C+D'/2$.

Per il coefficiente k si riporta l'espressione seguente:

$$k = \frac{a}{E_{ef}} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu \right)$$

Si ricava quindi in base alle definizioni precedenti:

$$\delta_c = \frac{D'}{2E_{ef}} (\psi + 1 + \nu) \cdot P_{cor}$$

in cui:

$$\psi = \frac{D'}{2C(C + D')}$$

Per calcolare la pressione radiale causata dalla corrosione si devono determinare lo spessore dello strato di ruggine δ_r , quello dell'acciaio perso dalla barra δ_l , e quello della zona porosa attorno alla barra δ_0 (Figura 2.13.4).

Il diametro della barra aumenta passando da D a $D+2(\delta_r - \delta_l)$, con un conseguente aumento di volume: tale aumento di volume dovrà essere uguale a quello calcolato come differenza tra volume di ruggine prodotta e volume di acciaio consumato per unità di lunghezza.

Indicando con M_r la massa di ruggine prodotta per unità di lunghezza e con M_{loss} la massa di acciaio consumata per unità di lunghezza per produrre M_r si può scrivere:

$$\frac{M_r}{\rho_r} - \frac{M_{loss}}{\rho_s} = \frac{\pi}{4} \{ [D + 2(\delta_r - \delta_l)]^2 - D^2 \}$$

Posto $\delta_r = \delta_l + \delta_0 + \delta_c$, l'equazione precedente diventa:

$$\frac{M_r}{\rho_r} - \frac{M_{loss}}{\rho_s} = \frac{\pi}{4} [4D(\delta_0 + \delta_c) + 4(\delta_0 + \delta_c)^2]$$

Poiché $(\delta_0 + \delta_c)^2 \ll D$ l'equazione si può ridurre a:

$$\frac{M_r}{\rho_r} - \frac{M_{loss}}{\rho_s} = \pi D(\delta_0 + \delta_c)$$

Il rapporto tra la massa molecolare dell'acciaio e quella della ruggine varia tra 0,523 e 0,622: assumendo quest'ultimo valore e combinando le equazioni scritte, si ottiene:

$$P_{cor} = \frac{2M_{loss}E_{ef}[(1/0,622\rho_r)(1/\rho_s)]}{\pi D(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} - \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)}$$

Considerando il rapporto tra la densità della ruggine e quella dell'acciaio pari a 0,5 ed indicando con m_l la percentuale di acciaio perso dalla barra in seguito alla corrosione ($m_l = 100 (M_{loss} / M_{st})$), l'equazione diventa:

$$P_{cor} = \frac{m_l E_{ef} D}{90,9(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} - \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)}$$

Si è quindi ottenuta una relazione che lega direttamente la perdita di massa dell'acciaio alla pressione generata sul calcestruzzo durante il processo corrosivo.

Il cilindro di calcestruzzo che circonda la barra si fessurerà quando lo sforzo di trazione in direzione circonferenziale avrà raggiunto la resistenza a trazione del calcestruzzo, pari a f_{ct} .

La pressione radiale necessaria a provocare la fessurazione del copriferro sarà quindi ricavata dalla relazione:

$$P_{cr}[D + 2(\delta_0 + \delta_c)] = 2[C - (\delta_0 + \delta_c)]f_{ct}$$

da cui, assumendo $[D + 2(\delta_0 + \delta_c)] = D$ e $[C - (\delta_0 + \delta_c)] = C$, si trova:

$$P_{cr} = \frac{2Cf_{ct}}{D}$$

Nel momento in cui avviene la fessurazione varrà l'uguaglianza $P_{cor} = P_{cr}$: imponendo quindi l'uguaglianza, conoscendo la velocità di corrosione sarà possibile determinare la perdita di massa dell'acciaio ed il tempo necessario alla formazione delle fessure.

2.12 Modellazione del degrado della resistenza del calcestruzzo fessurato

La fessurazione del calcestruzzo deve essere tenuta in conto anche prima del distacco e quindi prima della riduzione della sezione resistente.

Un metodo possibile per considerare l'effetto della fessurazione longitudinale sulle proprietà del calcestruzzo. è quello riportato in (Coronelli et al., 2004) di ridurre la resistenza a compressione del calcestruzzo fessurato. La resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo si può calcolare come:

$$f_{c,rid} = \frac{f_c}{1 + K \varepsilon_t / \varepsilon_{c0}}$$

in cui K è un coefficiente legato alla scabrezza e al diametro delle barre (si può assumere pari a 0,1 per barre nervate di medio diametro), è il valore di picco della tensione di compressione, cui corrisponde la deformazione .

Esprimendo in MPa, la deformazione si può calcolare come:

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{70} \right)$$

ε_t rappresenta la deformazione trasversale di rigonfiamento della sezione e si può calcolare come:

$$\varepsilon_t = \frac{b_f - b_i}{b_i}$$

in cui è la larghezza della parte di sezione considerata, è la dimensione raggiunta in seguito all'apertura delle fessure.

Indicando con w l'apertura media di fessura per ogni barra si può scrivere:

$$b_f - b_i = n_{barre} \cdot w$$

quindi:

$$\varepsilon_t = \frac{n_{barre} \cdot w}{b_i}$$

Sulla stima dell'ampiezza di fessurazione, che diventa quindi l'unica variabile che correla il livello raggiunto dalla corrosione al livello di danneggiamento del calcestruzzo, esistono in letteratura numerosi modelli basati su relazioni empiriche.

Secondo l'approccio seguito in DuraCrete (1998) w può essere stimato, ipotizzando una corrosione di tipo uniforme della barra, come:

$$w(t) = \begin{cases} 0 & \text{se } x \leq w_0 \\ w_0 + \beta \cdot (x - x_0) & \text{se } x > x_0 \end{cases}$$

in cui $w_0 = 0,005 \text{ mm}$ rappresenta l'apertura di una fessurazione intrinseca da splitting iniziale; β

è un parametro costante assunto pari a $0,009 \text{ mm}/\mu\text{m}$; x è la profondità della corrosione;

x_0 rappresenta la profondità di corrosione necessaria per produrre la prima fessura da splitting:

$$x_0 = a_1 + a_2 \cdot \frac{c}{D_0} + a_3 \cdot f_{c,sp}$$

in cui c è lo spessore di copriferro, è il diametro della barra più grande nel gruppo considerato; i parametri $a_1 = 74.4 \mu\text{m}$, $a_2 = 7.3 \mu\text{m}$, $a_3 = -17.4 \mu\text{m mm}^2/\text{N}$ sono ottenuti per via sperimentale; è la resistenza caratteristica di trazione allo splitting, valutabile come:

$$f_{c,sp} = \frac{f_{ct,095}}{0.9}$$

Quando l'apertura delle fessure da splitting raggiunge il valore $w(t) = 1 \text{ mm}$ si può ipotizzare il distacco del copriferro, con l'improvvisa riduzione della sezione resistente.

In (Vidal et al.,2004) viene mostrato come sia più aderente ai dati sperimentali la formula

$$x_0 = a + b \frac{c}{d}$$

rispetto alla precedente, che considera la dipendenza da $f_{c,sp}$

Viene quindi proposta una relazione lineare tra l'apertura delle fessure e la riduzione della sezione:

$$w = K \cdot (\Delta A_s - \Delta A_{s0})$$

in cui w è l'ampiezza della fessura (mm); $K = 0.0575$ ($r^2 = 0.82$ da regressione lineare sui risultati sperimentali di Figura 2.14.1); ΔA_s è la perdita di sezione di acciaio (mm^2); ΔA_{s0} si può calcolare come:

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{R}{D_0} \left(7.53 + 9.32 \frac{c}{D_0} \right) 10^{-3} \right]^2 \right]$$

in cui R è il fattore di pitting, c il copriferro, D_0 il diametro iniziale della barra.

La relazione proposta evidenzia come non vi sia una correlazione diretta tra il rapporto c/d e l'apertura delle fessure così come dedotto dai dati sperimentali (Figura 2.14.2) e confermato da quelli di (Alonso et al., 1997).

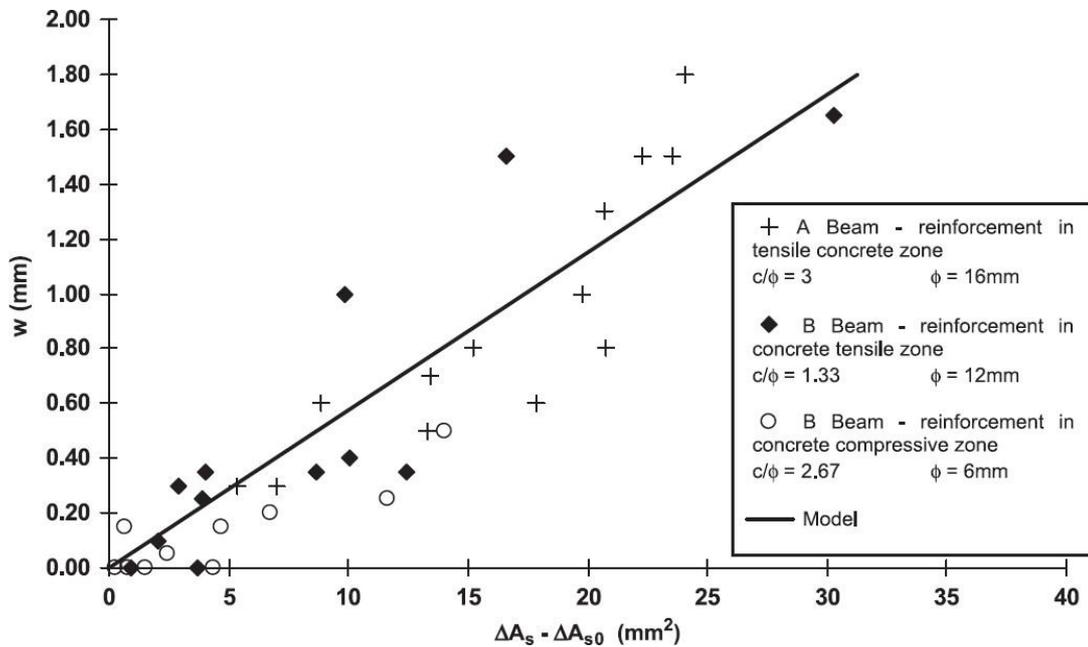


Fig. 2.12.2 Evoluzione dell'ampiezza delle fessure con la riduzione della sezione della barra (da Vidal et al., 2004).

In (Coronelli et al., 2004) si riporta l'espressione di Molina per calcolare w , in cui si ipotizza che tutti i prodotti di corrosione si accumulino attorno alla barra e siano incomprimibili:

$$w = 2\pi \cdot (v_{rs} - 1) \cdot x$$

in cui x è la profondità raggiunta dall'attacco corrosivo; è il rapporto di espansione volumetrica degli ossidi rispetto al materiale vergine (assunto pari a 2)

In (Cabrera, 1996) si riportano le espressioni per calcolare l'incremento del diametro delle barre Δd e l'apertura delle fessure w :

$$\Delta d = \frac{[\sqrt{D_0^2 + 4 \cdot W_1 \cdot D_0 / \rho} - D_0]}{2}$$

in cui diametro della barra (cm); W_1 è la perdita di peso dell'acciaio per unità di lunghezza (g/cm^2); è la densità dei prodotti di corrosione, assunta pari a 3.9 g/cm^3 .

L'apertura delle fessure longitudinali viene quindi calcolata come:

$$w = 4 \cdot \Delta d \cdot \left\{ \left[\frac{(c_1 + D_0/2)}{(c_2 + D_0/2)} \right] \cdot \sin\theta + \cos\theta \right\} \cdot \sin\theta$$

in cui c_1 e c_2 sono le distanze tra la barra e la superficie; θ è l'angolo tra la direzione della prima e quella della seconda fessura (pari a 10° nelle prove sperimentali riportate)

2.13 Effetti della corrosione sull'aderenza

Vi sono numerosi lavori sperimentali, riportati in (Bhargave et al., 2007) che mostrano come la corrosione possa produrre effetti significativi sull'aderenza tra le barre di armatura ed il calcestruzzo. L'aderenza tra l'armatura e il calcestruzzo diminuisce in presenza di corrosione per la fessurazione del copriferro, per la formazione dello strato di ruggine e per la riduzione delle nervature della barra.

Le prove sperimentali condotte in merito al problema dell'aderenza in presenza di corrosione delle armature hanno messo in evidenza che la resistenza di aderenza varia qualitativamente come indicato nel grafico di Figura 2.15.1, mostrando un incremento iniziale per bassi livelli di corrosione con una diminuzione in seguito alla fessurazione del copriferro.

Tale andamento è evidente nelle prove sperimentali di Cabrera (1996), in cui i risultati sono ottenuti mediante prove di pull-out (Figura 2.15.2)

La relazione proposta sulla base dei dati sperimentali è la seguente:

$$\tau_{bu} = 23.478 - 1.313X_p \text{ (MPa)}$$

in cui X_p rappresenta il livello di corrosione espresso come perdita di massa in %.

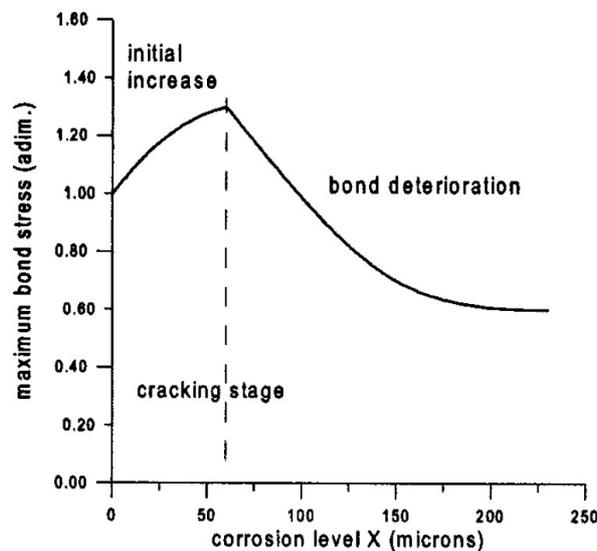


Fig. 2.13.1 Variazione della tensione massima di aderenza con il livello di corrosione (da Coronelli et al., 2004)

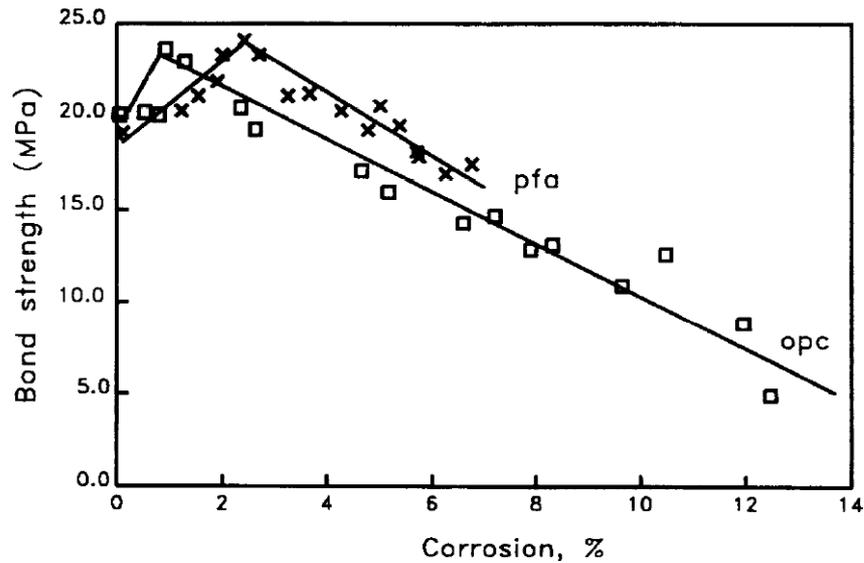


Fig. 2.13.2 Effetto della corrosione sulla tensione di aderenza (da Cabrera, 1996)

Sono riportate in letteratura diverse correlazioni sperimentali tra il livello di corrosione e la tensione di aderenza ultima (τ_{bu}), ma dipendono sia dal tipo di prova (pull-out test o prova di flessione), sia dalle caratteristiche del materiale e della geometria dei provini utilizzati.

Ad esempio:

$$\text{Lee et al. (2002): } \tau_{bu} = 5.21 \cdot e^{(-0.0561 \cdot X_p)} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Stanish et al. (1999): } \frac{\tau_{bu}}{\sqrt{f_c}} = 0.77 - 0.027 \cdot X_p$$

$$\text{Chung et al. (2004): } R = 2.09 \cdot X_p^{(-1.06)} \text{ per } X_p > 2\%$$

in cui R è il rapporto tra la tensione di aderenza al livello di corrosione X_p e quella originale. Confrontando i dati sperimentali di diverse prove, in (Bhargava et al., 2007) vengono proposte altre due correlazioni empiriche, con riferimento a pull-out e prova a flessione rispettivamente.

$$\text{Pull-out test: } R = 1 \text{ per } X_p < 1.5\% ; R = 1.192 \cdot e^{-0.117X_p} \text{ per } X_p > 1.5\%$$

$$\text{Prova di flessione: } R = 1 \text{ per } X_p < 1.5\% ; R = 1.346 \cdot e^{-0.198X_p} \text{ per } X_p > 1.5\%$$

2.14 Effetti della corrosione sul comportamento strutturale

Poiché lo scopo del presente lavoro è quello di studiare gli effetti della corrosione delle armature sul comportamento strutturale, si vuole riportare una sintesi di alcuni risultati ottenuti in prove di carico su strutture sottoposte a corrosione. Si potranno in questo modo mettere in luce quali sono gli aspetti della risposta strutturale che la corrosione influenza maggiormente ed in che modo gli effetti di cui si è discusso in precedenza interagiscono tra loro per modificare il comportamento e le modalità di collasso.

Tra le prove di carico effettuate su travi isostatiche si ricordano quelle di Rodriguez et al. (1997), in cui vengono evidenziati gli effetti della corrosione accelerata mediante prove di carico a flessione in quattro punti, fino a rottura. In queste prove si è mostrato come la corrosione faccia aumentare lo spostamento e riduca il carico ultimo, a causa degli effetti rilevanti sia della riduzione della sezione delle barre tese, sia del degrado del calcestruzzo compresso in seguito a fessurazione e spalling. Un'altra conseguenza importante è che molte delle travi progettate per rompersi a flessione, a causa della notevole corrosione delle armature trasversali per pitting, hanno presentato rottura per taglio.

Nelle prove di Castel et al. (2000), condotte su travi sottoposte a corrosione naturale, si pone in evidenza il collegamento tra la perdita di duttilità delle barre di armature con la riduzione dello spostamento ultimo nella prova di carico oltre alla riduzione di rigidità e di carico ultimo rispetto alle stesse grandezze per i provini non corrosi.

Nelle prove di Kobayashi (2006) invece non si riscontra questa dipendenza tra la diminuzione dell'allungamento a rottura delle barre e la perdita di duttilità delle travi corrose. Nelle prove di carico ciclico condotte è risultata fondamentale la fessurazione indotta dalla corrosione e la conseguente perdita di aderenza. Si è mostrata una correlazione evidente tra il livello di corrosione e la riduzione dell'energia dissipata dalla trave, mentre non vi è una così significativa riduzione della resistenza.

Le prove di Torres-Acosta et al. (2006), su provini di piccole dimensioni, con un'unica barra di armatura soggetta a corrosione accelerata fino a valori del 70% di riduzione del diametro, hanno evidenziato la correlazione tra la diminuzione di resistenza e la riduzione massima della sezione in corrispondenza del pit.

Nelle prove condotte da Cairns et al. (2008) su travi iperstatiche il basso livello di corrosione raggiunto e l'utilizzo di barre lisce hanno messo in luce un incremento di resistenza da parte dei provini corrosi, probabilmente a causa di un miglioramento iniziale dell'aderenza alle estremità.

CAPITOLO 3

MODELLO NUMERICO E VALUTAZIONE ANALITICA DELLA CAPACITA' RESIDUA

La corrosione dell'acciaio nel calcestruzzo è un fenomeno di degrado molto comune osservato nelle strutture in calcestruzzo armato. Questo fenomeno danneggia la sezione resistente delle barre a causa del cambiamento nella natura del materiale, in quanto il calcestruzzo circostante attorno alle barre d'acciaio a causa dell'effetto di espansione volumetrica della ruggine ed infine modifica il legame tra acciaio e calcestruzzo.

Alcuni test sperimentali sono presenti in letteratura in cui il comportamento strutturale delle travi in calcestruzzo armato in presenza di corrosione delle barre longitudinali e delle staffe è stato analizzato: è stata dimostrata una progressiva riduzione della capacità portante con un aumento del livello di corrosione. Inoltre è stato osservato un meccanismo di rottura non ovvio dovuto all'effetto della formazione di ruggine; in particolare con l'aumento del livello di corrosione è stato osservato un cambiamento nel tipo di collasso.

In questo documento viene utilizzato un modello fisico basato sulla teoria della plasticità per spiegare la capacità residua di corrosione nelle travi. Il modello è stato sviluppato per le strutture sovraccaricate ed è in grado di considerare l'interazione tra momento di taglio e flessione: questo aspetto è generalmente trascurato seguendo le prescrizioni dei codici per la valutazione delle strutture, ma potrebbe diventare importante quando si verifica il degrado e determina i

cambiamenti in termini di collasso. In questo modello l'effetto della corrosione è implementato in termini di riduzione della sezione e cambiamento di relazione di base dell'acciaio, degrado del calcestruzzo; viene eseguito un confronto con i dati di letteratura affidabili.

3.1 Modello fisico per la valutazione strutturale di travi in c.a. in presenza di corrosione

La corrosione è il problema più problematico per le strutture in calcestruzzo armato. Difficilmente le strutture in calcestruzzo armato non vengono interessate se non sono seriamente danneggiate dalla corrosione.

Questo fenomeno è causato dalla presenza di un alto livello di cloruri vicino alle armature e/o il verificarsi di carbonatazione del copriferro del calcestruzzo: questi portano ad una caduta critica di alcalinità di calcestruzzo che espone alla corrosione le barre di armatura metallica. Diversi sono gli aspetti che possono essere indirizzati alla corrosione delle armature metalliche: la riduzione della sezione dell'armatura, riduzione del punto di snervamento e duttilità dell'acciaio nella sezione residua, la perdita di legame tra acciaio e calcestruzzo e la perdita di capacità portante del calcestruzzo fessurato attorno alla corrosione dell'acciaio, a causa dell'espansione degli ossidi, oltre che come estrema conseguenza la scheggiatura e la delaminazione del copriferro. Questi effetti sono responsabili della riduzione delle prestazioni delle strutture in calcestruzzo armato sia in servizio che in condizioni estreme.

Una vasta letteratura sul comportamento strutturale della corrosione di tali elementi sono disponibili (Rodriguez et al., 1996; El Maaddawy et al. 2005; Zhu & François, 2014) ed una serie di modelli meccanici è stata sviluppata per simulare gli effetti di questo meccanismo di degrado (Coronelli e Gambarova, 2004; Toongoenthong & Maekawa, 2005). Campagne sperimentali su strutture naturali e artificialmente corrose sono state eseguite al fine di analizzare tutti gli aspetti correlati alla corrosione, dal cracking precoce (Andrade et al. 1993) al comportamento dei legami (Fang et al., 2004; Mancini et al. 2014), dalla deformazione in servizio alla duttilità residua alle condizioni estreme. Come affermato in Mancini e Tondolo (2014), tra i test che utilizzano corrosione accelerata, è meglio fare riferimento a test in cui un livello limitato di densità di corrente viene utilizzata per valutare i test con le conseguenze strutturali della corrosione rispetto a quelle naturali.

In termini di meccanismo di corrosione, la riduzione della sezione potrebbe essere considerata come proporzionale alle densità di corrente che fluisce nell'armatura metallica; infatti in caso di corrosione elettrochimica (Rodriguez et al., 1996) può essere facilmente calcolato dalla legge di Faraday, tenendo conto della dispersione dovuta all'efficacia dei metodi di corrosione (El Maaddawy et al., 2003); l'armatura metallica essendo tutta la parte anodica del processo. Dall'altra parte, in condizioni naturali la perdita della sezione dovuta alla corrosione è determinata dai meccanismi locali di corrosione e può essere calcolata per mezzo di una misura diretta con procedura gravimetrica alla fine del test.

Il cambiamento della risposta strutturale dell'armatura metallica è stato studiato da Cairns et al. (2005) ed una collezione di set di dati è stata ottenuta anche da precedenti campagne sperimentali. Gli effetti strutturali sono collegati alla distribuzione spaziale e all'entità dell'attacco alla corrosione sulla barra dell'armatura.

Legami tra acciaio e cemento, per livelli di corrosione superiori del 2% possono influenzare profondamente il comportamento strutturale, specialmente per strutture non confinate. In effetti, il cracking longitudinale causato dalla corrosione e dalla progressiva perdita dell'area del copriferro esercitato dal calcestruzzo è responsabile del cambio di comportamento per gli ancoraggi e delle sovrapposizioni delle armature e più in generale per il meccanismo di trasferimento dello stress/tensione (Cairns et al., 2005; Mancini et al. 2014), ulteriormente implementato se un'azione meccanica è presente (Giordano et al., 2011) e porta persino a livelli di deformazione più elevati.

Il cracking del calcestruzzo causato dall'espansiva presenza degli ossidi genera una perdita di capacità portante del calcestruzzo che potrebbe comportare piccoli effetti in zona di tensione ma sostanziali in zona di compressione.

Per tutti i precedenti effetti sopra citati, la corrosione longitudinale ed il rinforzo trasversale causano una perdita di capacità portante dell'elemento strutturale e, in alcuni casi, può anche portare a un cambiamento delle modalità di collasso strutturale, che modifica da duttile per la piegatura (M) a fragile per taglio (V) (Rodriguez et al., 1996).

In questo scenario, un modello in grado di catturare l'interazione tra la flessione ed il taglio sembra essere appropriato per descrivere il comportamento delle travi in calcestruzzo armato con barre di armatura corrose.

3.2 Adattamento del modello al caso di travi corrose

Il modello precedente dovrebbe essere modificato in base all'effetto della corrosione sia sul calcestruzzo che sull'acciaio. Con questo scopo è possibile simulare la riduzione della capacità portante del calcestruzzo fessurato vicino alle barre d'acciaio corrose. In particolare, secondo Coronelli e Gambarova (2004), la massima resistenza a compressione del calcestruzzo potrebbe essere valutata per mezzo della seguente relazione:

$$f_{cm}^* = \frac{f_{cm}}{1 + k \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_{c_0}}}$$

dove:

K è il coefficiente relativo alla rugosità della barra e diametro assunto pari a 0,1;

ε_{c_0} è lo sforzo massimo di compressione f_{cm} ,

ε_1 è lo sforzo medio di trazione nel calcestruzzo fessurato ad angolo retto alla direzione della compressione applicata.

Il valore ε_1 può essere valutato per mezzo della seguente equazione:

$$\varepsilon_1 = \left(\frac{b_f - b_0}{b_0} \right)$$

dove:

b_0 è la larghezza della sezione senza corrosione;

b_f è la larghezza aumentata in caso di corrosione con il verificarsi delle crepe.

Per stimare l'aumento della corrosione potrebbe essere utilizzata la seguente equazione:

$$b_f - b_0 = n_{bar} w_{cr}$$

dove:

n_{bar} è il numero di barre nello strato compresso;

w_{cr} è la larghezza totale della fessura che può essere valutata per un dato livello di corrosione (Molina et al., 1993):

$$w_{cr} = \sum_i u_{i,corr} = 2\pi(u_{r,s} - 1)X$$

dove:

u_{rs} è il rapporto di espansione volumetrica degli ossidi;

X è la profondità della corrosione;

$u_{i,corr}$ è l'apertura della singola fessura.

Secondo Molina et al. (Molina et al., 1993) u_{rs} è pari a 2. In termini di modifica della legge sforzo-deformazione per acciaio i suggerimenti presenti in Cairns et al. (2005) sono qui riportati e utilizzati nel modello:

$$f_{ym}^* = (1 - \alpha_y Q_{corr}) f_{ym}$$

$$f_{yu}^* = (1 - \alpha_u Q_{corr}) f_{um}$$

$$\varepsilon_u^* = (1 - \alpha_u Q_{corr}) \varepsilon_u$$

dove:

f_{ym}^* , f_{um}^* e ε_u^* rappresentano la forza di snervamento, corrispondente resistenza alla trazione e allungamento alla massima resistenza dopo la corrosione;

f_{ym} , f_{um} e ε_u rappresentano rispettivamente la forza di snervamento, la massima resistenza ed allungamento della barra non corrosa;

Q_{corr} è la perdita media della sezione trasversale mentre α_y , α_u ed α_1 sono coefficienti empirici. I valori dei coefficienti empirici α sono riportati nella Tabella 1 sottostante per i diversi tipi di corrosione:

Corrosione	Q_{corr} [%]	α_y	α_u	α_1
Cloruri	0 ÷ 25	0.017	0.018	0.06
Carbonatazione	0 ÷ 3	0.012	0.011	0.03

3.2 Caso studio

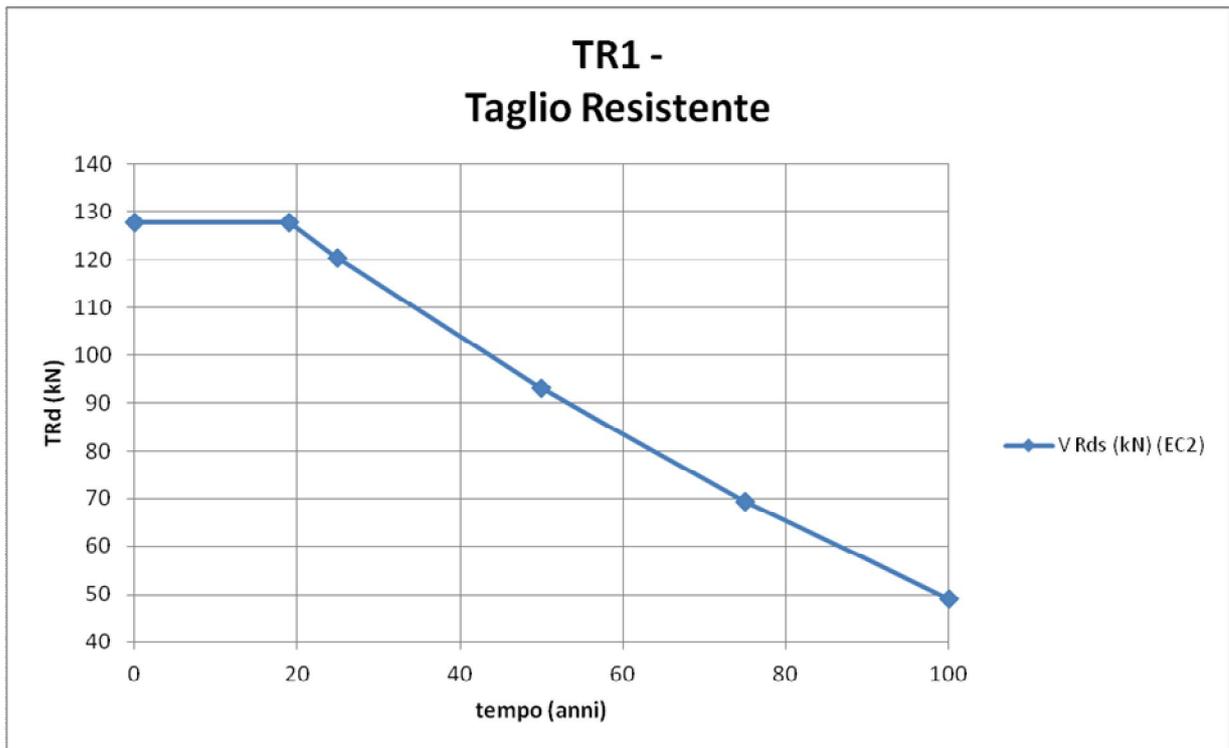
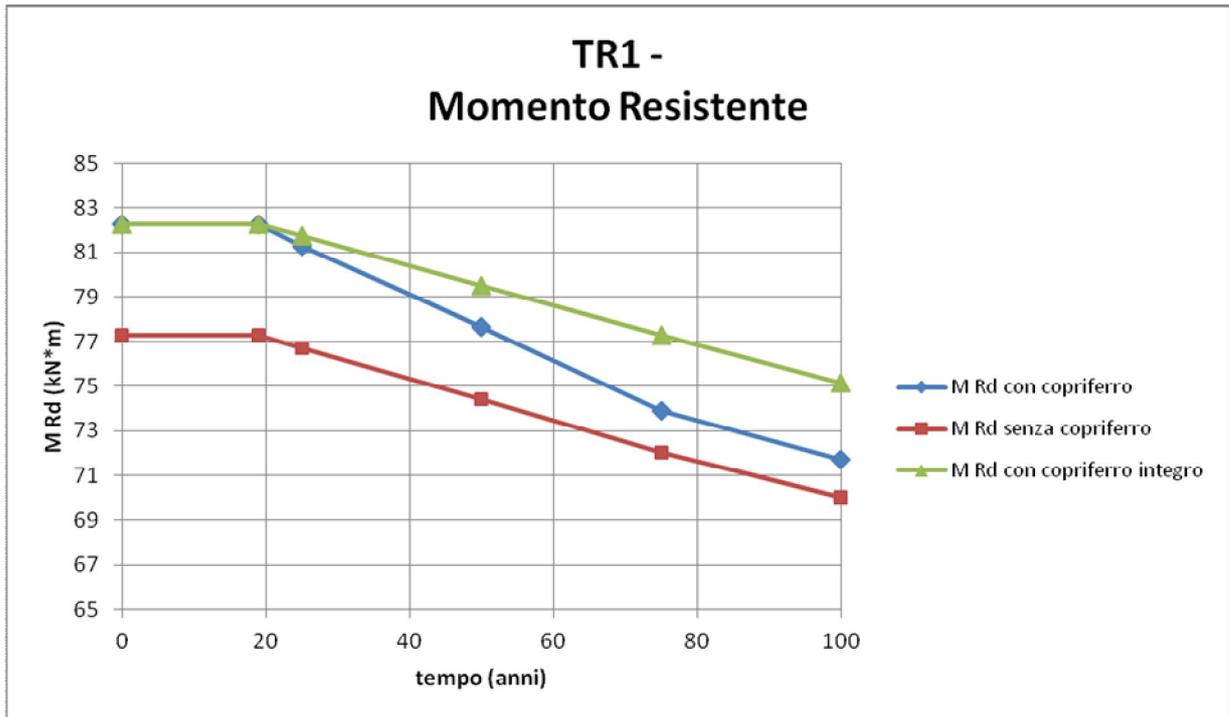
Partendo dalla campagna sperimentazione effettuata da altre persone, inerente nel dettaglio degli studi condotti su un fabbricato degli anni '40 del secolo passato ove si lavorava la pirite per la produzione di acido solforico, ubicato sulla costa nord-ovest della Spagna denominata “Fabbrica di Cros” situata vicino a La Coruña, ed esposta ad un ambiente marino e industriale aggressivo, ho rielaborato i dati forniti dall’indagine di laboratorio a seguito di analisi riferita a 75 anni di vita della struttura con avvenuta corrosione ed ho ottenuto dei risultati con dei valori “vicini” a quelli analizzati nel caso sopra citato. Nel dettaglio, sono state rielaborate a campione le travi “1” e “6” ottenendo i valori ed i grafici riportati nelle pagine successive.



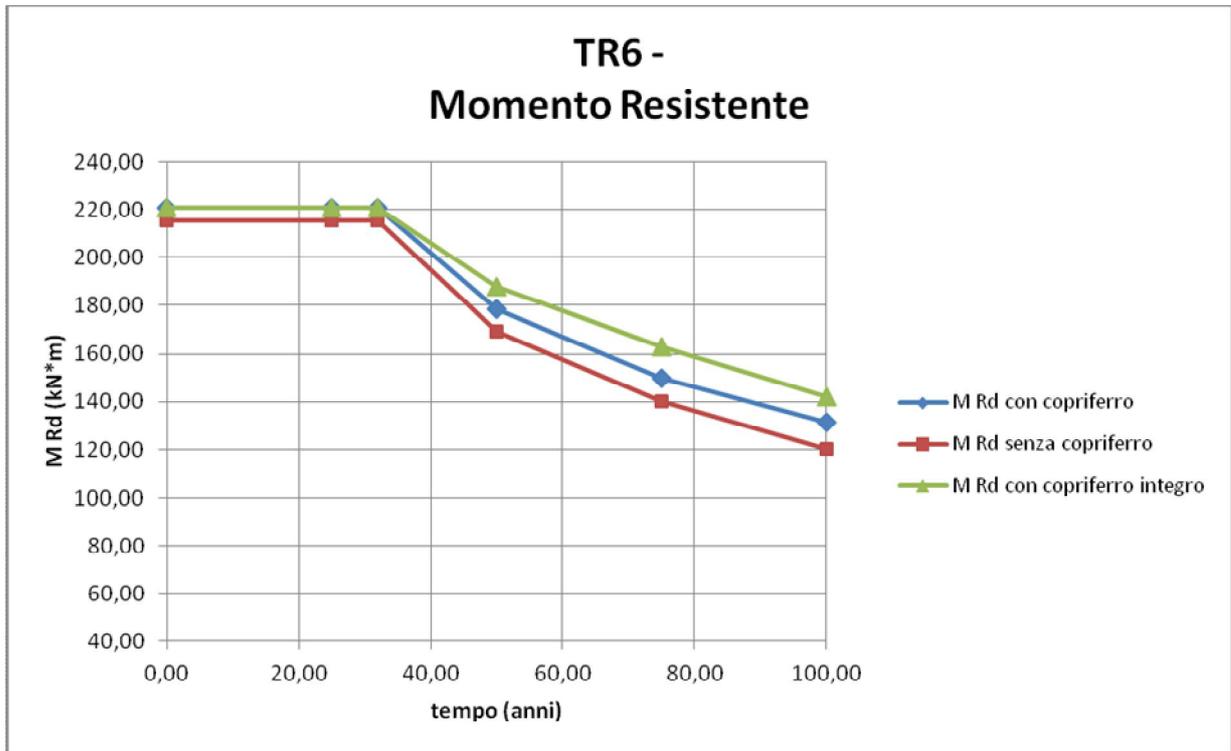
Figura 3.2.1 – Vista generale della Fabbrica di Cros e dettaglio di trave analizzata

Con l’ausilio di fogli elettronici “excel” e mediante la rappresentazione grafica dei dati ottenuti a seguito della riduzione di sezione dell’armatura metallica presente all’interno della struttura si sono ottenuti i seguenti grafici, inerente la trave “1”:

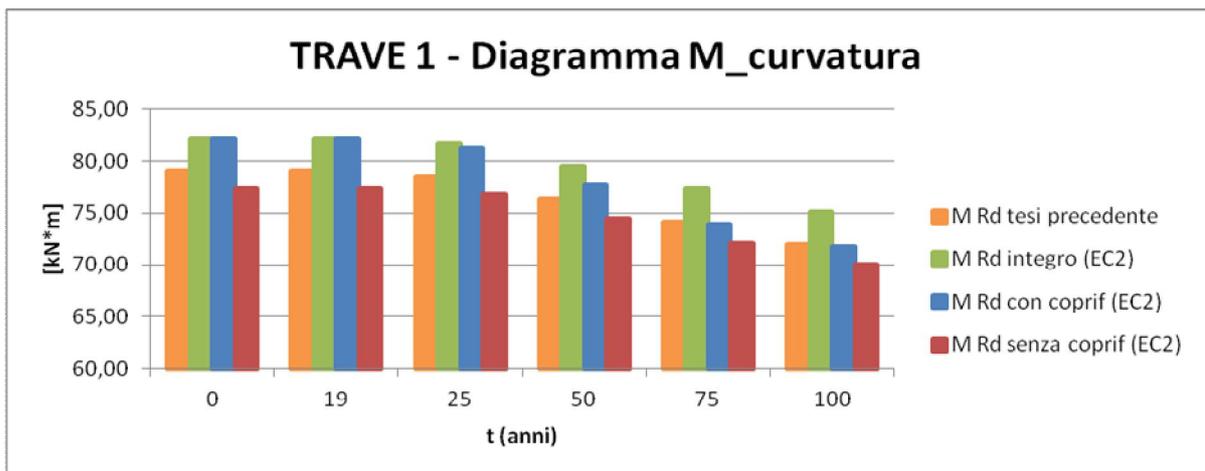
Come è possibile osservare, la corrosione non avviene immediatamente all’anno “0”, bensì dal 17° anno di vita dell’edificio con una progressione fino a cento anni di vita presunta della struttura stessa. Da quanto utilizzato secondo la normativa contenuta nell’EC2 sul calcolo del taglio resistente e del momento resistente si è ottenuto quanto segue:



Analoga situazione è stata riscontrata sulla trave “6” con i seguenti risultati:



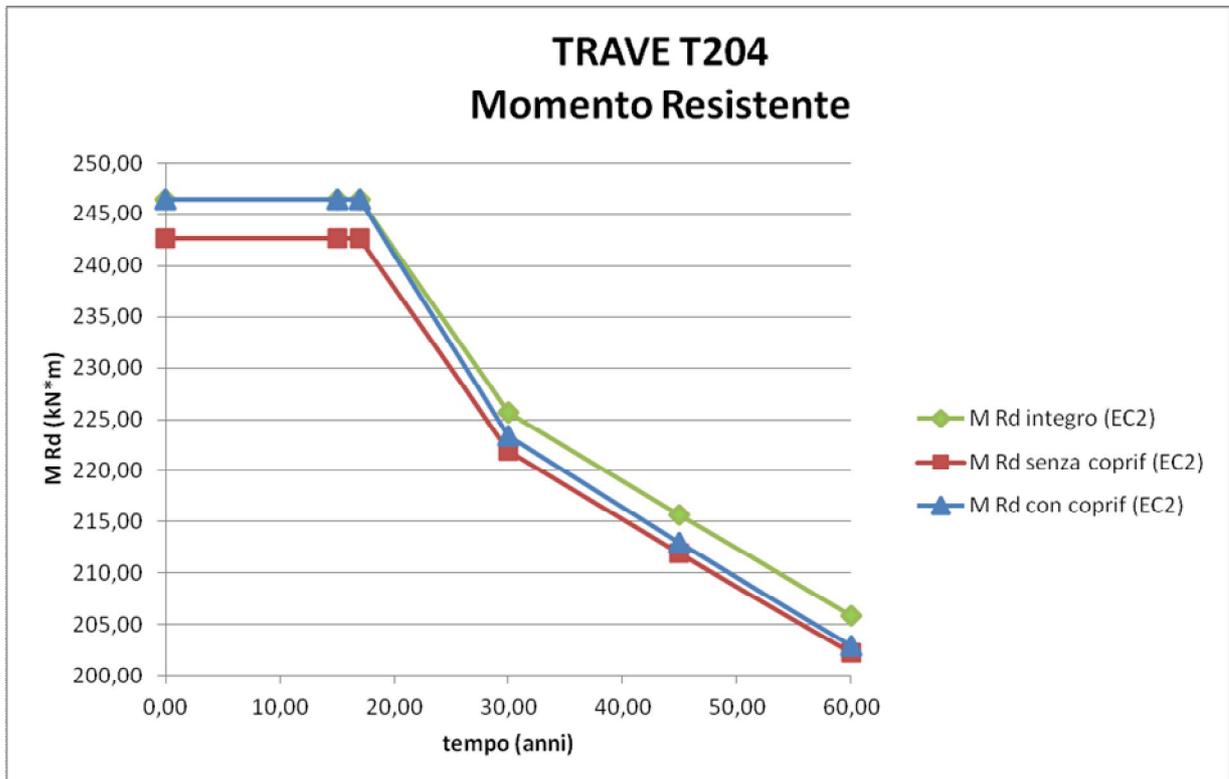
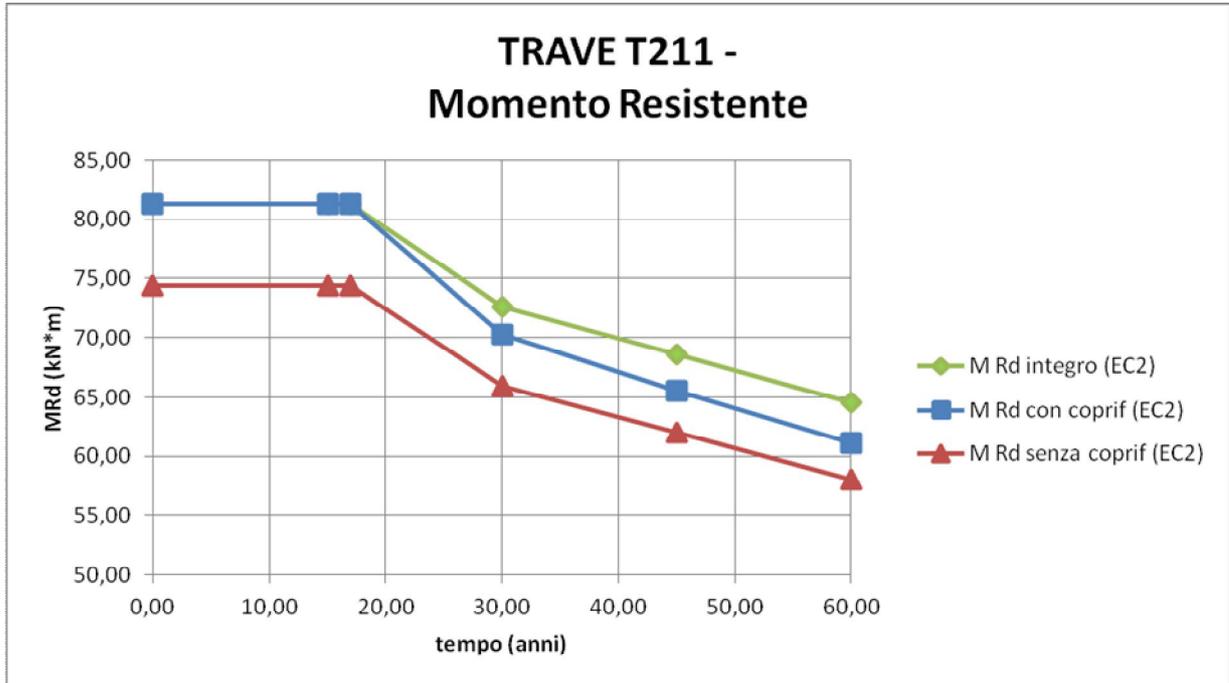
Riassumendo, confrontando i dati ottenuti con la simulazione in excel ed i dati acquisiti dal precedente studio è possibile riscontrare come i risultati, pur non perfettamente esatti, presentino un'accettabile margine di errore, come indicato dai grafici sottostanti:



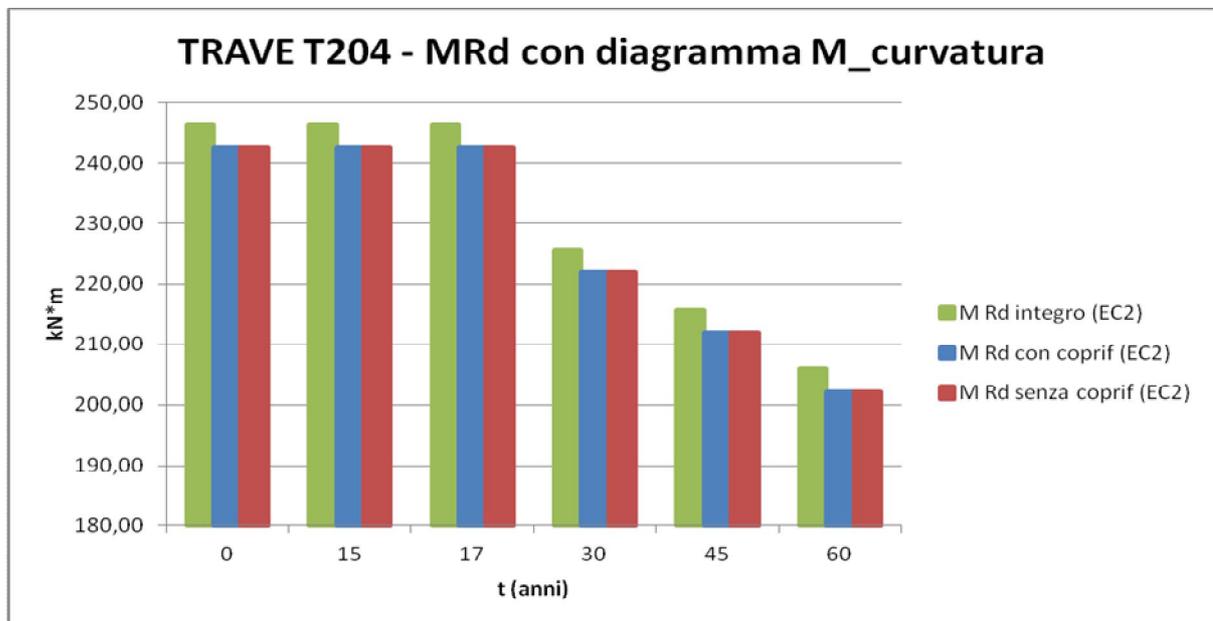
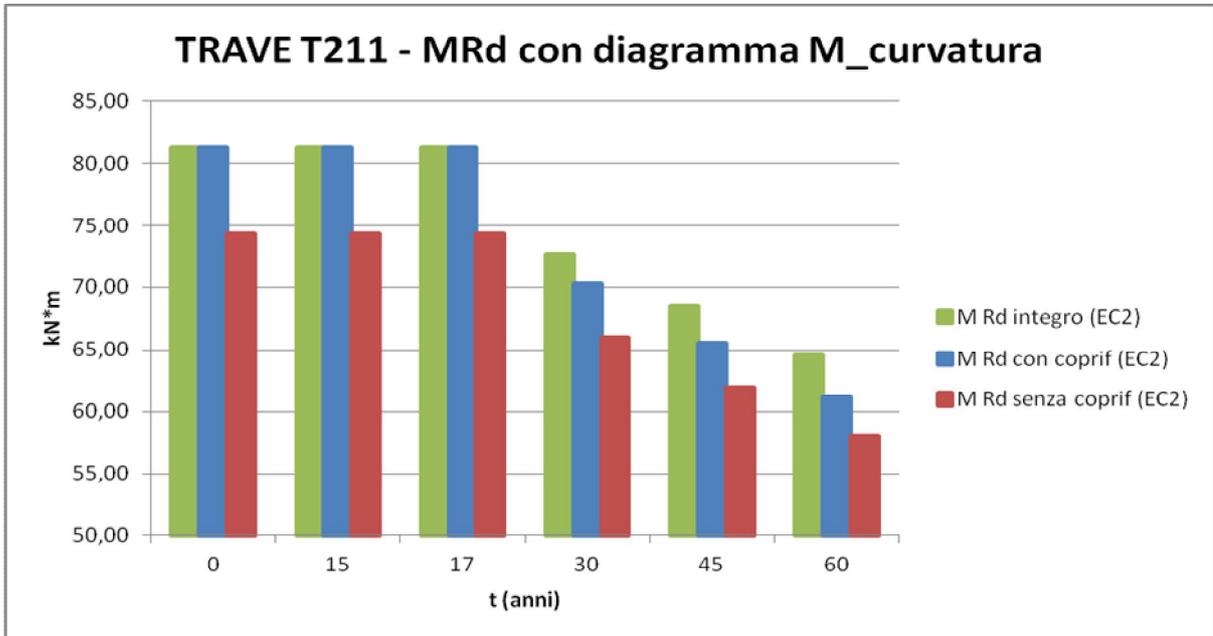
Contestualmente, al fine di verificare l'attendibilità dei risultati acquisiti e dell'affidabilità delle formula utilizzate, sono state prese in esame due travi in fase di progettazione “T211” e “T204” ed è stato simulato il processo di corrosione dovuto all'attacco di cloruri e carbonatazione su tali elementi.

Dalla simulazione effettuata con l'ausilio di fogli elettronici excel basati sul principio di calcolo del taglio resistente e momento resistente forniti dall'EC2 sono stati ottenuti i risultati riportati nelle pagine seguenti.

Nel merito sono stati calcolati i valori di momento resistente con copriferro integro, con copriferro corrosivo e senza copriferro.



Come è possibile osservare nel grafico del M_{Rd} , la curva ottenuta dalla struttura con il copriferro corroso si interpone tra la struttura integra e la struttura senza copri ferro e pertanto si riscontra una riduzione della capacità portante della struttura con il trascorrere del tempo che però presenta ancora un contributo importante da non trascurare e/o non considerare a priori.



CAPITOLO 4

DISCUSSIONE E CONCLUSIONE

La valutazione della sicurezza di edifici esistenti sta diventando sempre più un aspetto fondamentale nel campo dell'ingegneria civile, per motivazioni di carattere ambientale, economico e socio-politico. L'approccio con cui stimare l'affidabilità di una struttura esistente è per molti aspetti diverso rispetto a quello utilizzato nell'approccio dello studio di progetto di un nuovo edificio. A differenza di una nuova costruzione, infatti, si devono tenere in considerazione i processi di deterioramento, le conseguenze dovute a cattivo uso, i cambi di destinazione, etc, che si sono verificati durante la vita dell'opera. Risulta quindi fondamentale raccogliere informazioni riguardo al periodo di realizzazione, le tecniche di costruzione utilizzate, le normative vigenti all'epoca di costruzione dell'opera stessa ed inoltre valutare la geometria attuale degli elementi strutturali e non strutturali e le proprietà meccaniche dei materiali.

In Italia, la maggior parte degli edifici in cemento armato del patrimonio edilizio attuale risale all'epoca successiva agli anni '40 -'50 del secolo scorso. In questo periodo, infatti, una buona conoscenza in termini di comportamento meccanico dei materiali, di mix design e la disponibilità di acciai ad alta resistenza favorirono una rapida diffusione di questa tecnica di costruzione. Fino agli anni '70, però, si è ritenuto che il calcestruzzo non fosse affetto da problemi di durabilità e così le opere in cemento armato sono state realizzate con la convinzione che potessero mantenersi in eterno. In realtà, come poi ci si è resi conto, il

calcestruzzo è tutt'altro che indistruttibile, bensì è un materiale sottoposto a degrado, per cause che possono essere di tipo meccanico, fisico, strutturale, chimico e biologico. Fra queste, uno dei processi che influisce maggiormente sul deterioramento del calcestruzzo e sul degrado delle opere in cemento armato è la corrosione delle barre di armatura.

La verifica della sicurezza strutturale richiede che siano introdotti all'interno dei modelli degli effetti del degrado. La resistenza di strutture caratterizzate da armature corrose dipende, principalmente, dalla sezione residua delle barre di armatura, dal legame costitutivo dei materiali, dall'aderenza e dalla fessurazione del copriferro causata dall'espansione dei prodotti della corrosione.

Il problema del comportamento di elementi in cemento armato affetti da degrado dei materiali è stato ampiamente studiato dal punto di vista teorico mentre sono abbastanza scarsi gli studi sperimentali a convalida dei modelli teorici. In passato sono stati condotti studi sperimentali per lo sviluppo di modelli di resistenza che tenessero in considerazione gli effetti dovuti alla corrosione delle armature, però, nella maggior parte dei casi, essi erano basati sull'analisi di campioni confezionati in laboratorio, di piccole dimensioni e sottoposti a processo di corrosione accelerato.

L'intervento di recupero di un edificio industriale – la Fabbrica di Cros - in cemento armato risalente agli anni '40 del secolo scorso, esposto durante la sua vita ad un ambiente marino e industriale aggressivo, ha rappresentato una grande opportunità per una campagna sperimentale su campioni al vero di elementi in cemento armato deteriorati.

L'obiettivo del presente elaborato, ha avuto come obiettivo principale quello di verificare l'adeguatezza dei modelli attualmente disponibili per la valutazione della resistenza di travi in cemento armato degradate, mediante il confronto con le rilevazioni sperimentali del comportamento di elementi in cemento armato sottoposti a processo naturale di corrosione.

Mediante una campagna sperimentale caratterizzata da prove di flessione e di taglio, sulle travi prelevate dalla struttura della Fabbrica di Cros, è stato possibile determinare l'effettiva capacità portante delle membrature e il reale meccanismo di crisi. Si sono poi valutati i corrispondenti carichi teorici mediante i modelli di resistenza descritti nell'EC2, utilizzando i dati geometrici delle sezioni di rottura e le proprietà meccaniche dei materiali di ciascuna trave rilevati direttamente.

Dall'analisi dei risultati prodotti con l'ausilio di fogli elettronici secondo la letteratura, si è determinato il momento resistente ed il taglio resistente delle travi in esame ponendo attenzione al tempo di innesco dovuto alla corrosione al fine di valutare in ultimo il contributo che il copriferro (a corrosione in atto) è in grado di assolvere.

Il lavoro svolto nella presente tesi di laurea è consistito inizialmente nell'acquisizione dei dati inerenti la geometria delle travi, testate in una fase precedente dello studio dal laboratorio sopra citato e successivamente su nuove travi progettate per la realizzazione di un edificio di civile abitazione. Le operazioni sono consistite nella raccolta dei dati geometrici relativi alle sezioni di rottura determinatesi nelle prove di carico e alle sezioni di estremità delle membrature. Particolare cura è stata posta in questa fase nell'osservare le misurazioni reali delle sezioni di calcestruzzo e gli effettivi diametri residui delle barre di armatura, essendo la geometria uno dei fattori che può maggiormente influire sul calcolo della resistenza residua di un elemento. Successivamente sono stati analizzati i dati raccolti tramite elaborazioni con fogli di calcolo excel e determinare, per ciascuna membratura testata, la reale capacità portante. Implementando le formulazioni dei modelli ed elaborando i dati relativi alla geometria e alle proprietà meccaniche dei materiali, precedentemente determinate tramite prove di compressione e trazione su campioni di calcestruzzo e di barre d'acciaio, si è proceduto a calcolare la capacità portante teorica di ciascuna membratura testata e compiere infine la valutazione dell'affidabilità dei modelli attraverso il confronto con le reali resistenze osservate.

Tale situazione ha dato risultati che appaiono soddisfacenti e pertanto sarebbe interessante nel futuro estendere questo studio anche ai solai e ai pilastri.

BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

- Andrade, C., Alonso C. M. & Molina F. J. 1993. Cover Cracking as a function of bar corrosion: Part I-Experimental test. *Materials and Structures*, 26(8): 453-464.
- Bach F., Braestrup, M. W. & Nielsen, M. P. 1978. Rational Analysis of Shear in Reinforced Concrete. in *I.A.B.S.E. Proceedings*, pp.15.
- Cairns, J., Plizzari, G., Du, Y., Law, D. W. & Franzoni, C. 2005. Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement. *ACI Materials Journal*, 102(4): 256-264.
- Cairns, J. , Du, J. & Law, D. 2008. Structural performance of corrosion-damaged concrete beams. *Magazine of Concrete Research*, 60(5): 359-370.
- Colajanni, P., Recupero A., & Spinella, N. 2008. Design Procedure for Prestressed Concrete Beams. *Computers and Concrete*, 13(2): 235-253.
- Colajanni, P., Recupero, A. & Spinella, N. 2015. Shear Strength Degradation Due to Flexural Ductility Demand in Circular R.C. Columns. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(6):1795-1807.
- Coronelli, D. & Gambarova, P. 2004, Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: Modeling guidelines. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 130(8): 1214- 1224.
- El Maaddawy, T. & Soudki, K. A. 2003. Effectiveness of impressed current technique to simulate corrosion of steel reinforcement in concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 15(1): 41-47.
- El Maaddawy, T., Soudki, K. & Topper, T. 2005. Long-Term Performance of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams. *ACI Structural Journal*. 102(5): 649-656.
- Fang, C. , Lundgren, K., Chen, L. & Zhu, C. 2004. Corrosion influence on bond in reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*. 34(11): 2159-2167.
- Giordano, L., Mancini, G. & Tondolo, F. 2011. Reinforced Concrete Members Subjected to Cyclic Tension and Corrosion. *Journal of Advanced Concrete Technology*. 9(3): 277- 285. Italian Code, NTC 2008 Norme tecniche sulle costruzioni, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Ufficiale serie generale n. 29.
- Mancini, G. & Tondolo, F. 2014. Effect of bond degradation due to corrosion - a literature survey. *Structural Concrete*. 15(3): 408-418.
- Mancini, G., Sabia, D., Pettinato, E. & Tondolo, F. 2014. Pullout tests in presence of high level of corrosion. In *IALCCE Fourth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*, Tokyo.
- Molina, F. J., Alonso, C. & Andrade, C. 1993. Cover cracking as a function of rebar corrosion. Part II- Numerical model. *Materials and Structures*. 26: 532-548.
- Recupero, A., D'Aveni, A. & Ghersi, A. 2005. Bending Moment–Shear Force Interaction Domains for Prestressed Concrete Beams. *Journal of Structural Engineering*. 131(9): 1413-1421.
- Rodriguez, J., Ortega, L. M. & Casal, J. 1996. Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement. In *4th Int. Conference on Concrete in the Service of Mankind, Concrete Repair Rehabilitation and Protection*. Dundee, UK.
- Toongoenthong, K. & Maekawa, K. 2005. Multi-mechanical approach to structural performance assessment of corroded RC members in shear. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 3(1), 107-122.

RINGRAZIAMENTI

Arrivati alla fine di un lavoro come questo, i ringraziamenti, oltre che un fatto dovuto, diventano un piacere personale.

E' doveroso iniziare con una persona straordinaria, Maestro indiscusso (nonché carissimo amico), grazie al quale con estrema pazienza e vicinanza è stato possibile realizzare tutto questo: il Professor Francesco Tondolo.

Infine, voglio concludere con le persone che in questo lungo e tortuoso cammino mi sono state più vicino: i miei genitori Mimmo e Rosaria, grazie ai quali è stato possibile ottenere tutto questo e che mi hanno sempre appoggiato e spronato a dare il massimo, mia moglie Giusi e mio figlio Christian che sono il mio presente e soprattutto futuro per il quale spero di renderli orgogliosi con ogni mio passo e mia sorella Ilenia che ha sempre creduto in me.

Avrei tanto avuto il piacere di condividere questo traguardo personalmente con mio nonno Giuseppe, ma sono certo che dal cielo continuerà a vegliare e a gioire per me come il miglior angelo custode.

In tutto questo non posso che ringraziare nostro Signore, che giorno per giorno continua a darmi la forza di non mollare mai e di andare avanti a testa alta.

Se ho dimenticato qualcuno, sappia che manca in questo elenco, ma non nel mio cuore.

A tutti Voi, i miei sentiti ringraziamenti.

Fabio