

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

*DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI*

TESI DI LAUREA

in

Progetti di Strutture di Fondazione M

**PROCEDIMENTI ANALITICI PER IL CALCOLO
EVOLUTIVO DELLA CORROSIONE
IN ARMATURE METALLICHE**

CANDIDATO
Giulia Ottaviani

RELATORE:
Chiar.mo Prof. **Andrea Benedetti**

Anno Accademico 2011/12

Sessione II

INDICE

INTRODUZIONE	1
CAPITOLO 1	
DEGRADO DEL CALCESTRUZZO.....	2
1.1. Breve cenno sui principali componenti del calcestruzzo	2
1.1.1. Prodotti dell'idratazione del cemento	2
1.2. Cause di degrado del calcestruzzo	3
1.2.1. Corrosione delle barre di armatura	4
1.2.2. Attacco solfatico	4
1.2.2.1. Descrizione del fenomeno	4
1.2.2.2. Diagnosi e prevenzione	7
1.2.3. Reazione alcali-aggregati	7
1.2.3.1. Descrizione del fenomeno	7
1.2.3.2. Diagnosi e prevenzione	9
1.2.4. Degrado da gelo e disgelo	9
1.2.4.1. Descrizione del fenomeno	9
1.2.4.2. Prevenzione	10
1.2.5. Dilavamento della superficie	12
1.2.5.1. Descrizione del fenomeno	12
1.2.5.2. Diagnosi	12
CAPITOLO 2	
CORROSIONE DELLE ARMATURE METALLICHE.....	13
2.1. Descrizione delle fasi del fenomeno corrosivo.....	13
2.1.1. Fase di innesco.....	13
2.1.2. Fase di propagazione	15
2.2. Cause della depassivazione.....	17
2.2.1. Corrosione da carbonatazione	17
2.2.1.1. Valutazione strato carbonato.....	19

2.2.1.2. Legame con umidità relativa e porosità	20	
2.2.1.3. Accorgimenti di protezione alla corrosione da carbonatazione .	21	
2.2.2. Corrosione da cloruri	21	
2.3. Principali parametri della corrosione	24	
2.3.1. Velocità di corrosione dell'acciaio	24	
2.3.2. Tasso di corrosione i_{corr}	25	
2.4. Conseguenze della corrosione	28	
CAPITOLO 3		
TEMPO DI INNESCO DELLA CORROSIONE INDOTTA DA CLORURI..		29
3.1. Meccanismi di penetrazione dei cloruri.....	29	
3.1.1. Diffusione	29	
3.1.2. Convezione	29	
3.2. Modellazione dei processi di penetrazione.....	30	
3.2.1. Modello di diffusione	30	
3.2.2. Modello di diffusione e combinazione	31	
3.2.3. Modello convettivo.....	32	
3.3. Risoluzione	32	
3.3.1. Valutazione analitica dello strato penetrato dai cloruri.....	32	
3.3.2. Valutazione sperimentale dello strato penetrato dai cloruri.....	35	
3.3.3. Accorgimenti di protezione alla corrosione da cloruri.....	37	
CAPITOLO 4		
TEMPO DI INNESCO DELLA CORROSIONE		
APPLICAZIONI SPERIMENTALI.....		39
4.1. Valutazione sperimentale della profondità di penetrazione.....	39	
nel tempo per calcestruzzi a diverso rapporto a/c.....	39	
4.1.1. Prove di penetrazione accelerata dell'anidride carbonica	39	
4.1.2. Prove di penetrazione accelerata ai cloruri.....	40	

4.2. Valutazione sperimentale della profondità di penetrazione.....	41
ai cloruri per calcestruzzi di diversa composizione	41
4.3. Valutazione della profondità di penetrazione al variare della	43
velocità di propagazione o del coefficiente di diffusione	43
4.3.1. Penetrazione dell'anidride carbonica.....	43
4.3.2. Penetrazione dei cloruri in funzione di D_a	44
4.4. Valutazione della profondità di penetrazione ai cloruri al.....	44
CAPITOLO 5	
TEMPO DI INNESCO DELLA FESSURAZIONE	
ESPOSIZIONE TEORICA	47
5.1. Correlazione tempo-variazione del raggio del tondino.....	48
5.1.1. Guzmán, Gálvez e Sancho.....	48
5.1.2. Liu & Weyers / Li, Lawanwisut, Zheng, Kijawatworawet.....	49
5.1.3. Liu & Weyers 2	51
5.2. Calcolo pressione in funzione dello spostamento radiale d_s	52
5.2.1. Liu & Weyers	52
5.2.2. Liu & Weyers 2.....	52
5.2.3. Teoria del confinamento.....	52
5.3. Calcolo pressione limite.....	54
5.3.1. Liu & Weyers	54
5.3.2. Teoria del cuneo di rottura.....	55
5.4. Calcolo del tempo di fessurazione t_{cr}	57
5.4.1. Modelli empirici.....	57
5.4.2. Liu & Weyers	57
5.4.3. El Maaddawy & Soutky	58
CAPITOLO 6	
TEMPO DI INNESCO DELLA FESSURAZIONE	
APPLICAZIONE NUMERICA	60

6.1. Caso di studio.....	60
6.1.1. Correlazione tempo-variazione del raggio del tondino	61
6.1.1.1. Guzmán, Gálvez e Sancho	61
6.1.1.2. Liu & Weyers	65
6.1.1.3. Liu & Weyers 2.....	68
6.1.1.4. Confronto dei risultati ottenuti con le diverse teorie.....	71
6.1.2. Calcolo pressione in funzione dello spostamento radiale d_s	79
6.1.2.1. Liu & Weyers	79
6.1.2.2. Liu & Weyers 2.....	80
6.1.2.3. Teoria del confinamento	82
6.1.2.4. Confronto dei risultati ottenuti con le diverse teorie.....	84
6.1.3. Calcolo pressione limite	85
6.1.3.1. Liu & Weyers	85
6.1.3.2. Teoria del cuneo di rottura	85
6.1.3.3. Confronto tra le teorie analizzate	86
6.1.4. Tempo di fessurazione t_{cr}	86
6.1.4.1. Valutazione qualitativa.....	86
6.1.4.2. Modelli empirici.....	87
6.1.4.3. Liu & Weyers	88
6.2. Riepilogo formule utilizzate	91
6.3. Variazione dei dati	91
6.3.1. Variazione del raggio del tondino	92
6.3.2. Variazione della dimensione del copriferro	95
6.3.3. Variazione dell'indice di corrosione.....	98
6.3.4. Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo.....	101
6.4. Confronto con risultati di letteratura	105
6.4.1. Andamento della pressione interna.....	105
6.4.1.1. Dipendenza dallo spostamento radiale del tondino.....	105
6.4.1.2. Dipendenza dal tempo.....	106
6.4.1.3. Dipendenza dal tempo ²	107

6.4.2. Variazione di P_{cr} in funzione di alcuni parametri	109
CAPITOLO 7	
PREVENZIONE DEL FENOMENO CORROSIVO	113
7.1. Approccio di tipo prescrittivo	113
7.1.1. Condizioni ambientali.....	114
7.1.1.1. Prescrizioni EC 2.....	114
7.1.1.2. Prescrizioni D.M. 2008	115
7.1.2. Requisiti per il calcestruzzo.....	115
7.1.2.1. Requisiti per il copriferro	115
7.1.2.2. Requisiti per la fessurazione	119
7.1.2.3. Rapporto acqua/cemento e tipo di cemento	120
7.1.2.4. Messa in opera, compattazione e maturazione.....	120
7.1.2.5. Dettagli costruttivi.....	121
7.2. Strategie per aumentare la vita utile delle strutture	122
7.2.1. Rallentamento fase di innesco	123
7.2.1.1. Sostituzione e ripristino calcestruzzo ammalorato.....	123
7.2.1.2. Rinforzi con materiale composito	125
7.2.1.3. Rivestimenti impermeabili	125
7.2.2. Rallentamento fase di propagazione.....	126
7.2.2.1. Inibitori di corrosione	127
7.2.2.2. Protezione catodica	127
7.2.2.3. Armature in acciaio inossidabile	129
7.2.2.4. Rivestimenti zincati delle barre	129
7.2.3. Confronto indicativo dei costi	129
7.3. Approccio di tipo prestazionale	130
7.3.1. Metodo probabilistico ai fattori parziali	130
7.3.1.1. Corrosione indotta da carbonatazione.....	130
7.3.1.2. Corrosione indotta da cloruri	132
CONCLUSIONI.....	134
BIBLIOGRAFIA.....	i

INTRODUZIONE

L'aumento dell'aggressività e dell'inquinamento ambientale negli ultimi decenni sta degradando fortemente le strutture in calcestruzzo, materiale che fino a poco tempo fa si riteneva fosse inalterabile e di durata illimitata.

Tra le varie forme di degrado sulle strutture in cemento armato ve n'è una che è la più invasiva e presente: la corrosione dell'acciaio delle barre di armatura, innescata da fattori esterni quali ingresso di cloruri all'interno del calcestruzzo o carbonatazione ed alimentata dalla presenza di aria ed acqua.

Tale fenomeno è in grado di ridurre l'area resistente a trazione, l'aderenza delle barre a causa della modifica della forma superficiale ed in grado di generare fessurazioni nel calcestruzzo, inducendo un forte abbattimento delle capacità sezionali in termini di duttilità e resistenza.

Il problema dell'insacco della fessurazione nel cemento armato è fondamentale nella definizione della capacità residua della sezione in quanto, nel momento in cui si formano le fessure, si hanno ingressi preferenziali per acqua e ossigeno, che fungono, una volta che l'armatura si è depassivata, da carburante al fenomeno della corrosione.

Nella presente tesi verrà analizzato in dettaglio il fenomeno della corrosione indotta da carbonatazione ed, in particolare, da cloruri, studiando le diverse teorie disponibili in letteratura;

Inoltre verrà considerata anche un'ulteriore teoria, quella del confinamento, che verrà adattata al caso in questione, per poi svolgere successivamente delle applicazioni numeriche e confrontare tra loro i risultati, per capire se quest'ultima sia idonea o meno a descriverne il fenomeno.

CAPITOLO 1

DEGRADO DEL CALCESTRUZZO

1.1. Breve cenno sui principali componenti del calcestruzzo [2]

I componenti del calcestruzzo si dividono in due gruppi principali:

- Inerte, ovvero gli aggregati, formati da sabbia, ghiaia o pietrisco;
- Collante o matrice cementizia, formato da acqua e legante.

Tra i leganti il più diffuso è il cemento Portland, prodotto dalla cottura di terre calcareo-argillose, ottenendo il clinker che viene successivamente macinato assieme ad una piccola parte di gesso o anidrite, quest'ultimo con la funzione di regolatore di presa, rallentando la fase di presa che altrimenti sarebbe troppo breve ed impedirebbe la lavorabilità del cemento.

Aggiungendo dell'acqua si producono reazioni chimiche tra acqua e cemento, ovvero il processo di idratazione, producendo nel tempo variazioni fisiche e l'acquisizione delle proprietà desiderate:

- Presa, ovvero perdita di lavorabilità;
- Indurimento, ovvero acquisizione delle proprietà meccaniche.

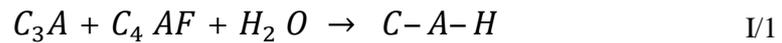
Se, oltre al clinker e gesso, vengono macinati anche altri prodotti quali pozzolana, loppa d'altoforno, cenere volante, ... si ottengono altri tipi di cemento, quali il pozzolanico oppure d'altoforno o altri.

A questi componenti possono essere ulteriormente aggiunti additivi, fibre metalliche o polimeriche per migliorare le prestazioni finali del calcestruzzo.

1.1.1. Prodotti dell'idratazione del cemento

Il clinker è costituito da due principali famiglie: due alluminati presenti circa al 20%, C_3A e C_4AF , principali responsabili del fenomeno della presa e, per l'80% due silicati, C_3S e C_2S , responsabili dell'indurimento.

Gli alluminati, a contatto con l'acqua, fanno attivare il fenomeno di presa, producendo C-A-H, ovvero C_3AH_6 , C_2AH_8 , ... come mostrato nella reazione I/1:

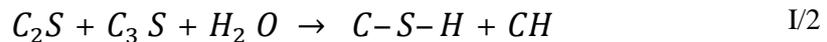


Il C-A-H è costituito da una struttura a lamine o cubi e, quindi, non contribuisce al raggiungimento della resistenza meccanica in quanto l'interazione tra le particelle è debole.

Il gesso aggiunto funge, come esposto precedentemente, da regolatore di presa, producendo ettringite primaria, la quale, ricoprendo gli alluminati, impedisce il contatto immediato con l'acqua e quindi ritarda l'idratazione.

L'acquisizione della resistenza nel tempo è imputabile, invece, ai silicati; in particolare il C_3S produce una quantità maggiore di calore ma acquisisce la resistenza meccanica più velocemente nel breve termine anche se poi, nel lungo periodo, entrambi i silicati raggiungono una resistenza identica.

Il prodotto della reazione di idratazione dei silicati è il C-S-H e l'idrossido di calcio, definito CH, come mostrato in I/2:



Il C-S-H è il responsabile dell'indurimento e dell'acquisizione della resistenza, attraverso lo sviluppo di fibre che, nel tempo, si allungano ed intrecciano tra di loro creando legami sempre più forti.

Il CH invece, ovvero la calce, non contribuisce alla resistenza ma svolge un ruolo fondamentale per la delle barre di armatura, ricoprendole con un film di ossido ferrico che lo protegge dalla corrosione.

1.2. Cause di degrado del calcestruzzo [2] [8] [31] [41]

Le cause più frequenti di degrado del calcestruzzo, escludendo quelle di tipo eccezionale, sono chimiche e fisiche, tra cui:

- 1) Corrosione delle barre di armatura promossa da carbonatazione o da ingresso di cloruri;
- 2) Attacco solfatico della matrice cementizia;
- 3) Reazione alcali-aggregati;

4) Degrado da gelo e disgelo.

Di seguito si riporterà una breve esposizione di ognuna delle cause citate.

1.2.1. Corrosione delle barre di armatura

La corrosione delle barre di armatura costituisce uno dei fattori più importanti di degrado dei materiali in cemento armato; il processo consiste nella trasformazione, sotto determinate condizioni ambientali, dell'acciaio in ossidi ferrici, ovvero ruggine.



Figura 1.1 – Degrado di una parete in c.a. a causa della corrosione e, a destra, dettaglio delle corrosione delle barre con riduzione di sezione [41]

Tale fenomeno è imputabile principalmente a due cause:

- Carbonatazione del calcestruzzo
- Ingresso di cloruri

Tale argomento costituisce il fulcro della presenti tesi, quindi verrà esposto in forma estesa nel capitolo successivo, al quale si rimanda per spiegazioni approfondite sul tema

1.2.2. Attacco solfatico

1.2.2.1. Descrizione del fenomeno

Lo ione SO_4^- può essere presente negli aggregati del calcestruzzo (definito attacco solfatico interno) come impurità oppure nell'acqua o terreni circostanti

alla costruzione in calcestruzzo (attacco solfatico esterno), soprattutto in tubazioni interrate, gallerie o palificate.

L'attacco solfatico interno non verrà trattato in questa sede in quanto esula dallo scopo di questa indagine che prevede l'analisi del degrado del calcestruzzo a causa di agenti esterni.

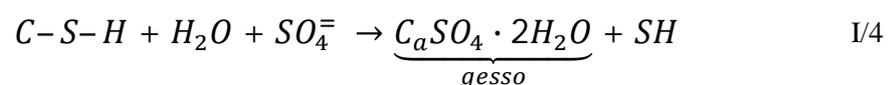
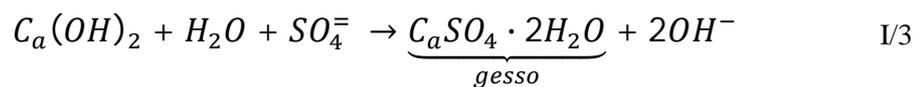
Nell'attacco solfatico esterno lo ione $SO_4^{=}$, dopo essere stato trasportato dall'acqua all'interno della matrice cementizia, reagisce con i componenti di essa, producendo l'ettringite, un sale che, rigonfiandosi, provoca fessurazioni fino a spaccare il calcestruzzo.



Figura 1.2 – Degrado di una parete in c.a. a causa di acqua solfatica [2]

Il fenomeno può essere scomposto in due fasi:

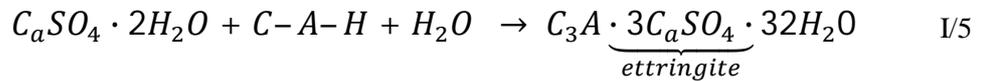
- 1) Inizialmente lo ione solfato interagisce con l'idrossido di calcio (I/3) oppure con il C-S-H (I/4), ottenendo come prodotto il gesso:



L'effetto di tali reazioni è un rigonfiamento del materiale, a causa della formazione del gesso e nella seconda (I/4) si ha anche un calo di resistenza meccanica e di adesione a causa della decalcificazione, ovvero la perdita di calcio nel C-S-H, principale responsabile della resistenza del

calcestruzzo, il quale si trasforma in SH, silice idrata, priva di capacità legante.

- 2) Il gesso prodotto in I/3 o I/4 reagisce successivamente con gli alluminati di calcio idrati (C-A-H) ottenendo ettringite secondo la I/5:



Il prodotto di tale reazione è definito ettringite secondaria; a differenza dell'ettringite primaria che si forma nel momento della presa del calcestruzzo in maniera omogenea e genera benefici all'impasto creando un film protettivo attorno agli alluminati per rallentare il processo di idratazione, quella secondaria si verifica in maniera eterogenea soprattutto nella parte esterna, generando un brusco aumento di volume nella matrice già solidificata, provocando rigonfiamenti e fessurazioni.

Tale fenomeno risulta ancora più pericoloso quando si ha la presenza di carbonato di calcio $CaCO_3$ a temperature inferiori a 10° e in ambienti con umidità superiore al 95%, in quanto forma la thaumasite, che provoca la vera e propria decalcificazione riducendo il calcestruzzo in una consistenza pressoché liquida, causando conseguenze peggiori rispetto l'ettringite.

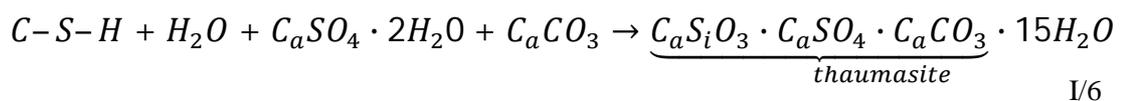


Figura 1.3 – Provini in calcestruzzo integro (a sinistra) con formazione di ettringite (al centro) e thaumasite (a destra) [2]

1.2.2.2. Diagnosi e prevenzione

Per stabilire se il degrado del calcestruzzo è imputabile all'attacco solfatico, si effettua un'analisi chimica per identificare la quantità di solfato presente; solitamente questa non sarà mai nulla in quanto una minima quantità viene aggiunta all'interno dell'impasto come regolatore di presa, quindi tipicamente la soglia critica è tra lo 0,4-0,6%.

Tale analisi chimica però non è in grado di stabilire che prodotti si siano formati e in che quantità; per questo è utile l'analisi diffrattometrica ai raggi x, in grado di determinare l'eventuale presenza di gesso, ettringite o thaumasite, come mostrato in *Figura 1.4*.

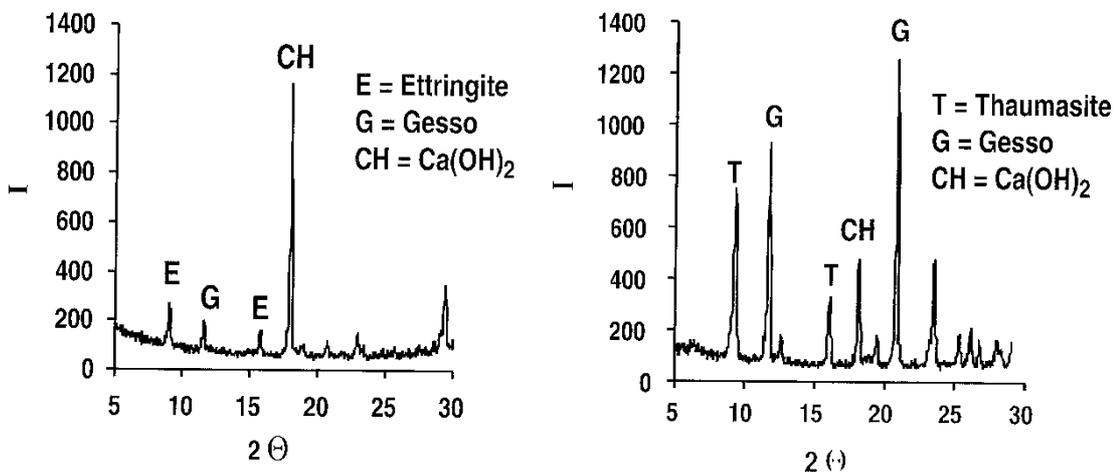


Figura 1.4 – Diffattogramma ai raggi X effettuato su provini degradati da attacco solfatico con formazione di ettringite a sinistra e di thaumasite a destra [41]

1.2.3. Reazione alcali-aggregati

1.2.3.1. Descrizione del fenomeno

Le parti di aggregato reattivo, costituito da silice amorfa o mal cristallizzata, reagiscono, qualora l'umidità sia superiore all'80%, con il sodio o potassio presente all'interno del calcestruzzo, oppure con l'NaCl proveniente dall'ambiente esterno a causa dei sali disgelanti o dell'acqua di mare; dalla reazione si genera un gel fortemente espansivo e voluminoso, che, rigonfiandosi, può determinare sollecitazioni notevoli all'interno del cemento, generando il degrado della struttura soprattutto se in prossimità della superficie. L'espansione può essere tale da produrre micro fessurazioni con macchie biancastre (silicato idrato) prima e macrofessure poi.



Figura 1.5 – Fessurazione e presenza di macchie biancastre [8]

Il fenomeno si manifesta soprattutto nella pavimentazioni industriali con spolvero superficiale il quale, contenendo un dosaggio di cemento molto elevato, presenta un'elevata quantità di sodio e potassio che andranno a reagire con la silice degli aggregati, causando il pop-out, ovvero il sollevamento dello strato di spolvero.



Figura 1.6– Rigonfiamento aggregato reattivo e successivo sollevamento dello spolvero [2]

Una volta che il calcestruzzo si è ammalorato entrerà nel materiale una maggiore quantità di umidità, accelerando il processo di reazione, a cui si aggiungerà anche un maggiore rischio di deterioramento dovuto al gelo-disgelo.

1.2.3.2. Diagnosi e prevenzione

L'analisi visiva costituisce il primo criterio di diagnosi: nel caso di degrado da reazione alcali-aggregati si osserverà infatti una particolare fessurazione del calcestruzzo, distribuita a ragnatela e di colore biancastro, ed un rigonfiamento causato dall'aumento di volume o, localmente, fenomeni di pop-out.

Successivamente è possibile rilevare i componenti mediante una prova colorimetrica all'esanitrocobaltato di sodio, che genera un colore giallo dove si è verificata la reazione, o un'analisi chimica.



Figura 1.7 – Risultato della prova colorimetrica [17]

La prevenzione si realizza attraverso le seguenti procedure:

- Non usare aggregati reattivi;
- Al contrario distribuire nel calcestruzzo una grande quantità di silice amorfa in maniera uniforme, in modo da ridurre fortemente il carattere distruttivo dell'espansione, solitamente localizzata in corrispondenza dei pochi grani reattivi;
- Non usare cementi ricchi di alcali (sodio o potassio);
- Mantenere la struttura asciutta.

1.2.4. Degrado da gelo e disgelo

1.2.4.1. Descrizione del fenomeno

La formazione di ghiaccio produce un aumento di volume, di circa il 9% rispetto quello dell'acqua liquida, provocando sforzi nel calcestruzzo; inoltre tale circostanza si verifica solitamente in maniera ciclica nel tempo, generando un meccanismo di fatica.

Se l'acqua presente all'interno dei vuoti del calcestruzzo, quindi, supera la soglia di saturazione critica, ovvero il 91,7% del volume totale, la formazione di ghiaccio provocherà tensioni molto elevate che porteranno spaccature nel calcestruzzo; in pratica però questo fenomeno potrebbe verificarsi anche se non si è raggiunta la soglia critica, a causa, ad esempio, di una distribuzione di acqua disomogenea all'interno del calcestruzzo che crea un superamento della soglia solo in una zona ristretta, in particolare se riguarda la parte corticale.



Figura 1.8– Degrado dovuto al gelo [17]

1.2.4.2. Diagnosi e prevenzione

L'analisi più immediata è di tipo visivo, osservando delaminazioni del calcestruzzo, come mostrato in *Figura 1.8*, successivamente, per accertarsi che il degrado sia imputabile ai cicli di gelo e disgelo, devono essere soddisfatte tre condizioni: l'alternarsi della temperatura attorno allo 0°C, presenza di umidità nel calcestruzzo e assenza di microbolle di aria nella pasta di cemento; quest'ultima condizione andrà verificata mediante un'osservazione al microscopio ottico.

Per limitare questo fenomeno di degrado è opportuno ridurre la microporosità capillare del cemento ed incrementare invece la macroporosità, ovvero bolle d'aria inglobate nella matrice, attraverso i seguenti accorgimenti:

- aggiungere alla miscela additivi aeranti:

in questo modo si introducono nella matrice delle microbolle d'aria (*Figura 1.9*) della dimensione di 50-250 μm , in grado di ospitare l'acqua che altrimenti andrebbe a saturare il reticolo, riducendo la pressione idraulica; perché le bolle siano funzionali a questo scopo è importante che la distanza

tra esse sia di qualche centinaio di μm , in modo da ridurre il più possibile il percorso che deve compiere l'acqua liquida dentro i pori. prima di alloggiarsi nelle bolle.

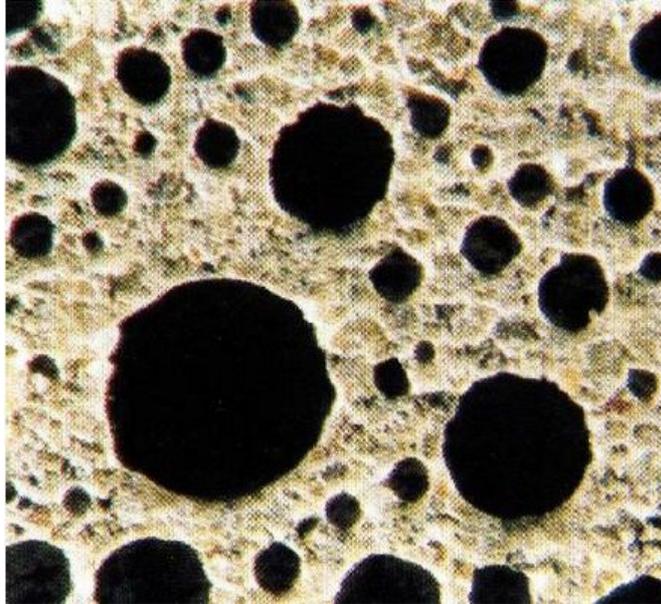


Figura 1.9– Bolle inglobate nella matrice cementizia [41]

- utilizzare un rapporto a/c basso;
- usare aggregati non gelivi, cioè capaci di resistere alla formazione di ghiaccio.

1.2.5. Dilavamento della superficie

1.2.5.1. Descrizione del fenomeno

Il dilavamento è un'azione fisica di asportazione di parte della matrice cementizia da parte dell'acqua corrente; in particolare viene asportata la calce ottenendo dei depositi biancastri di idrossido e carbonato di calcio; conseguenze peggiori si possono avere nel caso di acque con presenza di CO_2 oppure acque degli scarichi industriali, dove la CO_2 scioglie il carbonato per formare bicarbonato di calcio, prodotto molto solubile.



Figura 1.10– Effetto del dilavamento su una superficie in calcestruzzo[17]

1.2.5.2. Diagnosi

L'unico metodologia per evidenziare la presenza di dilavamento sulla superficie del calcestruzzo è un'analisi visiva attenta, in modo da individuare sulla superficie, se presenti, aggregati scoperti, liberi dalla matrice cementizia.

Altre analisi quali l'analisi ai raggi X non sono idonee nell'identificare questa tipologia di degrado in quanto il bicarbonato di calcio, essendo molto solubile, viene asportato subito dall'acqua e non può quindi essere individuato sulla superficie.

CAPITOLO 2

CORROSIONE DELLE ARMATURE METALLICHE

2.1. Descrizione delle fasi del fenomeno corrosivo [1] [3]

Nella vita delle strutture in calcestruzzo armato si possono individuare due fasi distinte e successive: la fase di innesco, nella quale si ha la penetrazione dell'anidride carbonica o dei cloruri all'interno del materiale fino a raggiungere la de passivazione del ferro, e la fase di propagazione (*Figura 2.1*)

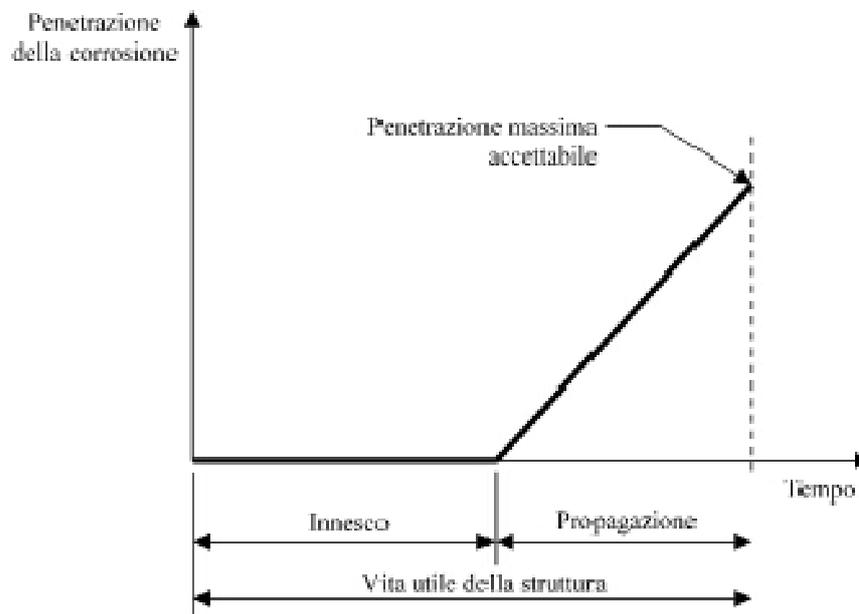
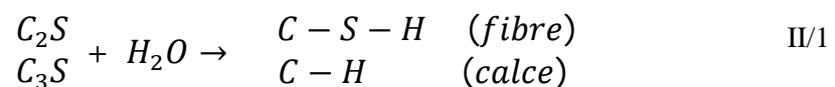


Figura 2.1 – Rappresentazione della fase di innesco e di propagazione (Modello di Tuutti)

2.1.1. Fase di innesco [8] [31]

Come mostrato precedentemente nel Capitolo 1.1, facendo reagire il cemento con l'acqua di impasto si ottengono principalmente due prodotti: le fibre e la calce.



Le fibre risultano tanto più intrecciate e legate tra loro quanto è minore il rapporto acqua/cemento, come si può notare in *Figura 2.2* ; infatti, diminuendo

il rapporto a/c, le fibre sono più vicine tra loro e, quindi, la struttura è meno porosa e più resistente.

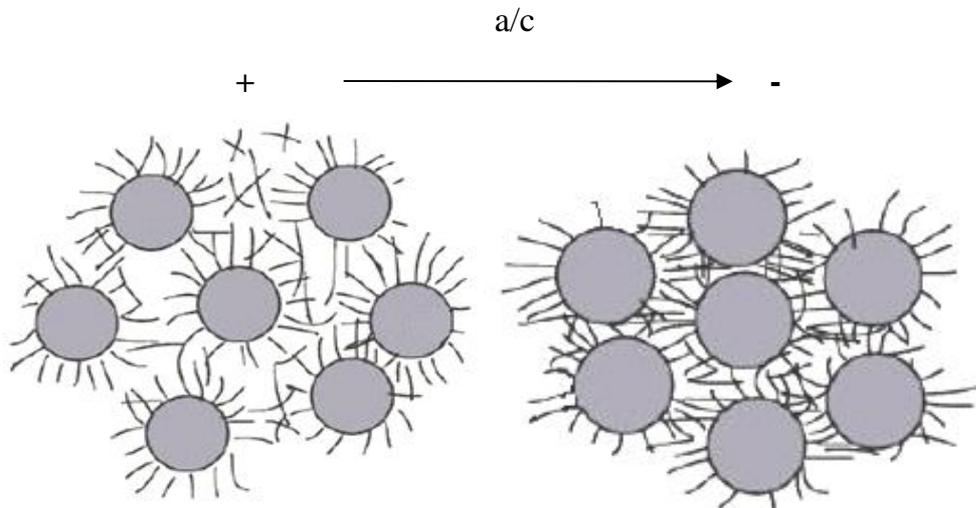


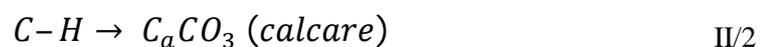
Figura 2.2 – Schema delle fibre all'interno del calcestruzzo, al variare del rapporto a/c

Le fibre sono le responsabili della resistenza del calcestruzzo mentre la calce contribuisce nel proteggere i ferri dalla corrosione, quando si hanno valori del pH tipicamente compresi tra 13 e 13,5, creando uno strato protettivo di ossidi sul ferro; questa condizione, definita di passività, è favorevole alla buona conservazione delle armature in quanto la presenza del film passivante sulla barra rallenta nettamente la velocità di propagazione della corrosione.

Tuttavia durante la vita di servizio il calcestruzzo si può depassivare, ovvero si può distruggere il film protettivo, a seguito di due possibili processi, come verrà esposto meglio nel Capitolo 2.2, ovvero:

- Carbonatazione

L'anidride carbonica proveniente dall'esterno penetra, attraverso i pori, all'interno del calcestruzzo, abbattendo il pH della soluzione presente nei pori dal valore iniziale di 13 ad un valore inferiore a 9 e trasformando la calce in calcare (II/2):



Il calcare a dispetto della calce non protegge più i ferri i quali, a contatto con ossigeno e umidità, si corrodono.

- Ingresso dei cloruri

In ambienti ricchi di cloruri essi penetrano all'interno del calcestruzzo e, una volta raggiunto una soglia critica (da 0,2 a 2,2%), provocano la rottura del film protettivo in alcune zone localizzate (pitting corrosion).

La corrosione da carbonatazione si presenta uniformemente distribuita sulla superficie delle armature, mentre la corrosione da cloruri è di solito di tipo localizzato (pitting corrosion), creando dei crateri (pit), circondati da zone non corrose.

2.1.2. Fase di propagazione ^[3] ^[6]

I fenomeni corrosivi risultano spesso segnalati dalla comparsa alla superficie esterna del calcestruzzo di macchie di ruggine oppure da danneggiamenti del copriferro provocati dall'azione espansiva dei prodotti di corrosione.

Una volta raggiunta la de passivazione, infatti, si produce corrosione ovvero la trasformazione dell'acciaio in ruggine, ovvero ossidi ferrici, dalla consistenza porosa, incoerente e voluminosa.



Tale fenomeno viene messo in moto solo se persistono contemporaneamente due condizioni: la presenza sulla superficie dell'armatura di ossigeno e di acqua. Nel dettaglio la corrosione è un processo elettrochimico che comporta la formazione di una cella elettrolitica nel calcestruzzo armato contenente: un anodo e un catodo (sulla superficie dell'acciaio) , un conduttore (l'acciaio) e un elettrolita (la soluzione acquosa presente nei pori).

Le reazioni elettrochimiche sono essenzialmente due:

- Reazione anodica: Nell'anodo il ferro si ossida e libera elettroni (II/4)



- Reazione catodica: Gli elettroni liberati vengono trasportati attraverso l'armatura nel catodo dove reagiscono con acqua e ossigeno, riducendo quest'ultimo (II/5)



Gli ioni OH^- generati si dirigono verso l'anodo attraverso l'elettrolita alimentando la formazione di ruggine, $\text{Fe}(\text{OH})_2$, come mostrato in II/6 :



Complessivamente il processo è il seguente:

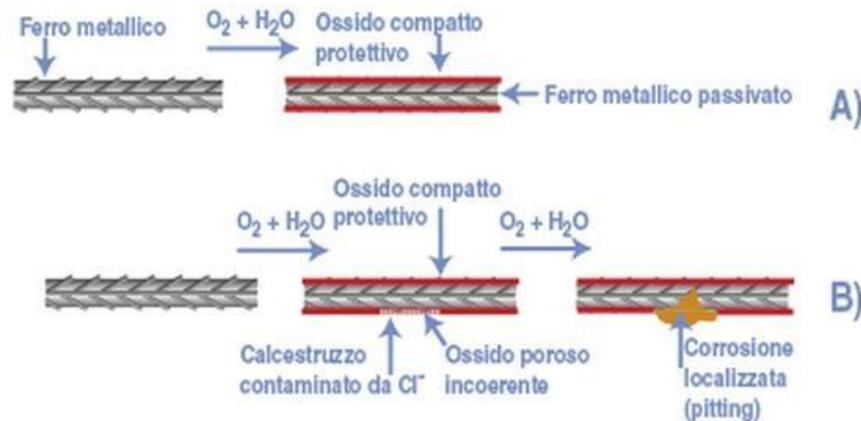
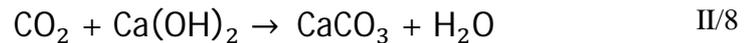


Figura 2.3 – A) Schema della passivazione del ferro
B) Pitting corrosion a causa di cloruri [5]

2.2. Cause della depassivazione

2.2.1. Corrosione da carbonatazione ^[41]

Quando l'anidride carbonica penetra nel calcestruzzo si avvia il processo di carbonatazione ovvero la trasformazione della calce in carbonato di calcio, secondo la seguente reazione:



La carbonatazione non provoca riduzione della resistenza meccanica del calcestruzzo anzi, in calcestruzzi ottenuti con cemento Portland riduce la porosità determinando una maggiore resistenza meccanica, ma determina invece importanti conseguenze sulle armature, riducendo il pH della soluzione nei pori del calcestruzzo dai valori iniziali di circa 13-14 a valori di circa 9; in tali circostanze si creano le condizioni favorevoli al processo di corrosione, in quanto si ha la depassivazione del ferro, cioè il film di ossido protettivo costituito precedentemente, diventando poroso ed inconsistente, non è più in grado di bloccare l'ossigeno e l'umidità.

Una volta depassivato il ferro e innescato il processo di corrosione delle armature queste aumentano il loro volume di circa sei volte, esercitando pressioni considerevoli all'interno del materiale con il rischio, in prossimità del copriferro, di avere il distacco di quest'ultimo e la conseguente espulsione del ferro (*Figura 2.4*); in queste condizioni si creeranno vie di accesso più facili per ossigeno e umidità, velocizzando sempre più il deterioramento dei ferri.



Figura 2.4 – Esempi di degrado dovuti alla CO₂ [17]

2.2.1.1. Valutazione strato carbonato

La reazione di carbonatazione ovviamente inizia dalla superficie esterna del calcestruzzo per poi penetrare all'interno; lo spessore x dello strato carbonato è proporzionale alla radice quadrata del tempo, secondo la seguente relazione:

$$x = K \cdot \sqrt{t} \quad \text{II/9}$$

con x espresso in mm e t in anni.

Il coefficiente K , che esprime la velocità con cui avanza la carbonatazione, è funzione delle condizioni ambientali e delle caratteristiche intrinseche del calcestruzzo, in particolare funzione dell'umidità e della porosità: aumentando la densità del calcestruzzo, e quindi la sua resistenza a compressione, K diminuisce velocemente, mentre K è massimo nell'intervallo di umidità 50-80%.

Una previsione esatta di K è difficile, ma un valore indicativo per calcestruzzi compatti è $K=1$ (ovvero $x=8$ mm in 50 anni) mentre per quelli porosi può raggiungere valori fino a 10 ($x=40$ mm in 15 anni).

Lo spessore x di strato carbonato è determinabile sperimentalmente spruzzando sulla superficie esposta all'aria una soluzione di fenolftaleina; se il pH risulta inferiore a 11 tale soluzione cambierà colore diventando grigia, mentre le zone non carbonatate risulteranno di una colorazione rosata, come viene mostrato in *Figura 2.5*.



Figura 2.5 – Carota di c.a. sottoposta a prova colorimetrica per valutare lo strato carbonato [8]

Eseguendo una campagna di misure dello strato carbonato a diversi tempi di esposizione, interpolando tali risultati in un grafico $x-t^{1/2}$ (grafico di *Figura 2.6*), è possibile determinare il coefficiente K come la pendenza di tale grafico.

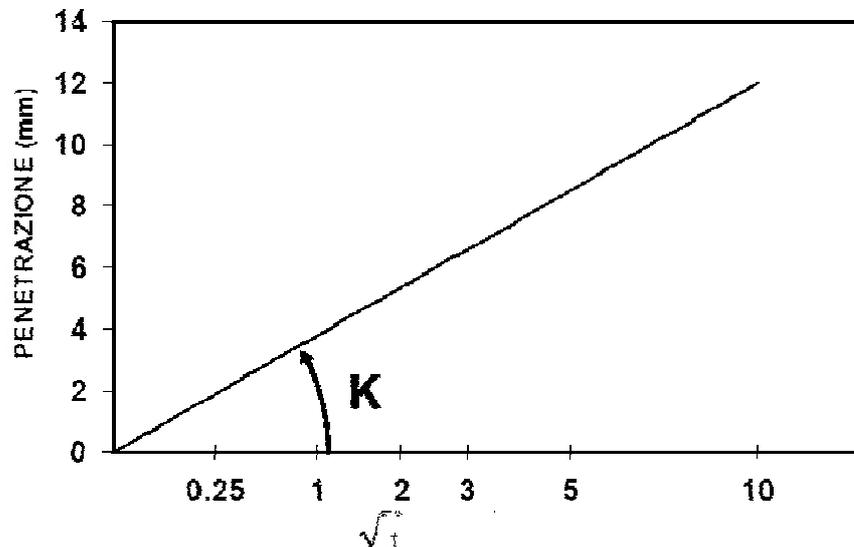


Figura 2.6 – Diagramma della profondità penetrazione della carbonatazione in funzione di $t^{1/2}$ costruito per punti tramite prove colorimetriche [8]

Una procedura più rapida per stabilire con buona approssimazione il tempo necessario alla carbonatazione del copriferro consiste nell'effettuare il test alla fenolftaleina sul campione estratto determinando lo spessore penetrato e, conoscendo l'età della struttura, si determina K ; Invertendo la II/9 è quindi possibile definire il tempo necessario affinché tutto il copriferro venga carbonato.

2.2.1.2. Legame con umidità relativa e porosità [3]

La velocità di trasporto della CO_2 è nettamente maggiore nelle soluzioni dei pori saturi di aria piuttosto che di acqua, se l'umidità relativa è maggiore all'80% si ha un forte abbattimento della velocità di assorbimento della CO_2 ; d'altro canto però non si ha attivazione della carbonatazione senza presenza di acqua quindi per umidità inferiori al 40% tale processo risulta trascurabile.

Il tasso di umidità più pericoloso per il fenomeno della carbonatazione, dunque, è quello compreso tra il 50 e l'80% , come mostrato nel grafico di *Figura 2.7*.

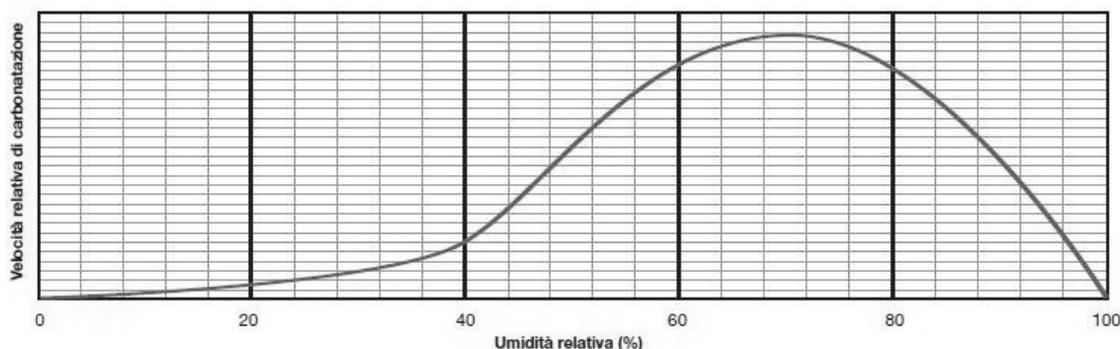


Figura 2.7 –Andamento della velocità di carbonatazione in funzione dell'umidità relativa [17]

Altro parametro fondamentale nella propagazione del fenomeno della carbonatazione è la porosità, infatti aumentando quest'ultima si ha un aumento della velocità di carbonatazione, mentre il tempo di stagionatura risulta inversamente proporzionale alla velocità di propagazione.

La velocità di propagazione media per strutture esposte all'esterno è compresa tra 5-10 $\mu\text{m}/\text{anno}$, mentre all'interno tra 1-2 $\mu\text{m}/\text{anno}$.

2.2.1.3. Accorgimenti di protezione alla corrosione da carbonatazione

- Ridurre il rapporto acqua-cemento ($\leq 0,50$)

In questa maniera si rende il cemento meno poroso, riducendo l'ingresso all'interno del calcestruzzo di CO_2 , ma anche dell'acqua e ossigeno, i due elementi che consentono lo sviluppo della ruggine;

- Aumentare lo spessore del copriferro (≥ 3 cm nel c.a., ≥ 4 nel c.a.p.)

In questo modo viene aumentata la distanza che la CO_2 deve compiere per raggiungere il copriferro per poi depassarlo.

2.2.2. Corrosione da cloruri [2]

La corrosione indotta da cloruri è molto più aggressiva rispetto quella dovuta a carbonatazione; in questa tesi si cercherà in particolare di mettere a fuoco questo attacco corrosivo e nel Capitolo 3 verranno riportate nel dettaglio le leggi che ne definiscono la sua propagazione.

La corrosione da cloruri risulta rilevante in due casi in particolare:

- Negli edifici eretti in prossimità delle zone costiere, in particolare nelle zone di bagna-asciuga o alle zone esposte a spruzzi di acqua marina in quanto si trova anche l'aria umida necessaria per alimentare il processo corrosivo;
- Nelle strutture viarie quali viadotti, autostrade, aeroporti soprattutto montani, a causa dei sali disgelanti distribuiti per rimuovere il ghiaccio dalle pavimentazioni nei periodi invernali.



*Figura 2.8 – A) Corrosione dei ferri nelle zone esposte agli spruzzi dell'acqua.
B) Corrosione dei ferri in una trave in c.a. di una struttura esposta a salatura in inverno.[5]*

I cloruri provenienti dell'esterno penetrano nel calcestruzzo e, una volta raggiunta l'armatura, provocano la sua depassivazione se presenti in quantità superiore alla soglia critica; non esiste un valore univoco, indicativamente è pari allo 0,4-1% rispetto al peso in cemento per le strutture esposte all'aria, mentre per quelle immerse è di circa un ordine di grandezza superiore.

La raccomandazione RILEM TC 124 (*Figura 2.9*) indica in modo approssimato la soglia di cloruro critica in funzione delle condizioni ambientali.

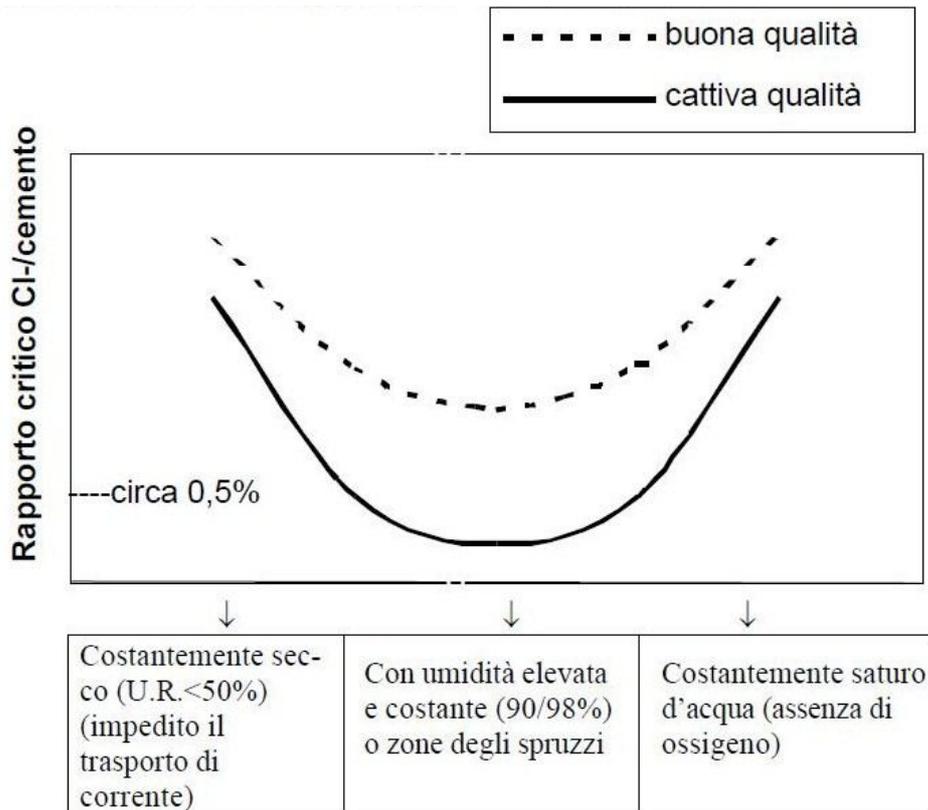


Figura 2.9– Soglia critica della quantità di cloruro in funzione delle condizioni ambientali

La presenza di cloruri può essere dovuta anche alla presenza di essi nell'impasto, ad esempio nell'acqua o nell'aggregato.

Per continuare il processo di corrosione è comunque necessaria, come nel caso precedente, la contemporanea presenza di ossigeno e acqua.

Le condizioni peggiori sono quelle in cui vi è un'alternanza tra asciutto e bagnato, come negli edifici vicini a zone soggette a maree o nei ponti dove vengono usati sali disgelati per un periodo dell'anno; in questo caso la velocità di produzione di corrosione aumenta notevolmente in quanto sia acqua che aria penetrano all'interno del materiale, alimentando il fenomeno.

Si riporta in *Figura 2.10* l'andamento della velocità di corrosione in funzione della profondità del livello marino; si può notare che la velocità di corrosione è massima in corrispondenza delle zone di bagnasciuga a causa dell'alto potere di ossigenazione creato dal moto ondoso.

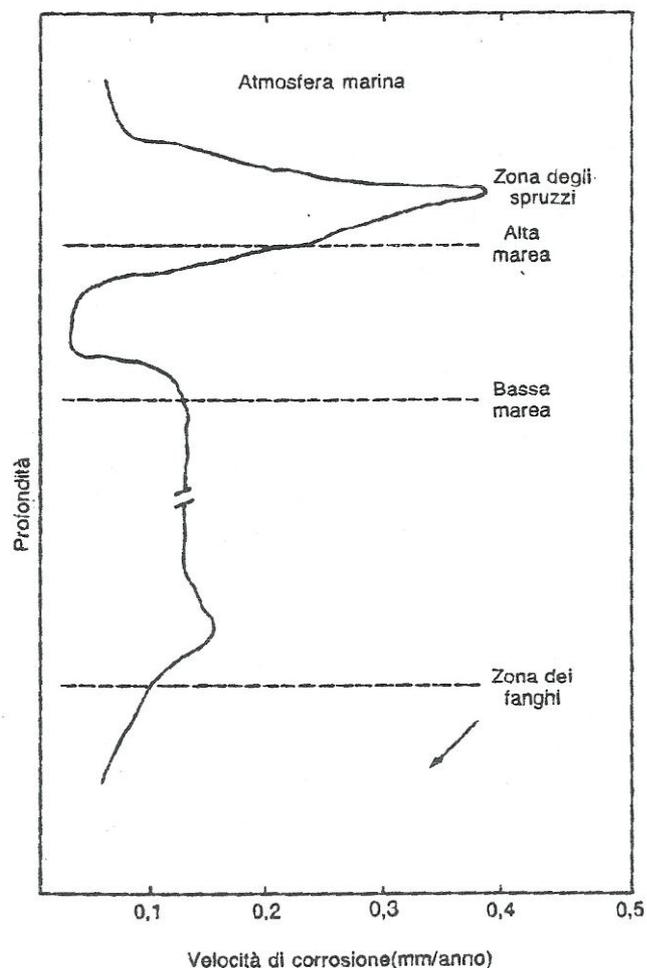


Figura 2.10 – Andamento della velocità di corrosione in funzione della profondità marina [7]

Inoltre la corrosione marina riguarda anche le strutture non immerse poste ad una certa distanza dal mare, le quali vengono raggiunte da un pulviscolo marino; a questo si aggiunge anche la particolare condizione climatica nelle zone di mare, caratterizzata da umidità relativa molto alta o alternanza di brezze. La corrosione indotta da cloruri è di tipo localizzato, definita pitting corrosion, e può determinare in un brevissimo tempo il deterioramento del tondino di ferro.

2.3. Principali parametri della corrosione

2.3.1. Velocità di corrosione dell'acciaio [32]

La velocità di corrosione, ovvero la velocità di penetrazione nella barra, è mutevole in funzione delle condizioni ambientali cui è sottoposto il tondino di armatura. Solitamente viene misurata in $\mu\text{m}/\text{anno}$, anche se nella prove di

laboratorio si usano le unità elettrochimiche, ovvero $\mu A/m^2$; l'espressione di conversione tra le due unità di misura viene riportata di seguito:

$$1 mA/m^2 = 0,1 \mu A/cm^2 = 1,17 \mu m/anno$$

Si riporta di seguito in *Figura 2.11* un grafico realizzato da Pedefferri [32] che riporta indicazioni approssimate sulla velocità con cui si producono i fenomeni corrosivi al variare del tipo di calcestruzzo e delle condizioni ambientali.

Come si può notare nel grafico, per le opere in cemento armato comuni le conseguenze dell'attacco sulle armature sono trascurabili finché la velocità di corrosione si mantiene al di sotto di 1,5-2 $\mu m/anno$.

Quando invece supera i 2 $\mu m/anno$, i prodotti di corrosione si accumulano all'interfaccia armatura/calcestruzzo provocando dapprima una riduzione di aderenza e poi danneggiamenti nel calcestruzzo.

Si noti che le velocità di corrosione promosse da cloruri sono superiori rispetto quelle innescate da carbonatazione, e possono portare, una volta innescato il processo corrosivo, in tempi molto brevi a riduzioni inaccettabili della sezione delle armature anche nelle comuni condizioni di esposizione atmosferica.

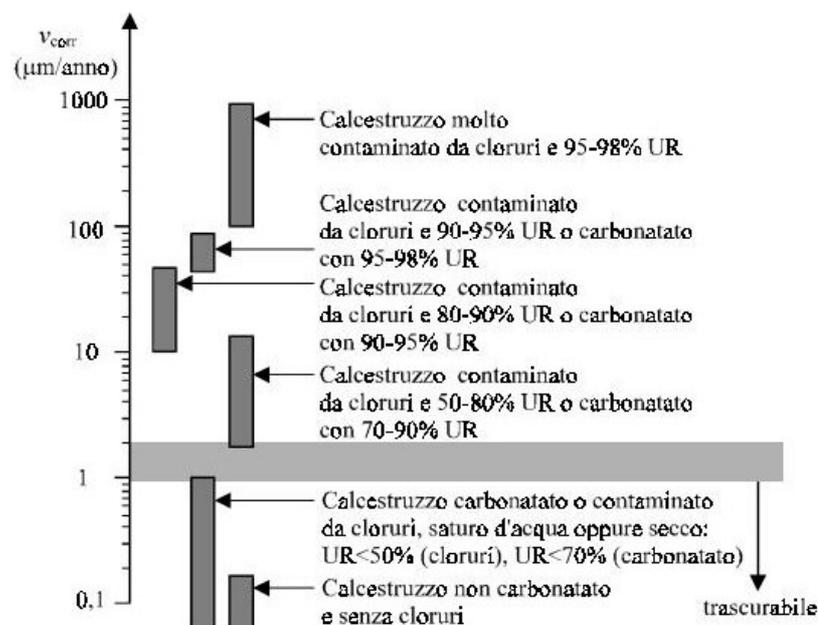


Figura 2.11 – Indicazioni approssimate della velocità di corrosione al variare delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo secondo Pedefferri [32]

2.3.2. Tasso di corrosione i_{corr} [13]

Il tasso di corrosione i_{corr} è funzione della temperatura, del contenuto di cloruri e del tempo.

Liu & Weyers hanno realizzato un modello analizzando per un periodo di cinque anni 44 campioni di trave da ponte di diverse caratteristiche sottoponendoli a diverse condizioni, ovvero facendo variare il contenuto di cloruri, lo spessore del copriferro, la dimensione e la spaziatura dei ferri; questi parametri sono stati monitorati nel tempo e, dall'osservazione di questi, sono stati realizzati dei modelli in grado di rappresentarne la variazione nel tempo. Come si è potuto osservare dalla sperimentazione il tasso di corrosione dipende dalla temperatura, contenuto di cloruri, resistenza del calcestruzzo e tempo di esposizione; si riporta di seguito in II/10 il modello realizzato da Liu & Weyers per valutare l'indice di corrosione in funzione dei suddetti parametri:

$$\ln 1,08 \cdot i_{corr} = 8,37 + 0,618 \cdot \ln(1,69 \cdot C_l) - \frac{3034}{T} - 0,000105 \cdot R_c + 2,32 \cdot t^{-0,215}$$

II/10

con:

i_{corr} espresso in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$;

C_l = contenuto di cloruri solubile in acqua in kg/m^3 , valutato attraverso la prova normata dalla ASTM C1218;

T = Valore della temperatura in corrispondenza dell'acciaio, valutata in $^{\circ}\text{K}$;

R_c = Resistenza elettrica del copri ferro, valutata in Ohm;

t = tempo di esposizione a partire dall'istante di depassivazione, valutato in anni.

L'andamento dell'indice di corrosione in funzione della temperatura, del contenuto di cloruri e del tempo fornito dai test sperimentali [12] è illustrato in *Figura 2.12*; come previsto i grafici mostrano come il tasso di corrosione aumenti incrementando la temperatura ed il contenuto di cloruri, mentre diminuisce rapidamente all'inizio della fase di corrosione per poi raggiungere un valore pressoché costante dopo circa un anno.

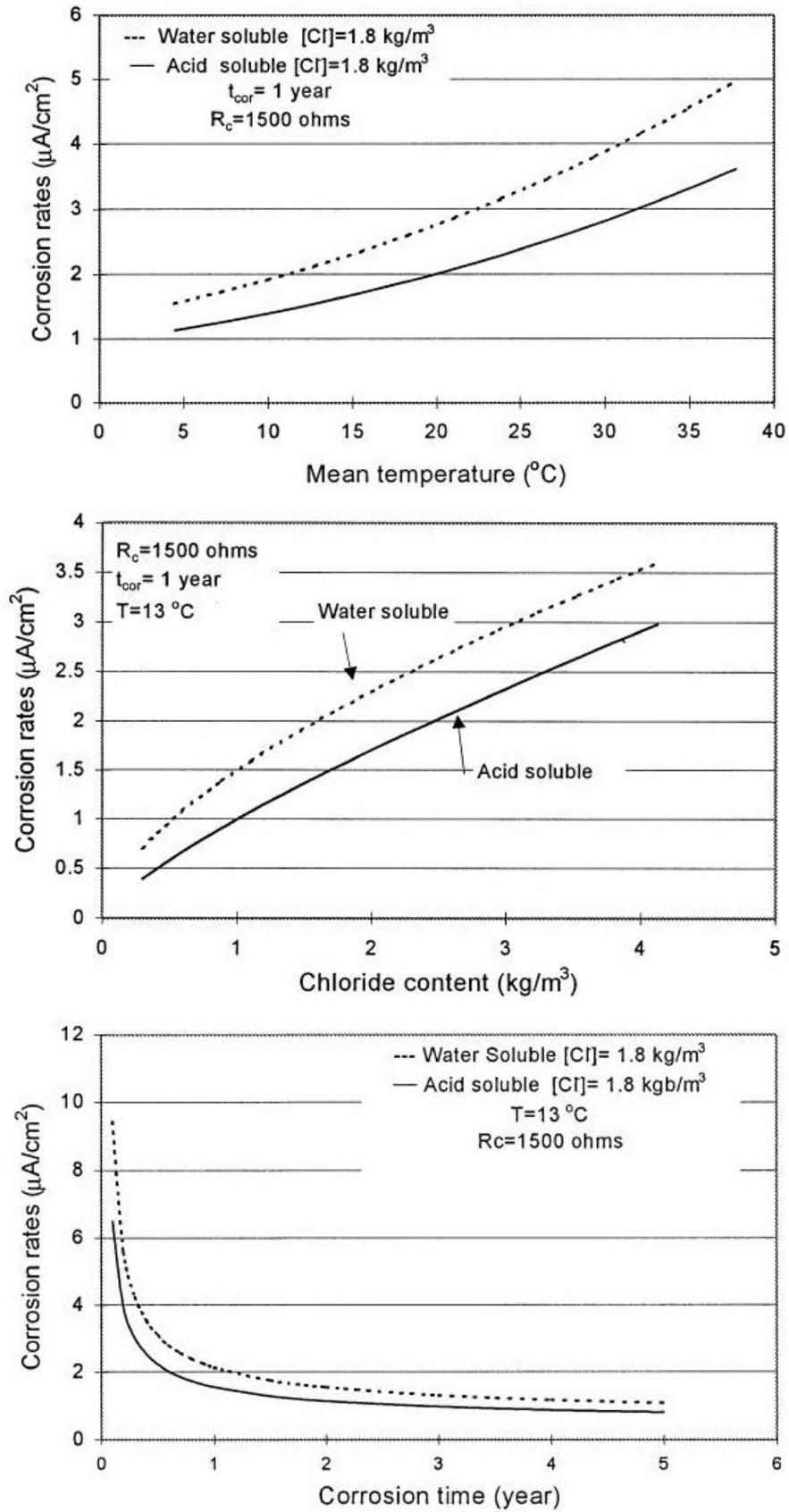


Figura 2.12 – Andamento del tasso di corrosione al variare della temperatura, del contenuto di cloruri e del tempo di corrosione [13]

Sebbene il tasso di corrosione sia una funzione di numerosi parametri visti sopra, negli esempi che verranno esaminati nel Capitolo 5 verrà, per semplicità, considerato un valore costante.

2.4. Conseguenze della corrosione

Le conseguenze a cui porta un attacco corrosivo sull'armatura sono le seguenti:

- Riduzione della sezione del tondino di armatura, con conseguente diminuzione della capacità portante;
- Diminuzione della capacità di confinamento delle staffe e dunque maggior rischio di instabilità delle armature principali;
- Riduzione della duttilità;
- Diminuzione dell'aderenza calcestruzzo-armatura;
- La corrosione è un fenomeno espansivo, infatti produce ossidi che occupano un volume pari a 4-5 volte quello iniziale, con conseguente formazione di fessure nel calcestruzzo;
- Può portare a rotture fragili, soprattutto per acciai ad alta resistenza.

CAPITOLO 3

TEMPO DI INNESCO DELLA CORROSIONE INDOTTA DA CLORURI

Si definisce tempo di innesco della corrosione indotta da cloruri il tempo necessario per raggiungere il tenore critico di cloruri all'interno del cemento; questo dipenderà dal tenore di cloruri presenti sulla superficie esterna e all'interno dalla pasta cementizia, dallo spessore del copriferro e dalle caratteristiche proprie del cemento.

3.1. Meccanismi di penetrazione dei cloruri

I meccanismi principali di penetrazione sono principalmente due: la diffusione ed una combinazione tra diffusione e convezione.

3.1.1. Diffusione ^[1]

Il fenomeno di diffusione costituisce il principale meccanismo di penetrazione dei cloruri. Tale meccanismo si manifesta nei calcestruzzi saturi di acqua a contatto con soluzioni concentrate di cloro; in questo caso si crea un gradiente di concentrazione tra esterno e interno in grado di attivare uno spostamento degli ioni di cloro all'interno dei pori capillari saturi dalla zona maggiormente concentrata a quella minore.

3.1.2. Convezione ^[6]

Il fenomeno di convezione è dovuto al movimento dell'acqua nei pori; i principali meccanismi responsabili di questo trasporto sono i seguenti:

- Assorbimento capillare

Fenomeno che si manifesta in soluzioni non sature di acqua, a contatto con acqua salina; esso risulta notevole anche per calcestruzzi ad alte prestazioni.

- Permeazione

Fenomeno significativo nei rivestimenti delle gallerie o nelle strutture off-shore immerse, a causa del gradiente di pressione idraulica sulla superficie.

- Aspirazione

Fenomeno che avviene soprattutto nelle fondazioni, rivestimenti di tunnel, quando una faccia di calcestruzzo è a contatto con l'acqua mentre l'altra è asciutta, si innesca uno spostamento di ioni dalla prima alla seconda faccia.

- Combinazione

Il fenomeno riguarda la combinazione dello ione cloruro con la matrice cementizia.

In questo caso gli ioni di Cl^- si combinano, mentre i componenti responsabili della corrosione sono solo gli ioni liberi, quindi non contribuiscono al raggiungimento della soglia critica, aumentando dunque il tempo di innesco.

Alcuni parametri che influenzano il fenomeno sono le aggiunte minerali come cenere volante o loppa, il pH, il solfato, la temperatura.

3.2. Modellazione dei processi di penetrazione [6]

3.2.1. Modello di diffusione

Il flusso degli ioni cloruro J_c attraverso una superficie piana, perpendicolare alla direzione di diffusione viene descritto attraverso la Prima Legge di Fick:

$$J_c = -D_e \cdot w_e \cdot \frac{\partial C_l}{\partial x} \quad \text{III/1}$$

in cui:

D_e = coefficiente di diffusione effettivo;

w_e = massa di acqua evaporabile per m^3 di calcestruzzo;

C_l = concentrazione di cloruro libero alla distanza x dalla superficie.

La concentrazione totale di cloruro nel calcestruzzo varia secondo la legge:

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = - \frac{\partial J_c}{\partial x} \quad \text{III/2}$$

Il fenomeno di diffusione del cloruro all'interno della matrice cementizia è regolato dalla Seconda Legge di Fick:

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ D_e \cdot w_e \cdot \frac{\partial C_l}{\partial x} \right\} \quad \text{III/3}$$

in cui:

C_t = concentrazione totale del cloruro nel calcestruzzo

D_e = il coefficiente di diffusione, funzione del rapporto acqua-cemento, del tempo di stagionatura e del tipo di cemento.

Raggruppando insieme i termini C_l e w_e in un unico parametro C_l' ed ipotizzando un coefficiente di diffusione costante si ottiene:

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ D_e \cdot \frac{\partial C_l'}{\partial x} \right\} \quad \text{III/4}$$

ipotizzando un coefficiente di diffusione D_e costante si ottiene:

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = D_e \cdot \frac{\partial^2 C_l'}{\partial x^2} \quad \text{III/5}$$

che esprime la variazione nel tempo della concentrazione totale di cloruri C_t all'interno del materiale in funzione del flusso J normale alla superficie o della variazione nello spazio della concentrazione di cloruri liberi C_l e del coefficiente di diffusione D_e .

3.2.2. Modello di diffusione e combinazione

La concentrazione totale di cloruro C_t è composto da:

$$C_t = C_c + w_e \cdot C_l \quad \text{III/6}$$

con:

C_c = cloruro combinato

C_l = cloruro libero

sostituendo la III/6 all'interno della III/4 si ottiene la seguente legge, che considera entrambi i fenomeni:

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ D_a \cdot \frac{\partial C_l'}{\partial x} \right\} \quad \text{III/7}$$

in cui:

D_a = coefficiente di diffusione apparente

$$D_a = \frac{D_e}{1 + \frac{1}{w_e} \cdot \frac{\partial C_c}{\partial C_l}} \quad \text{III/8}$$

3.2.3. Modello convettivo

Tale fenomeno è molto complesso e difficile da modellizzare, tuttavia Saetta e altri suggeriscono, per tenerne in conto, di aggiungere all'equazione III/7 il seguente termine, legato al flusso dell'acqua w :

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = \frac{C_t}{b} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} \quad \text{III/9}$$

ottenendo la scrittura finale:

$$\frac{\partial C_t}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ D_a \cdot \frac{\partial C_l'}{\partial x} \right\} + \frac{C_t}{b} \cdot \frac{\partial w}{\partial t} \quad \text{III/10}$$

3.3. Risoluzione [5]

3.3.1. Valutazione analitica dello strato penetrato dai cloruri

E' possibile prevedere i profili di concentrazione del cloruro nel tempo con buona approssimazione utilizzando la legge III/4.

Tale equazione può essere risolta se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- il coefficiente di diffusione è costante nel tempo e nello spazio;
- il contenuto superficiale di cloruri C_s è costante nel tempo;
- la dimensione del calcestruzzo che può essere penetrato dal cloruro è relativamente elevata (semi-infinita), in modo tale che sia sempre nulla la concentrazione di cloruro sul lato opposto alla sorgente di cloruro.

Per queste condizioni iniziali Collepardi e collaboratori hanno definito la III/11, soluzione analitica alla legge di Fick, che descrive come si propagano i cloruri, ovvero l'andamento del contenuto C alle varie distanze dalla superficie.

$$\frac{C - C_i}{C_s - C_i} = 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D}} \quad \text{III/11}$$

In cui:

C = concentrazione di cloruro ad una distanza x dalla superficie al tempo t ;

C_i = concentrazione iniziale di cloruro nel calcestruzzo dovuto alle materia prime;

C_s = concentrazione di cloruro sulla superficie;

erf = funzione errore;

D = coefficiente di diffusione apparente.

Essendo C_i solitamente trascurabile, assumendo $C_i = 0$, è possibile semplificare la III/11, diventando:

$$\frac{C}{C_s} = 1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D}} \quad \text{III/12}$$

Questa soluzione consente di determinare, noti D e C_s , un profilo di concentrazione del cloruro ad un determinato tempo e quindi stimare l'istante in cui sarà raggiunto il contenuto critico di cloruri per innescare la corrosione.

Si riportano nella *Figura 3.1* i valori della profondità di penetrazione x_1 , x_2 e x_3 calcolati mediante la III/12 rispettivamente ai tempi di esposizione t_1 , t_2 e t_3 crescenti.

Nel tempo il cloruro penetra nel calcestruzzo, così la concentrazione di cloruro, partendo da un valore iniziale C_s sulla superficie di contatto si annulla a distanze crescenti con il tempo, in quanto aumenta con il tempo il fronte di avanzamento come mostrato di seguito.

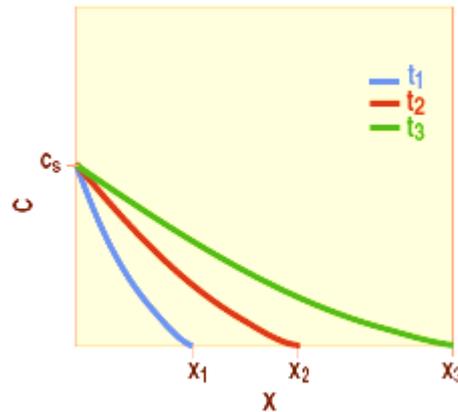


Figura 3.1– Profilo della concentrazione di cloruro C in funzione dello spessore di calcestruzzo penetrato x , per diversi tempi di esposizione, con $t_1 < t_2 < t_3$ [5]

Riportando i valori dello spessore di calcestruzzo penetrato in funzione della radice quadrata del tempo si ottiene la curva di Figura 3.2, la quale mostra come l'andamento sia analogo a quello ottenuto con la CO_2 .

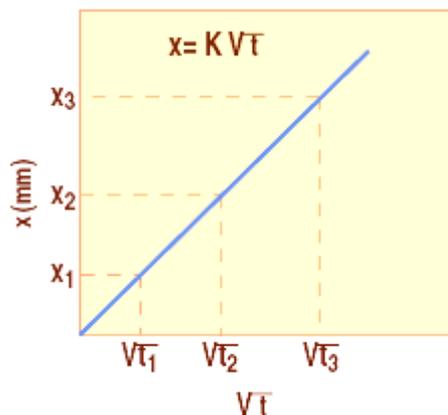


Figura 3.2–Spessore di calcestruzzo penetrato dal cloruro in funzione della radice quadrata del tempo [5]

Prima che Collepari e collaboratori iniziassero a modellare il fenomeno della diffusione dei cloruri attraverso la Seconda legge di Fick, si avevano a

disposizione solamente correlazioni di tipo empirico per valutare il tempo critico, come quella di Beaton e Stratful:

$$t_c = \frac{A \cdot X_d^{1,22}}{C_0^{0,42} \cdot a/c^{1,17}} \quad \text{III/13}$$

Con:

t_c espresso in anni;

A= costante, dipendente dal contenuto di cemento;

X_d = spessore del copri ferro in pollici;

C_0 = concentrazione di cloruri nell'acqua a contatto con il calcestruzzo.

3.3.2. Valutazione sperimentale dello strato penetrato dai cloruri [41]

Lo spessore penetrato da cloruri può essere determinato anche sperimentalmente, con una procedura simile a quella per definire la profondità di propagazione della CO_2 , mediante un test colorimetrico con un indicatore a base di fluoresceina e nitrato di argento che, spruzzato direttamente sulla frattura del provino, assume una colorazione rosata nelle zone penetrate dal cloruro e nera in quelle non penetrate (*Figura 3.3*)



Figura 3.3–Provino penetrato parzialmente da cloruri sottoposto a test colorimetrico [5]

Analogamente al caso carbonato è possibile, effettuando tale test in diversi tempi, rappresentare i dati ottenendo una curva analoga a quella di *Figura 3.2* e determinare la pendenza K di tale retta.

E' stato dimostrato da Collepari, Marcialis e Turriziani [4] che la pendenza K del diagramma ottenuto è correlabile al coefficiente di diffusione del cloruro mediante la relazione:

$$x = K\sqrt{t} = 4\sqrt{Dt} \quad \text{III/14}$$

Quindi, una volta effettuato il test colorimetrico a diversi tempi di esposizione e ottenuto il grafico di *Figura 3.2*, si misura la pendenza K e, invertendo la relazione III/14 si ottiene la relazione III/15 che consente di determinare il coefficiente di diffusione D.

$$D = \frac{K^2}{16} \quad \text{III/15}$$

Il valore di D così ottenuto ha significato per calcestruzzi saturi di umidità e ben stagionati, almeno 2-3 mesi, in modo da avere una porosità capillare uniforme e ,quindi, un coefficiente pressochè costante; qualora il calcestruzzo sia poco stagionato D diminuirà penetrando nel calcestruzzo in quanto diminuisce la porosità capillare.

Si riportano di seguito alcuni valori indicativi del coefficiente di diffusione del cloruro D in calcestruzzi con rapporto a/c=0,5 ma a diversa composizione:

Cemento	Grado di compattazione	Temperatura °C	D mm ² /anno ^{1/2}
Portland CEM I	1,00	10	25
Portland CEM I	1,00	25	50
Portland CEM I	1,00	40	100
Portland CEM I	0,95	25	100
pozzolanico CEM IV	1,00	10	20
pozzolanico CEM IV	1,00	25	30
pozzolanico CEM IV	1,00	40	40
pozzolanico CEM IV	0,95	25	60
d'altoforno CEM III	1,00	25	20
d'altoforno CEM III	0,95	25	50

* con a/c=0,40 i valori di D sono di un ordine di grandezza minore

Figura 3.4–Valori di D in calcestruzzi a diversa composizione [5]

Nel caso di strutture in ambiente marino i valori di C_s risultano prossimi al 3-4% nella zona degli spruzzi, mentre i valori di D_a variano da 10^{-9} a 10^{-7} cm^2/s , in funzione della permeabilità del calcestruzzo e della composizione del cemento; in particolare risulta rilevante la presenza della loppa d'altoforno granulata e macinata in quantità sufficientemente elevata in calcestruzzi ben stagionati.

I fattori che influenzano D , come verrà mostrato nel capitolo successivo attraverso grafici ottenuti da test sperimentali, sono i seguenti:

- Rapporto acqua/cemento: aumentando a/c aumenta la porosità, e conseguentemente anche D ;
- Grado di compattazione: aumentandolo cala D ;
- Tipo di cemento: con aggiunte di cenere volante, fumo di silice o loppa d'altoforno diminuisce D .
- Temperatura: Aumentando T aumenta D , anche se questo andamento risulta nettamente minore utilizzando cemento pozzolanico o d'altoforno;
- Tempo di stagionatura del calcestruzzo prima di esporlo ad acqua di mare.

Per quanto riguarda le strutture viarie soggette ai sali disgelanti non sarebbe corretto applicare l'equazione III/11, in quanto l'esposizione al sale non avviene in maniera continua; tuttavia è possibile calcolare il tempo di salatura superato il quale si ha la depassivazione attraverso la formula inversa di III/11 e, considerando un numero medio di giorni di salatura all'anno, si trova dopo quanti anni si raggiunge tale fenomeno.

3.3.3. Accorgimenti di protezione alla corrosione da cloruri [5]

- Ridurre il rapporto a/c;
- Utilizzare cemento pozzolanico o d'altoforno;
- Compattare il calcestruzzo attraverso una vibrazione efficace, in maniera tale da ridurre il più possibile la macroporosità del copriferro;

- Stagionare la superficie esposta del calcestruzzo con acqua nebulizzata, o proteggendola con teli bagnati o membrane anti-evaporanti;
- Aumentare lo spessore del copriferro.

CAPITOLO 4

TEMPO DI INNESCO DELLA CORROSIONE

APPLICAZIONI SPERIMENTALI

Nel seguente capitolo verranno riportati alcuni risultati di applicazioni sperimentali pubblicate in articoli di ricerca riguardanti la penetrazione di cloruri o anidride carbonica.

4.1. Valutazione sperimentale della profondità di penetrazione nel tempo per calcestruzzi a diverso rapporto a/c

Si riportano i risultati di una campagna sperimentale realizzata da Simonelli, Favero, Troli [27] atta a determinare, attraverso prove accelerate, la penetrazione nel tempo dei cloruri e della carbonatazione di provini di calcestruzzo; in ultima analisi viene anche analizzato il comportamento di tali provini ricoperti con rivestimenti membrane elastiche.

I provini sono costituiti da cubi di dimensione 10x10x10 cm e rapporto a/c pari a 0,40 e 0,80; metà di questi sono stati ricoperti con la membrana elastica dello spessore di 2 mm.

4.1.1. Prove di penetrazione accelerata dell'anidride carbonica

I provini sono stati inseriti in una camera di carbonatazione accelerata per 30 giorni, che corrisponde ad un'esposizione in atmosfera di circa 20 anni.

A intervalli di tempo poi, i provini sono stati rotti ed è stata eseguita su di essi la prova colorimetrica, ottenendo i risultati di *Figura 4.1*.

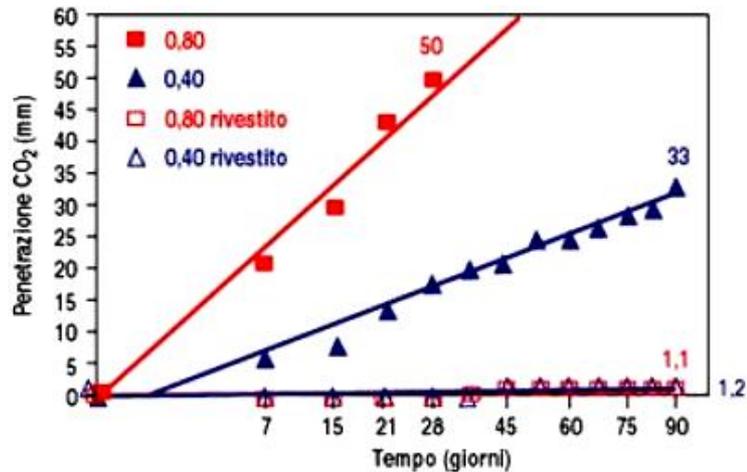


Figura 4.1–Profondità di carbonatazione ottenuta da prove accelerate [27]

Si può notare che, aumentando il rapporto a/c aumenta la penetrazione nei provini di calcestruzzo, mentre in quelli rivestiti la penetrazione è pressoché nulla indipendentemente dal rapporto a/c.

In particolare dopo 28 giorni i provini con a/c= 0,80 sono completamente carbonati, quelli con a/c= 0,40 subiscono una penetrazione di 15 mm per lato, mentre quelli rivestiti non subiscono penetrazione.

4.1.2. Prove di penetrazione accelerata ai cloruri

I medesimi provini sono stati immersi in una soluzione contenente il 6% di NaCl per 180 giorni, poi sono stati rotti ad intervalli di tempo ed è stata realizzata la prova colorimetrica su di essa, utilizzando fluoresceina e nitrato d'argento, ottenendo i risultati mostrati in *Figura 4.2*.

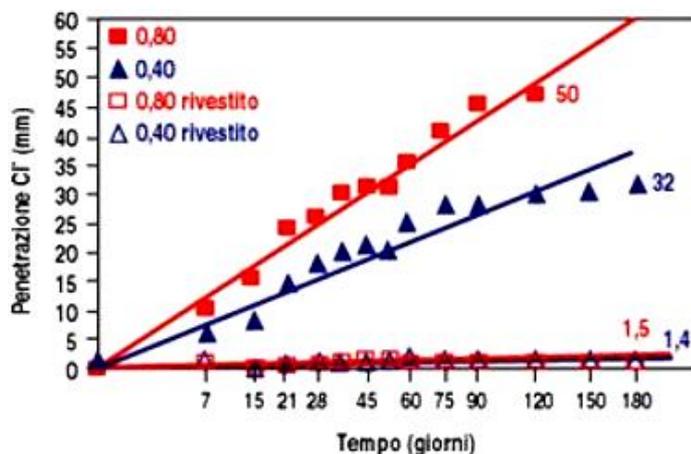


Figura 4.2–Profondità di penetrazione ai cloruri ottenuta da prove accelerate [27]

Anche in questo caso risulta molto maggiore la penetrazione nei cubi con rapporto a/c più grande e pressoché nulla la penetrazione ai cloruri nei cubi rivestiti; in particolare i cubi con a/c=0,80 vengono completamente penetrati dopo 120 giorni di esposizione.

Le prove accelerate appena esposte sono utili a capire l'importante ruolo dei rivestimenti elastici nella penetrazione ai cloruri ed alla carbonatazione, in grado di aumentare la durabilità della sezione in modo notevole.

4.2. Valutazione sperimentale della profondità di penetrazione ai cloruri per calcestruzzi di diversa composizione

Collepari, Marcialis, Turriziani [28] hanno redatto una compagna di misure per valutare la penetrazione del cloruro in calcestruzzi a diversa composizione; in particolare sono stati analizzati i seguenti composti:

- a) Cemento Portland;
- b) Cemento d'altoforno;
- c) Cemento pozzolanico;
- d) Cemento pozzolanico ad alta resistenza chimica.

Successivamente sono stati realizzati provini cilindrici con diametro di 5 cm ed altezza di 10, con rapporti a/c pari a 0,50 e 0,60; dopo averli stagionati e sottoposti per un tempo fino a 400 giorni ad una soluzione di CaCl_2 i provini sono stati tagliati longitudinalmente e sottoposti a prova colorimetrica.

I risultati vengono mostrati in *Figura 4.3*, distinguendo i provini con calcestruzzo vibrato o no e sottoposti ad una soluzione di CaCl_2 pari a 30 g ed 80 g/l; si riporta di seguito la legenda utilizzata nei diagrammi.

—	non vibrato
- - -	vibrato
● ▲	80 g/l.
○ △	30 g/l.

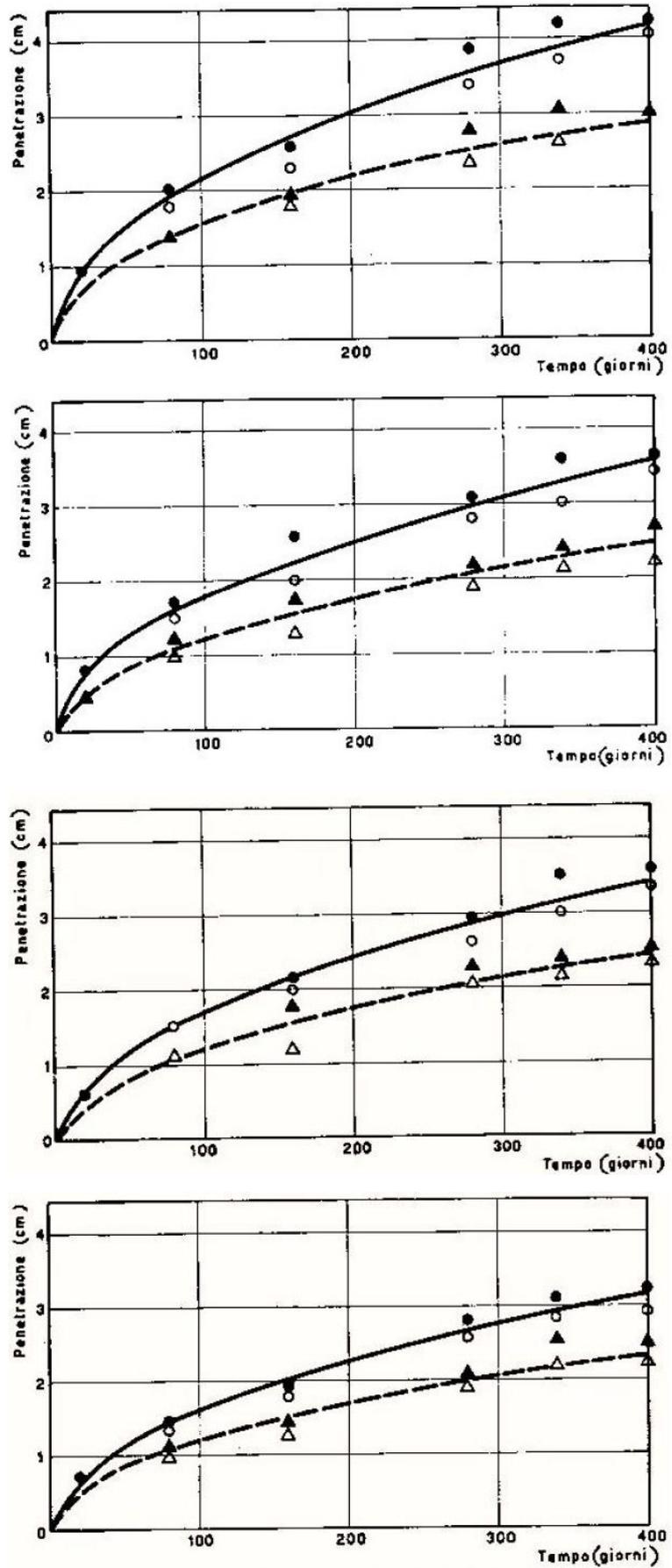


Figura 4.3–Penetrazione del cloruro nei cementi a diversa composizione a), b), c) e d) [28]

Si può notare dai grafici di *Figura 4.3.* che la penetrazione ai cloruri diminuisce passando da un cemento portland, ad uno pozzolanico o d’altroforno; infatti l’aggiunta al cemento di loppa d’altroforno o pozzolana produce una diminuzione del coefficiente di diffusione D di circa il 30%.

Inoltre la penetrazione diminuisce nei calcestruzzi vibrati, ottenendo un coefficiente di diffusione pari a circa la metà rispetto quello dei calcestruzzi non vibrati.

4.3. Valutazione della profondità di penetrazione al variare della velocità di propagazione o del coefficiente di diffusione

4.3.1. Penetrazione dell’anidride carbonica in funzione di K

Si riporta in *Figura 4.4* l’andamento della profondità del fronte carbonato al variare della velocità di penetrazione, valutato da Pedefferri [32] mediante la formula II/9:

$$x = K \cdot \sqrt{t}$$

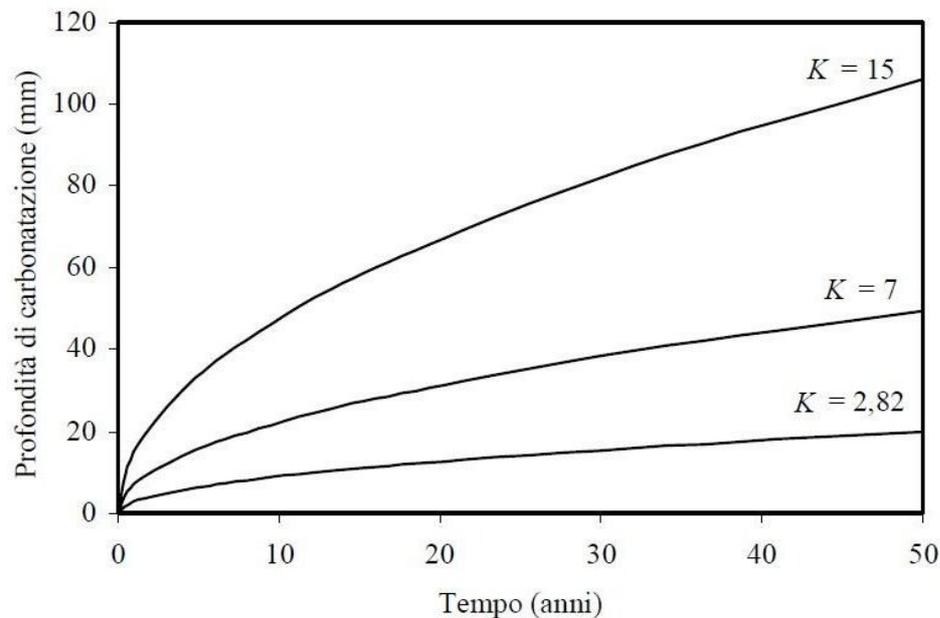


Figura 4.4–Profondità di carbonatazione valutato da Pedefferri per diversi valori di K [32]

Si può notare dalla figura come il fronte carbonato risulti inferiore a 20 mm dopo 50 anni, solo se K è inferiore a 2,82; in zone riparate dalla pioggia, 2 cm di

copriferro determinano un periodo di innesco superiore a 50 anni solo con calcestruzzi molto compatti.

4.3.2. Penetrazione dei cloruri in funzione di D_a

In *Figura 4.5* vengono riportati i profili di concentrazione che descrivono la penetrazione nel tempo dei cloruri all'interno del calcestruzzo [32] ottenuti attraverso la formula risolutiva della seconda legge di Ficks, III/12, per diversi valori del coefficiente di diffusione apparente D_a .

Il tempo di esposizione è pari a 10 anni e la concentrazione superficiale C_s pari al 5%.

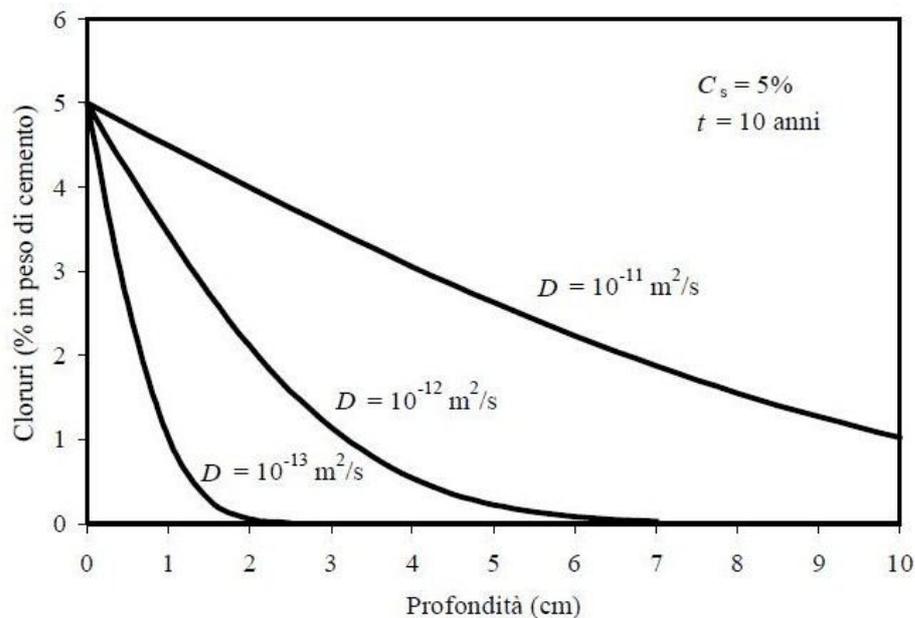


Figura 4.5–Andamento della penetrazione dei cloruri valutato da Pedeferrì per diversi valori del coefficiente di diffusione apparente D_e [32]

4.4. Valutazione della profondità di penetrazione ai cloruri al variare del tempo di stagionatura del calcestruzzo

Collepari ha rappresentato graficamente, dopo una serie di analisi sperimentali, l'andamento della penetrazione ai cloruri per calcestruzzi con diverso rapporto acqua/cemento e, conseguentemente, diverso coefficiente di diffusione ai cloruri D (espresso in mm^2/s); per ognuna di queste tipologie sono stati realizzati due provini, uno esposto ai cloruri (10%) dopo 3 giorni di stagionatura, mentre il secondo dopo 28 giorni.

I risultati vengono riportati in *Figura 4.6* e mostrano come, a parità di tempo, la penetrazione sia quasi il doppio nei provini con tempo di stagionatura minore.

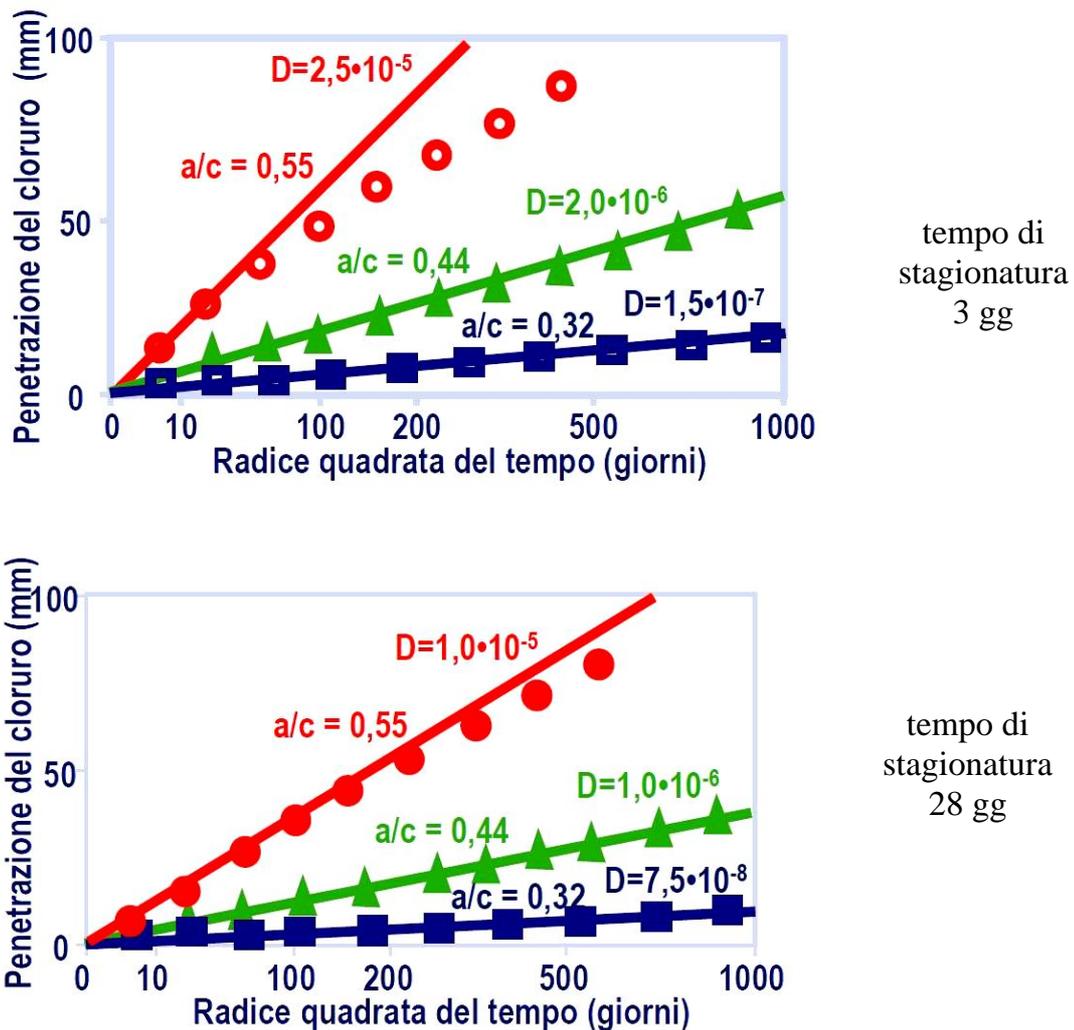
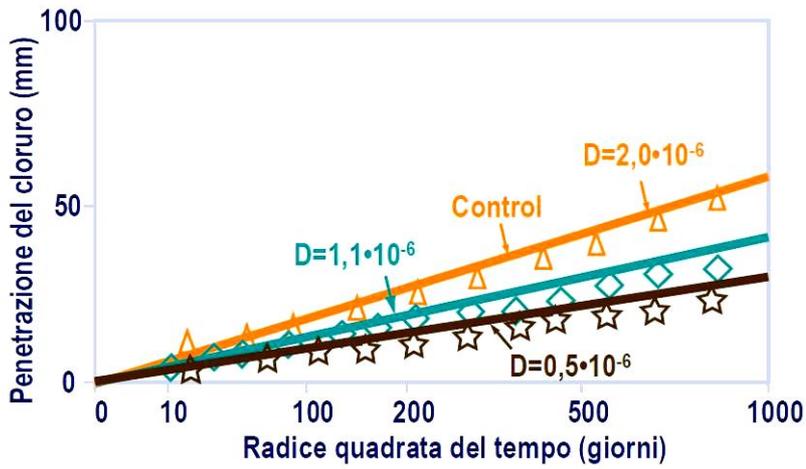


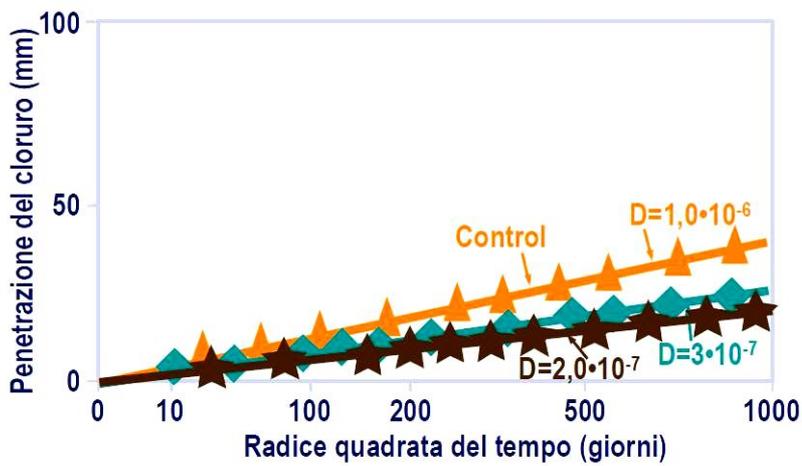
Figura 4.6–Andamento della penetrazione dei cloruri valutato da Collepari per diversi valori del rapporto a/c con tempo di stagionatura prima dell’esposizione ai cloruri pari a 3 giorni sopra e 28 giorni sotto [8]

La stessa analisi, riportata in *Figura 4.7*, è stata realizzata utilizzando invece provini di calcestruzzo con aggiunte di altri materiali, in particolare:

- Cemento Portland (\triangle)
- Cemento Portland con aggiunte di cenere volante (\diamond)
- Cemento Portland con aggiunte di fumo di silice (\star)



tempo di stagionatura
3 gg



tempo di stagionatura
28 gg

Figura 4.7–Andamento della penetrazione dei cloruri valutato da Collepari per calcestruzzi con diverse aggiunte con tempo di stagionatura prima dell'esposizione ai cloruri pari a 3 giorni sopra e 28 giorni sotto [8]

CAPITOLO 5

TEMPO DI INNESCO DELLA FESSURAZIONE

ESPOSIZIONE TEORICA

Una volta raggiunta la depassivazione del tondino di armatura, se presenti aria e acqua in prossimità della superficie, inizia il fenomeno corrosivo; esso si manifesta contemporaneamente attraverso due effetti: la riduzione del diametro del ferro e la formazione nella superficie di contatto armatura-calcestruzzo, di ruggine che, essendo espansiva, produce un notevole aumento rispetto al diametro iniziale del tondino, come mostrato in *Figura 5.1*.

Per semplicità verranno considerati solo i casi di corrosione uniforme attorno al tondino.

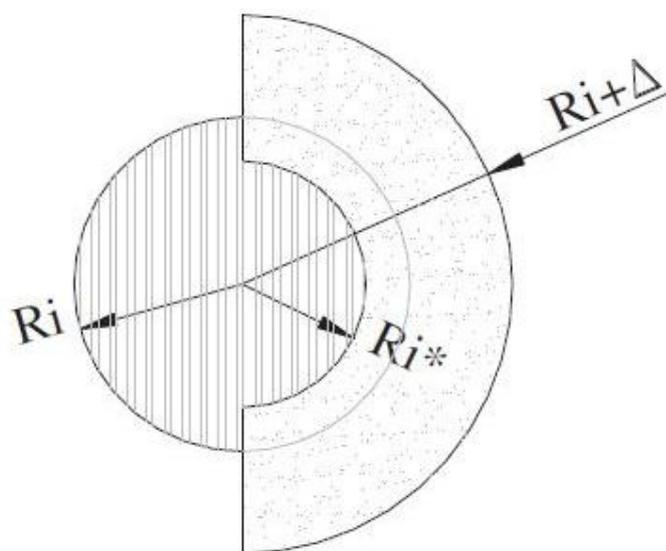


Figura 5.1–Variazione del raggio del tondino di armatura a seguito della corrosione [11]

In questo capitolo verranno esaminati alcuni articoli di ricerca riguardanti la stima del tempo di fessurazione del calcestruzzo, per ognuno di questi verrà fatta una breve spiegazione teorica e, nel capitolo successivo, un'applicazione numerica per poi operare un confronto numerico tra i diversi metodi analizzati. Inoltre verrà analizzata una teoria semplificata tratta dalla teoria del confinamento ed adattata al caso in questione; verranno confrontati i risultati con quelli ottenuti dagli articoli per valutarne l'affidabilità.

5.1. Correlazione tempo-variazione del raggio del tondino

5.1.1. Guzmán, Gálvez e Sancho [11]

Come riportato in *Figura 5.1* si definiscono:

R_i = raggio iniziale del tondino;

R_i^* = raggio finale del tondino, dopo essersi consumato;

$R_i + \Delta$ = ingombro complessivo del tondino con la ruggine.

La perdita di massa dell'acciaio a seguito del processo corrosivo viene calcolata tramite la legge di Faraday [3]:

$$j_s = \frac{M_{Fe} \cdot I_{cor}}{n \cdot F} \quad \text{V/1}$$

con:

j_s = perdita di massa nell'anodo a seguito del passaggio di una carica;

M_{Fe} = massa molare del metallo, nel caso del ferro pari a 55,9 g/mol;

I_{cor} = carica, pari a $I_{cor} = i_{cor} \cdot \pi D$;

n = valenza dello ione formato in seguito allo svolgimento della reazione anodica, ovvero $2Fe \rightarrow 2Fe^{+2} + 4e$, in questo caso $n = 2,5$;

F = costante di Faraday, pari a 96500 C/eq.

La quantità di acciaio consumato, per unità di lunghezza, a causa della corrosione risulta:

$$W_s = \frac{\pi}{4} \cdot (D_i^2 - D_i^{*2}) \cdot \rho_s \quad \text{V/2}$$

Si riporta il rapporto tra volume espanso ed acciaio consumato:

$$\mu_v = \frac{(D_i + 2\Delta)^2 - D_i^{*2}}{(D_i^2 - D_i^{*2})} \quad \text{V/3}$$

Il legame tra tempo e variazione del raggio del tondino, secondo Guzmán e Gálvez, risulta il seguente:

$$t = \frac{W_s}{\pi \cdot D_i \cdot j_s} = \frac{\rho_s}{4 \cdot D_i \cdot j_s \cdot (\mu_v - 1)} \cdot [(D_i + 2\Delta)^2 - D_i^2] \quad V/4$$

Nella zona adiacente alla barra il calcestruzzo è più poroso, conseguentemente i prodotti della corrosione depositati in queste zone non esercitano pressione sul calcestruzzo circostante finché non vengono riempiti tutti i vuoti presenti.

Secondo Liu & Weyers [12] lo spessore di tale zona porosa attorno al tondino è di 12,5 μm , sostituendo tale valore nella V/4 si ottiene un tempo iniziale $t_0 = 90$ giorni che andrà aggiunto a quello calcolato in funzione di Δ , ottenendo l'espressione complessiva:

$$t = \left\{ \frac{W_s}{\pi \cdot D_i \cdot j_s} = \frac{\rho_s}{4 \cdot D_i \cdot j_s \cdot (\mu_v - 1)} \cdot [(D_i + 2\Delta)^2 - D_i^2] \right\} + 90gg \quad V/5$$

5.1.2. Liu & Weyers / Li, Lawanwisut, Zheng, Kijawatworawet [12] [14]

Le ipotesi alla base di questa trattazione sono le seguenti:

- Elemento studiato come un cilindro a parete spessa di raggio interno $a = \frac{D+2d_0}{2}$ ed esterno $b = \frac{C+(D+2d_0)}{2}$;
- Il calcestruzzo viene considerato come un materiale elastico ed omogeneo;
- Si considera in corrispondenza dell'interfaccia tra la barra e il calcestruzzo un anello di spessore d_0 dove il calcestruzzo è più poroso;
- Formazione di ruggine uniforme tutt'attorno al tondino.

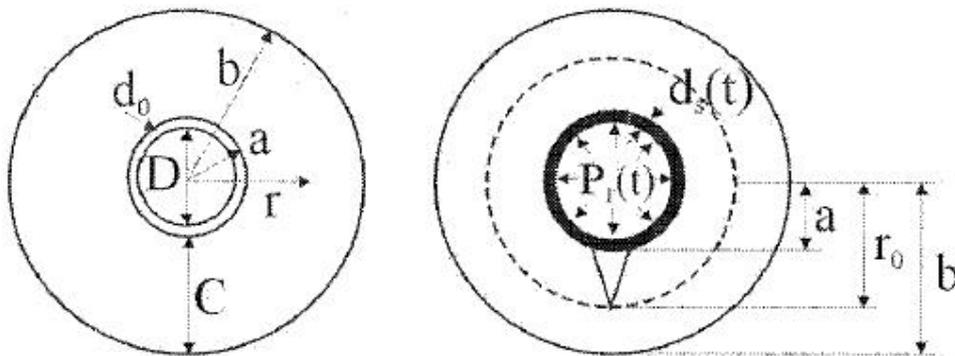


Figura 5.2–Schematizzazione del processo corrosivo: a sx al tempo t_0 , a dx ad un tempo generico t [14]

Quando inizia a corrodersi la barra di armatura la ruggine riempie in primo luogo i pori nella zona di calcestruzzo prossima alla barra senza esercitare alcuna pressione, poi, una volta saturati, l'anello di corrosione avanza con uno spostamento radiale $ds(t)$ determinato dalla V/8, producendo una pressione sul calcestruzzo.

In primo luogo si definisce la massa del prodotto di corrosione $W_r(t)$:

$$W_r(t) = \left[2 \cdot \int_0^t 0,105 \cdot \left(\frac{1}{\alpha_r} \right) \cdot \pi \cdot D \cdot i_{cor}(t) dt \right]^{1/2} \quad \text{V/6}$$

Nel caso in cui si assuma per semplicità un tasso di corrosione i_{corr} costante nel tempo, questo può essere portato fuori dall'integrale assieme agli altri termini costanti, ottenendo la scrittura semplificata V/7:

$$W_r(t) = \sqrt{2 \cdot 0,105 \cdot \left(\frac{1}{\alpha_r} \right) \cdot \pi \cdot D \cdot i_{cor} \cdot t} \quad \text{V/7}$$

Lo spostamento radiale dell'anello di ruggine formatosi attorno al tondino è fornito dall'espressione seguente:

$$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot (D + 2d_o)} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right) \quad \text{V/8}$$

Con:

$W_r(t)$ = la massa del prodotto di corrosione, definita dall'espressione V/6.

α_r = coefficiente funzione del tipo di prodotto di corrosione, assunto pari a 0,57;

ρ_{st} = la densità della barra di armatura;

ρ_r = la densità della ruggine, assunta secondo Liu & Weyers pari a $\rho_r \sim \frac{\rho_{st}}{2}$;

$i_{corr}(t)$ = il tasso di corrosione espresso in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

5.1.3. Liu & Weyers 2 [12] [15]

Le ipotesi sono le medesime del paragrafo 5.1.2; si considera una zona porosa attorno alla barra di armatura e la ruggine non esercita pressione finchè non riempie completamente i pori di questa zona.

Il tasso di produzione della ruggine può essere scritto come:

$$\frac{dW_r}{dt} = \frac{k_p}{W_r} \quad \text{V/9}$$

con k_p , tasso di produzione della ruggine, espresso come:

$$k_p = k \cdot \frac{\pi \cdot d}{\gamma} \cdot i_{cor} \quad \text{V/10}$$

con:

k = costante, i cui valori dipendono dalle unità dei parametri presenti all'interno

dell'equazione, Liu & Weyers [12] suggeriscono un valore di $k=0,098$;

$\gamma = \{0,523 \div 0,622\}$;

t [anni] ; d [mm] ;

i_{cor} [$\mu\text{A}/\text{ft}^2$], con $1 \mu\text{A}/\text{ft}^2 = 1,076 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

La massa del prodotto di corrosione, che era stata precedentemente espressa nelle V/6 e V/7, viene definita tramite integrazione della V/9, ottenendo:

$$W_r(t) = [2 \cdot k_p \cdot t]^{1/2} \quad \text{V/11}$$

con W_r espresso in [mg/mm]

Lo spostamento radiale è espresso come:

$$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot D} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right) - d_0 \quad \text{V/12}$$

5.2. Calcolo pressione in funzione dello spostamento radiale d_s

5.2.1. Liu & Weyers [12]

Le ipotesi alla base di questa trattazione sono le stesse di 5.1.2.

La pressione in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo-ruggine prodotta viene determinata attraverso la teoria dell'elasticità, ottenendo la seguente espressione:

$$P = \frac{E_{ef} \cdot d_s}{a \cdot \left(\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2} + \gamma_c \right)} \quad \text{V/13}$$

In cui:

$$E_{ef} = \frac{E_c}{1+\phi_{creep}} \quad \text{modulo elastico efficace;}$$

d_s = incremento del raggio del tondino a causa della formazione della ruggine;

D = diametro del tondino.

5.2.2. Liu & Weyers 2 [12] [15]

L'espressione che lega lo spostamento con la pressione è:

$$d_s(t) = \frac{D}{2 \cdot E_{c,ef}} \cdot \left[1 + \gamma_c + \frac{D^2}{2 \cdot C \cdot (C + D)} \right] \cdot P \quad \text{V/14}$$

Quindi, invertendo l'espressione IV/11, si ricava la pressione:

$$P = \frac{2 \cdot d_s(t) \cdot E_{c,ef}}{D} \cdot \frac{1}{\left[1 + \gamma_c + \frac{D^2}{2 \cdot C \cdot (C + D)} \right]} \quad \text{V/15}$$

5.2.3. Teoria del confinamento

Partendo dalla teoria del confinamento si è voluto analizzare il problema della pressione impressa sul calcestruzzo a causa della formazione di ruggine per cercare di capire, tramite dei confronti, se tale teoria è applicabile anche a questa problematica.

La trattazione è sicuramente più semplificata rispetto quelle precedentemente esposte, e quindi sarà meno precisa ma più veloce e semplice; lo scopo è quindi quello di capire se vi è un buon compromesso tra la semplicità della teoria e la precisione del metodo.

La ruggine imprime una pressione al calcestruzzo circostante il quale, a sua volta, imprime un'azione di confinamento sulla prima, come si può notare nella *Figura 5.3*

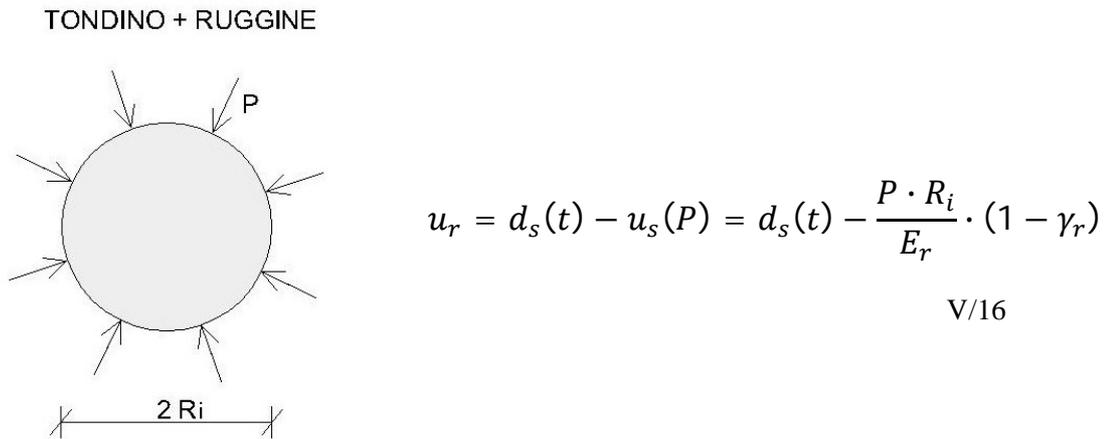


Figura 5.3–Pressione impressa alla ruggine a causa del confinamento da parte del calcestruzzo

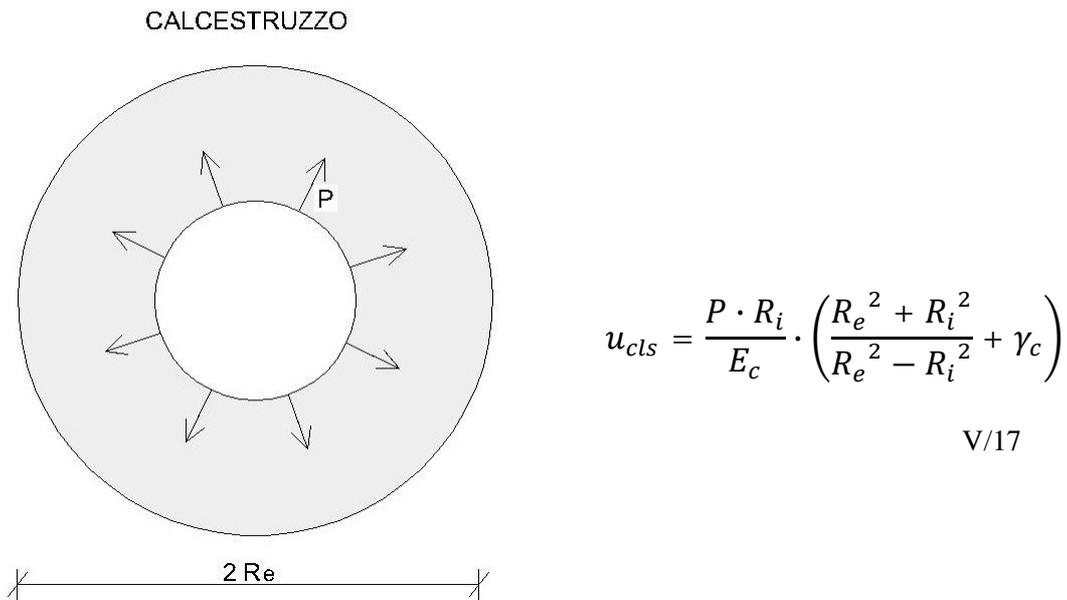


Figura 5.4–Rappresentazione della pressione impressa al calcestruzzo a causa della ruggine

Nel caso specifico, essendo il calcestruzzo molto più esteso rispetto la dimensione del tondino attorniato dalla ruggine, si ipotizza che il raggio esterno del tubo tenda all'infinito: $R_e \rightarrow \infty$; L'espressione V/17 si modificherà, quindi, nella V/18:

$$u_r = d_s(t) - u_s(P) = d_s(t) - \frac{P \cdot R}{E_r} \cdot (1 - \gamma_r)$$

$$u_{cls} = \frac{P \cdot R}{E_c} \cdot (1 + \gamma_c) \quad \text{V/18}$$

Dall'uguaglianza dei due spostamenti si ottiene l'espressione V/19 per determinare la pressione in funzione dello spostamento radiale della ruggine d_s :

$$u_r = u_{cls} \rightarrow d_s(t) - \frac{p \cdot R}{E_r} \cdot (1 - \gamma_r) = \frac{P \cdot R}{E_c} \cdot (1 + \gamma_c)$$

$$P = \frac{d_s(t)}{R} \cdot \left(\frac{E_r \cdot E_{c,ef}}{E_{c,ef} \cdot (1 - \gamma_r) + E_r \cdot (1 + \gamma_c)} \right) \quad \text{V/19}$$

5.3. Calcolo pressione limite

5.3.1. Liu & Weyers [12]

Da rilievi sperimentali risulta che la maggior parte delle fessure nelle strutture in cemento armato si formano sopra la barra di armatura, quindi si considera una situazione limite con fessure parallele e superiori alla barra.

Il valore minimo di pressione necessario per causare la fessurazione del copriferro è fornita dalla seguente espressione:

$$P_{LIM} = \frac{2 \cdot C \cdot f_{ct}}{D + 2 \cdot d_o} \quad \text{V/20}$$

con f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo.

5.3.2. Teoria del cuneo di rottura

Per determinare la minima pressione necessaria per avere fessurazione nel copriferro è stata analizzato l'equilibrio tra le pressioni impresse dalla ruggine nell'interfaccia barra-calcestruzzo e le tensioni tangenziali in corrispondenza della eventuale superficie di scivolamento; a causa dell'incertezza sull'inclinazione di tale superficie, si sono analizzate due condizioni limite, entro le quali dovrebbe essere compresa la soluzione reale, ovvero un'inclinazione di 30° e di 45° rispetto la verticale.

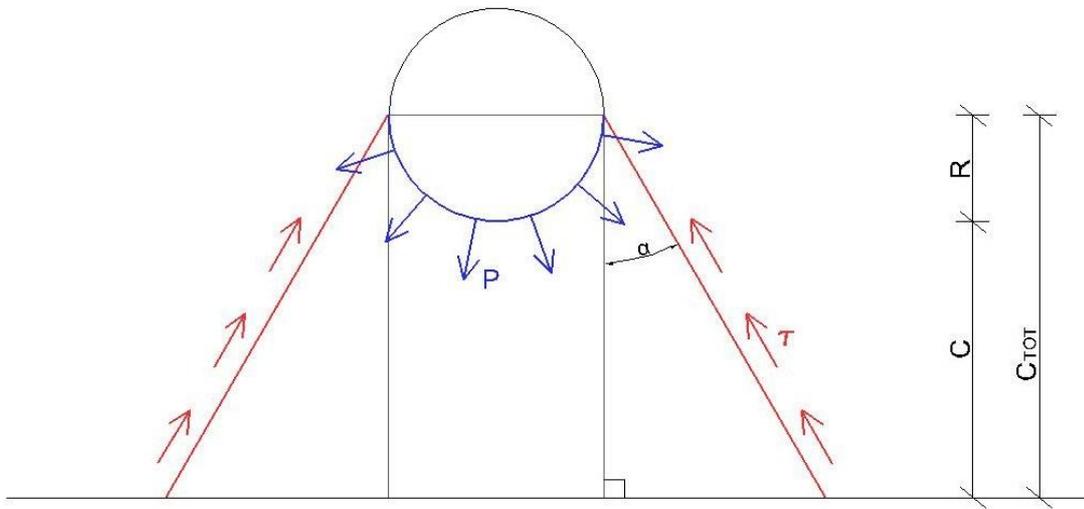


Figura 5.5–Interazione tra la pressione sulla superficie di scivolamento e quella sul tondino di armatura

Lo sviluppo della superficie inclinata:

$$l_1 = \frac{2 \cdot C_{TOT}}{\cos \alpha}$$

Lo sviluppo di metà della superficie sferica di ruggine attorno al tondino :

$$l_2 = \pi \cdot R$$

Uguagliando la pressione lungo la superficie sferica con la tensione tangenziale lungo la superficie inclinata (V/21) si ottiene l'espressione della pressione limite, in funzione dell'angolo di apertura α (V/22).

$$P \cdot l_2 = \tau \cdot l_1 \rightarrow P \cdot \pi \cdot R = \tau \cdot \frac{2 \cdot C_{TOT}}{\cos \alpha}$$

V/21

$$P_{LIM} = \frac{2 \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R \cdot \cos \alpha} \cdot \tau \quad V/22$$

In particolare si analizzano i due casi limite:

- $\alpha = 30^\circ$ ($\cos 30^\circ = \frac{\sqrt{3}}{2}$)

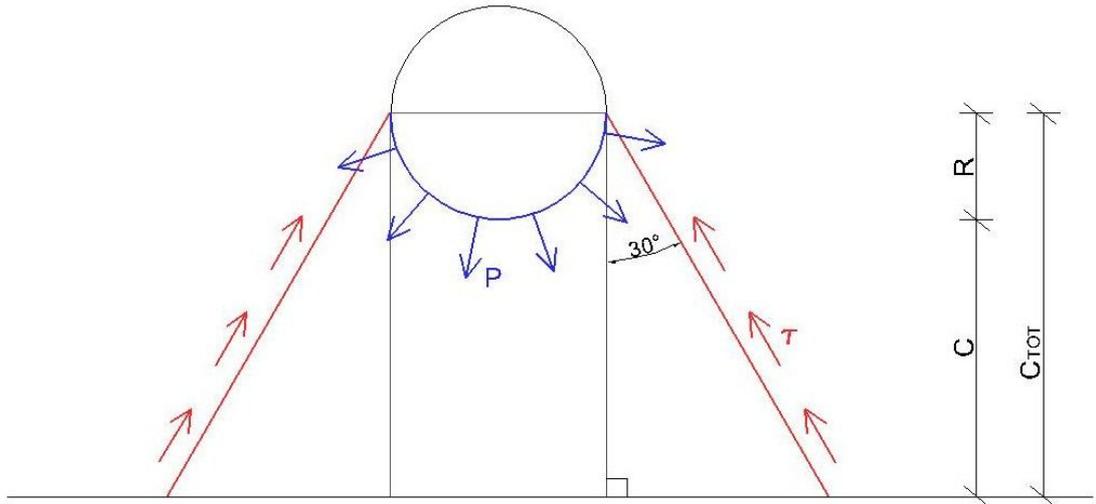


Figura 5.6–Interazione tra la pressione sulla superficie di scivolamento con inclinazione di 30° rispetto la verticale e quella sul tondino di armatura

$$P_{LIM}(30^\circ) = \frac{4 \cdot \sqrt{3}}{3} \cdot \frac{\tau \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R} \quad V/23$$

- $\alpha = 45^\circ$ ($\cos 45^\circ = \frac{\sqrt{2}}{2}$)

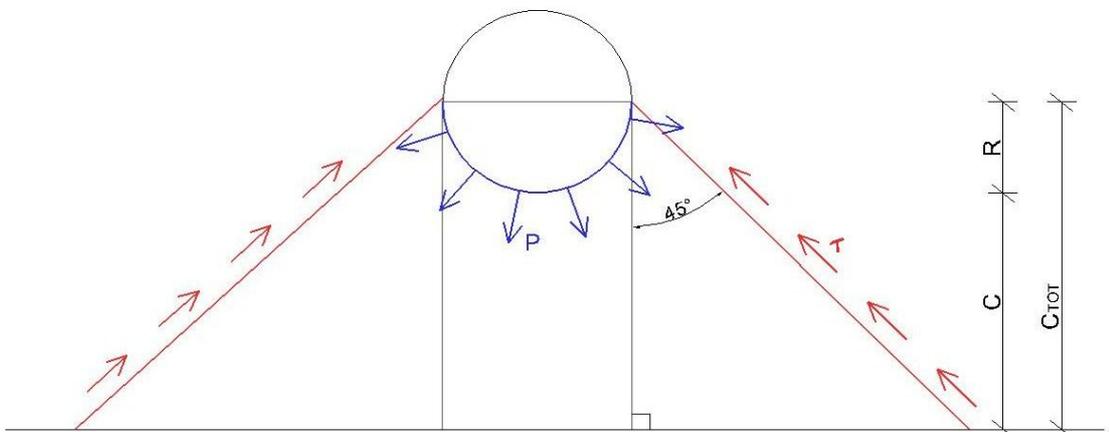


Figura 5.7–Interazione tra la pressione sulla superficie di scivolamento con inclinazione di 45° rispetto la verticale e quella sul tondino di armatura

$$P_{LIM}(45^\circ) = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{\tau \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R} \quad V/24$$

5.4. Calcolo del tempo di fessurazione t_{cr}

Il tempo di fessurazione valuta l'istante in cui il prodotto totale di corrosione è tale da produrre una pressione di espansione interna superiore alla resistenza a trazione del calcestruzzo, provocando quindi la fessurazione del calcestruzzo.

5.4.1. Modelli empirici [15]

Se il tasso di corrosione è costante è possibile calcolare il tempo di inizio fessurazione a causa della corrosione, espresso in anni, come:

$$t_{cr} = \frac{x_{cr}}{11,6 \cdot i_{corr}} \quad \text{V/25}$$

con:

i_{corr} = tasso di corrosione in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$;

x_{cr} = spessore critico di corrosione, valutato in μm ; esso può essere espresso attraverso modelli empirici più o meno semplificati:

- Webster and Clark [23] $x_{cr} = 1,25 \cdot C$
con c espresso in mm, si ottiene x_{cr} in μm ;
- Rodriguez [24] $x_{cr} = 83,8 + 7,4 \cdot \frac{C}{D} - 22,6 \cdot f_{ct}$
con f_{ct} espresso in MPa.

5.4.2. Liu & Weyers [12] [29]

Il primo modello analitico per valutare il tempo di fessurazione venne proposto nel 1979 da Bazant e in seguito modificato da Liu and Weyers, i quali hanno aggiunto il tempo necessario alla ruggine per riempire i pori dello strato di calcestruzzo più poroso attorno alla barra.

La quantità critica di ruggine, quindi, è costituita da due termini sommati tra loro: la quantità necessaria per riempire i fori della zona porosa attorno al tondino e quella necessaria per generare una tensione pari alla resistenza a trazione del calcestruzzo, ottenendo l'espressione totale V/26:

$$W_{r,crit} = \rho_r \left\{ \pi \cdot \left[\frac{C \cdot f_{ct}}{E_{c,ef}} \cdot (1 + \gamma_c) + d_0 \right] \cdot D + \frac{W_s}{\rho_s} \right\} \quad \text{V/26}$$

In cui $W_s = \alpha \cdot W_{r,crit}$ con α funzione del tipo di prodotto di corrosione: $\alpha=0,523$ per $Fe(OH)_3$, $\alpha=0,622$ per $Fe(OH)_2$.

Il tempo critico di corrosione, qualora si assuma un tasso di corrosione costante, è dato dalla V/27:

$$t_{cr} = \frac{W_{r,crit}^2}{2 \cdot k_p} \quad V/27$$

5.4.3. El Maaddawy & Soutky [22]

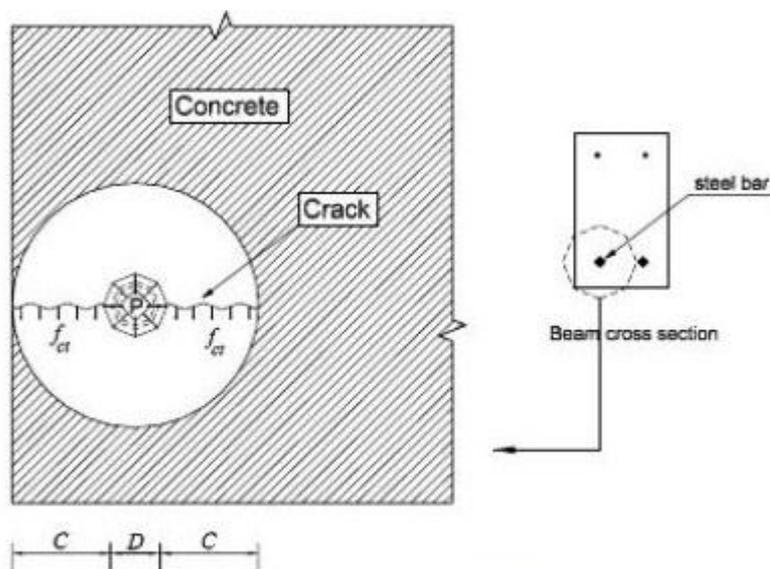


Figura 5.8–Modello dell'anello di calcestruzzo [22]

Le ipotesi alla base di questa teoria sono circa le medesime della teoria di Liu & Weyers, ovvero:

- Ipotesi di corrosione uniforme attorno alla barra;
- Presenza di un anello poroso di spessore d_0 attorno alla barra;
- Calcestruzzo attorno alla barra modellato come un cilindro di spessore pari al copriferro; esso raggiungerà la fessurazione quando le tensioni eguaglieranno la tensione a trazione del calcestruzzo.

Definendo il parametro Ψ in funzione di D , C e d_0 :

$$\Psi = \frac{(D + 2d_0)}{2C \cdot [C + (D + 2d_0)]} \quad V/28$$

Il tempo critico di inizio fessurazione è fornito dall'espressione seguente:

$$t_{cr} = \left[\frac{7117,5 \cdot (D+2d_0) \cdot (1+\gamma+\Psi)}{i_{corr} \cdot E_{ef}} \right] \cdot \left[\frac{2 \cdot C \cdot f_{ct}}{D} \cdot \frac{2d_0 \cdot E_{ef}}{(D+2d_0) \cdot (1+\gamma+\Psi)} \right] \quad V/29$$

CAPITOLO 6

TEMPO DI INNESCO DELLA FESSURAZIONE

APPLICAZIONE NUMERICA

6.1. Caso di studio

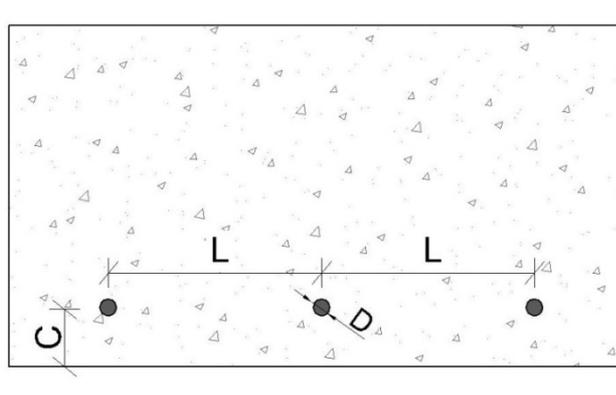


Figura 6.1–Schematizzazione di una porzione di trave in c.a.

Si consideri una trave in calcestruzzo armato con tondini $\Phi 16$ posti ad un interasse di 20 cm e copriferro 4,8 cm.

Il calcestruzzo ha una resistenza a compressione di 31,5 MPa, a trazione di 3,3 MPa, modulo elastico di 27000 MPa, coefficiente di creep pari a 2 e coefficiente di Poisson pari a 0,18.

Si riporta in *Figura 6.2* una tabella riassuntiva di tutti i parametri caratteristici del caso di studio in questione.

		DATI:		
DATI GEOM.	D	16	mm	Diametro tondino
	C	48	mm	Copriferro
	L	200	mm	Interasse ferri
CARATTERISTICHE CALCESTRUZZO	f _c	31,5	MPa	Resistenza a compressione
	f _{ct}	3,3	MPa	Resistenza a trazione
	E _c	27000	MPa	Modulo elastico
	ν _c	0,18		Coefficiente di Poisson
	φ _{creep}	2		Coefficiente di creep
	χ	0,8		Coefficiente di invecchiamento
	E _{ef}	10384,62	MPa	Modulo elastico efficace
	d _o	0,0125	mm	Spessore anello poroso
CARATTERISTICHE RUGGINE	i _{corr}	2,41	μA/cm ²	Indice di corrosione
	E _r	~ 52500	MPa	Modulo elastico ruggine
	ρ _r	3780	kg/m ³	Densità ruggine
	ν _r	0,3		Coefficiente di Poisson
	μ _v	3,39		(IV/3)
CARATTERISTICHE ACCIAIO	E _s	210000	MPa	Modulo elastico acciaio
	ρ _s	7860	kg/m ³	Densità acciaio
	N _s	0,3		Coefficiente di Poisson
	M _{FE}	55,9	g/mol	Peso molecolare metallo
	n	2,5		Valenza
	F	96500	C/eq	Costante di Faraday

Figura 6.2–Schematizzazione dati di progetto

6.1.1. Correlazione tempo-variazione del raggio del tondino

6.1.1.1. Guzmán, Gálvez e Sancho (si veda 5.1.1)

La perdita di massa dell'acciaio, attraverso la legge di Faraday, risulta pari a:

$$j_s = \frac{M_{Fe} \cdot i_{cor}}{n \cdot F} = \frac{55,9 \text{ (g)} \cdot 0,0241 \left(\frac{A}{m^2}\right) \cdot 31536000 \text{ (s)}}{2,5 \cdot 96500 \text{ (A} \cdot \text{s)}} = 176,10 \text{ gr/anno}$$

Calcolo tempi al variare del diametro del tondino utilizzando la V/5, per semplicità riportata nuovamente di seguito :

$$t = \left\{ \frac{W_s}{\pi \cdot D_i \cdot j_s} = \frac{\rho_s}{4 \cdot D_i \cdot j_s \cdot (\mu_v - 1)} \cdot [(D_i + 2\Delta)^2 - D_i^2] \right\} + 90 \text{ gg}$$

- Incremento 20% Do ($2\Delta = 3,2 \cdot 10^{-5} \text{ m}$)

$$t = \frac{7860}{4 \cdot 16 \cdot 10^{-3} \cdot 176,10 \cdot 10^{-3} (3,39 - 1)} \cdot [0,016032^2 - 0,016^2] + \frac{90 \text{ gg}}{365}$$

$$= 0,299 \text{ anni} + 0,247 \text{ anni} = 0,54 \text{ anni}$$

- Incremento 40% Do ($2\Delta = 6,4 \cdot 10^{-5} \text{ m}$)

$$t = \frac{7860}{4 \cdot 16 \cdot 10^{-3} \cdot 176,10 \cdot 10^{-3} (3,39 - 1)} \cdot [0,016064^2 - 0,016^2] + \frac{90 \text{ gg}}{365}$$

$$= 0,60 \text{ anni} + 0,247 \text{ anni} = 0,85 \text{ anni}$$

- Incremento 60% Do ($2\Delta = 9,6 \cdot 10^{-5} \text{ m}$)

$$t = \frac{7860}{4 \cdot 16 \cdot 10^{-3} \cdot 176,10 \cdot 10^{-3} (3,39 - 1)} \cdot [0,016096^2 - 0,016^2] + \frac{90 \text{ gg}}{365}$$

$$= 0,90 \text{ anni} + 0,247 \text{ anni} = 1,15 \text{ anni}$$

- Incremento 80% Do ($2\Delta = 12,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}$)

$$t = \frac{7860}{4 \cdot 16 \cdot 10^{-3} \cdot 176,10 \cdot 10^{-3} (3,39 - 1)} \cdot [0,016128^2 - 0,016^2] + \frac{90 \text{ gg}}{365}$$

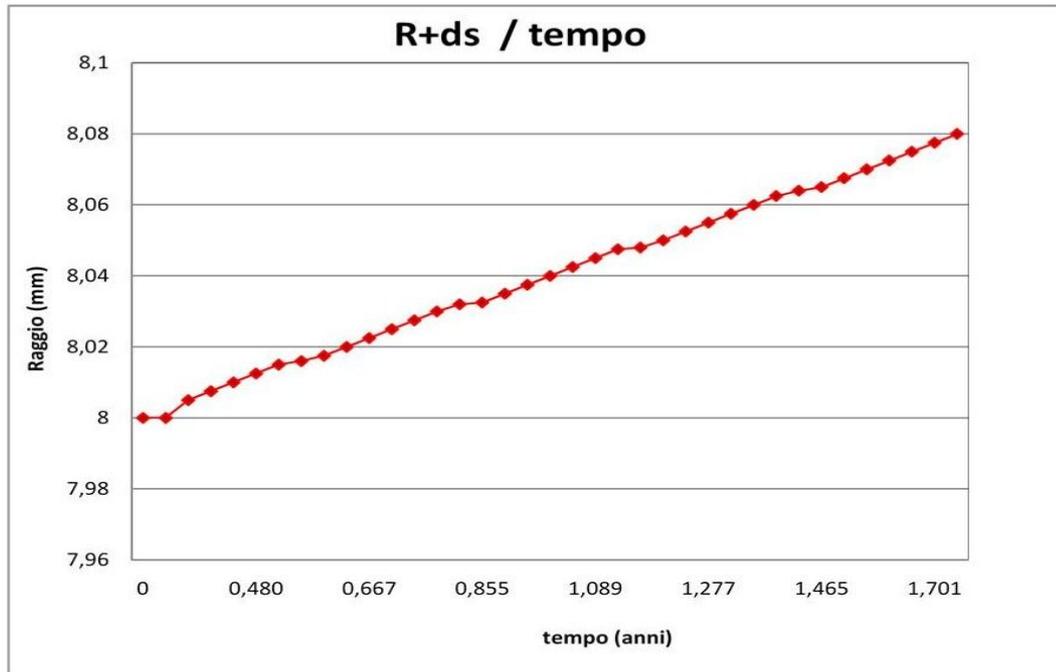
$$= 1,20 \text{ anni} + 0,247 \text{ anni} = 1,45 \text{ anni}$$

- Incremento 100% Do ($2\Delta = 16 \cdot 10^{-5} \text{ m}$)

$$t = \frac{7860}{4 \cdot 16 \cdot 10^{-3} \cdot 176,10 \cdot 10^{-3} (3,39 - 1)} \cdot [0,01616^2 - 0,016^2] + \frac{90 \text{ gg}}{365}$$

$$= 1,50 \text{ anni} + 0,247 \text{ anni} = 1,75 \text{ anni}$$

Si riporta di seguito in *Figura 6.3* il grafico e la tabella con l'andamento continuo nel tempo della variazione del raggio del tondino a seguito della formazione della ruggine.



Guzmán e Gálvez

t (anni)	2Δ (m)	ds (m)	$R+ds$ (m)
0	0	0	8,000
0,247	0,00E+00	0,00E+00	8,000
0,340	1,00E-05	5,00E-06	8,005
0,387	1,50E-05	7,50E-06	8,0075
0,433	2,00E-05	1,00E-05	8,01
0,480	2,50E-05	1,25E-05	8,0125
0,527	3,00E-05	1,50E-05	8,015
0,546	3,20E-05	1,60E-05	8,016
0,574	3,50E-05	1,75E-05	8,0175
0,621	4,00E-05	2,00E-05	8,02
0,667	4,50E-05	2,25E-05	8,0225
0,714	5,00E-05	2,50E-05	8,025
0,761	5,50E-05	2,75E-05	8,0275
0,808	6,00E-05	3,00E-05	8,03
0,845	6,40E-05	3,20E-05	8,032
0,855	6,50E-05	3,25E-05	8,0325
0,902	7,00E-05	3,50E-05	8,035
0,949	7,50E-05	3,75E-05	8,0375
0,995	8,00E-05	4,00E-05	8,04
1,042	8,50E-05	4,25E-05	8,0425
1,089	9,00E-05	4,50E-05	8,045
1,136	9,50E-05	4,75E-05	8,0475
1,146	9,60E-05	4,80E-05	8,048
1,183	1,00E-04	5,00E-05	8,05
1,230	1,05E-04	5,25E-05	8,0525
1,277	1,10E-04	5,50E-05	8,055
1,324	1,15E-04	5,75E-05	8,0575
1,371	1,20E-04	6,00E-05	8,06
1,418	1,25E-04	6,25E-05	8,0625
1,447	1,28E-04	6,40E-05	8,064
1,465	1,30E-04	6,50E-05	8,065
1,512	1,35E-04	6,75E-05	8,0675
1,560	1,40E-04	7,00E-05	8,07
1,607	1,45E-04	7,25E-05	8,0725
1,654	1,50E-04	7,50E-05	8,075
1,701	1,55E-04	7,75E-05	8,0775
1,748	1,60E-04	8,00E-05	8,08

Figura 6.3 -Variazione del raggio del tondino nel tempo a seguito della formazione della ruggine calcolato con la teoria di Guzmán e Gálvez.

6.1.1.2. Liu & Weyers (si veda 5.1.2.)

La massa del prodotto di corrosione, avendo assunto nell'esempio un tasso di corrosione i_{corr} costante, viene calcolata mediante la V/7, ovvero:

$$W_r(t) = \sqrt{2 \cdot 0,105 \cdot \left(\frac{1}{\alpha_r}\right) \cdot \pi \cdot D \cdot i_{\text{cor}} \cdot t}$$

con:

α_r = coefficiente funzione del tipo di prodotto di corrosione, $\alpha_r=0,57$;

ρ_r = la densità della ruggine;

ρ_{st} = la densità della barra di armatura;

$i_{\text{corr}}(t)$ = il tasso di corrosione espresso in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, $i_{\text{corr}}(t)=2,41 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

I tempi analizzati sono quelli calcolati nell'applicazione numerica 6.1.1.1., in modo da poter facilmente comparare i risultati ottenuti; in particolare inizialmente si considera il primo tempo, cioè $t=0,54$ anni.

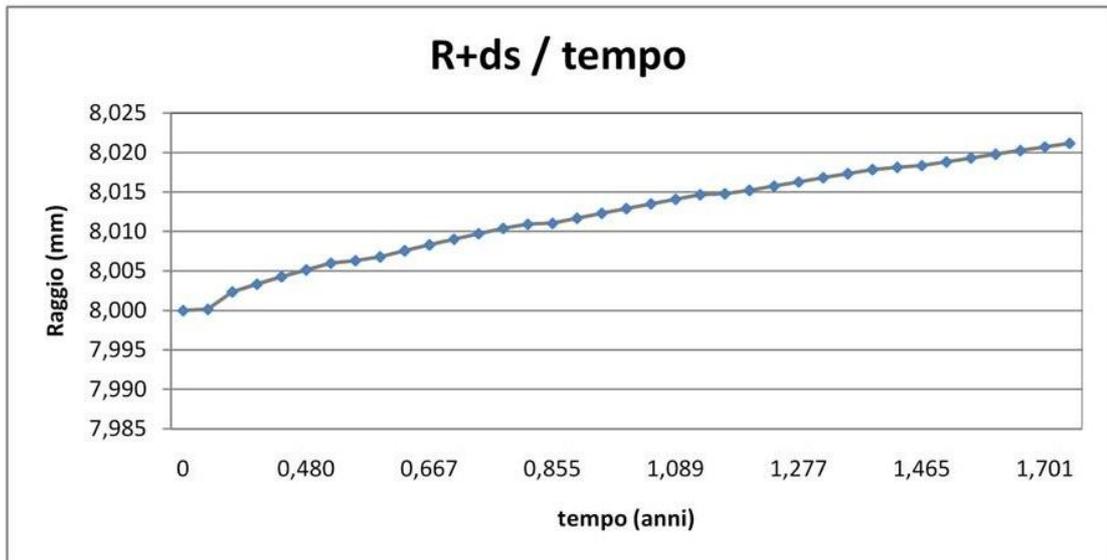
$$\begin{aligned} W_r(t = 0,54 \text{ anni}) &= \sqrt{2 \cdot 0,105 \cdot \left(\frac{1}{0,57}\right) \cdot \pi \cdot 16 \cdot 2,41 \cdot 0,54} = \\ &= 4,93 \text{ mg/mm} = 4,93 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Lo spostamento radiale dell'anello di ruggine formatosi attorno al tondino è fornito dall'espressione V/8:

$$\begin{aligned} d_s(t) &= \frac{W_r(t)}{\pi \cdot (D + 2d_o)} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{\text{st}}}\right) \\ d_s(t = 0,54 \text{ anni}) &= \frac{4,93 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot (0,016 + 2 \cdot 12,5 \cdot 10^{-6})} \cdot \left(\frac{1}{3780} - \frac{0,57}{7860}\right) = \\ &= 1,88 \cdot 10^{-5} \text{ m} \end{aligned}$$

Tale spostamento inizia dopo un tempo t_0 , necessario per saturare l'anello poroso attorno al tondino di ruggine; tale tempo andrà aggiunto all'inizio, prima che inizi il fenomeno.

Si riporta di seguito in *Figura 6.4* il grafico e la tabella con l'andamento continuo nel tempo della variazione del raggio del tondino a seguito della formazione della ruggine.



Liu & Weyers

t (anni)	W_r (kg/m)	ds (m)	$R+ds$ (m)
0	0	0	8,000
0,247	0,00332	1,54E-07	8,000
0,340	0,00390	2,36E-06	8,002
0,387	0,00415	3,35E-06	8,003
0,433	0,00440	4,28E-06	8,004
0,480	0,00463	5,16E-06	8,005
0,527	0,00485	6,00E-06	8,006
0,546	0,00493	6,32E-06	8,006
0,574	0,00506	6,80E-06	8,007
0,621	0,00526	7,57E-06	8,008
0,667	0,00546	8,32E-06	8,008
0,714	0,00565	9,03E-06	8,009
0,761	0,00583	9,73E-06	8,010
0,808	0,00600	1,04E-05	8,010
0,845	0,00614	1,09E-05	8,011
0,855	0,00618	1,11E-05	8,011
0,902	0,00634	1,17E-05	8,012
0,949	0,00651	1,23E-05	8,012
0,995	0,00667	1,29E-05	8,013
1,042	0,00682	1,35E-05	8,014
1,089	0,00697	1,41E-05	8,014
1,136	0,00712	1,47E-05	8,015
1,146	0,00715	1,48E-05	8,015
1,183	0,00727	1,52E-05	8,015
1,230	0,00741	1,58E-05	8,016
1,277	0,00755	1,63E-05	8,016
1,324	0,00769	1,68E-05	8,017
1,371	0,00782	1,73E-05	8,017
1,418	0,00796	1,78E-05	8,018
1,447	0,00803	1,81E-05	8,018
1,465	0,00809	1,83E-05	8,018
1,512	0,00822	1,88E-05	8,019
1,560	0,00834	1,93E-05	8,019
1,607	0,00847	1,98E-05	8,020
1,654	0,00859	2,03E-05	8,020
1,701	0,00871	2,07E-05	8,021
1,748	0,00883	2,12E-05	8,021

Figura 6.4 -Variazione del raggio del tondino nel tempo a seguito della formazione della ruggine calcolato con la teoria di Liu & Weyers.

6.1.1.3. Liu & Weyers 2 (si veda 5.1.3.)

Per calcolare la massa del prodotto di corrosione innanzitutto è necessario calcolare k_p secondo la V/10, con:

k = costante, i cui valori dipendono dalle unità dei parametri presenti all'interno dell'equazione, Liu & Weyers [12] suggeriscono un valore di $k=0,098$;

$\gamma = \{0,523 \div 0,622\}$, in questo caso si considera un valore medio di $\gamma=0,57$;

t [anni] ;

d [mm] ;

i_{cor} [$\mu A/ft^2$], con $1 \mu A/ft^2 = 1,076 \mu A/cm^2$.

$$k_p = k \cdot \frac{\pi \cdot d}{\gamma} \cdot i_{cor} = 0,098 \cdot \frac{\pi \cdot 16}{0,57} \cdot (2,41 \cdot 1,076) = 22,41$$

Successivamente si calcola la massa del prodotto di corrosione, fornita nell'espressione V/11:

$$W_r(t) = [2 \cdot k_p \cdot t]^{1/2}$$

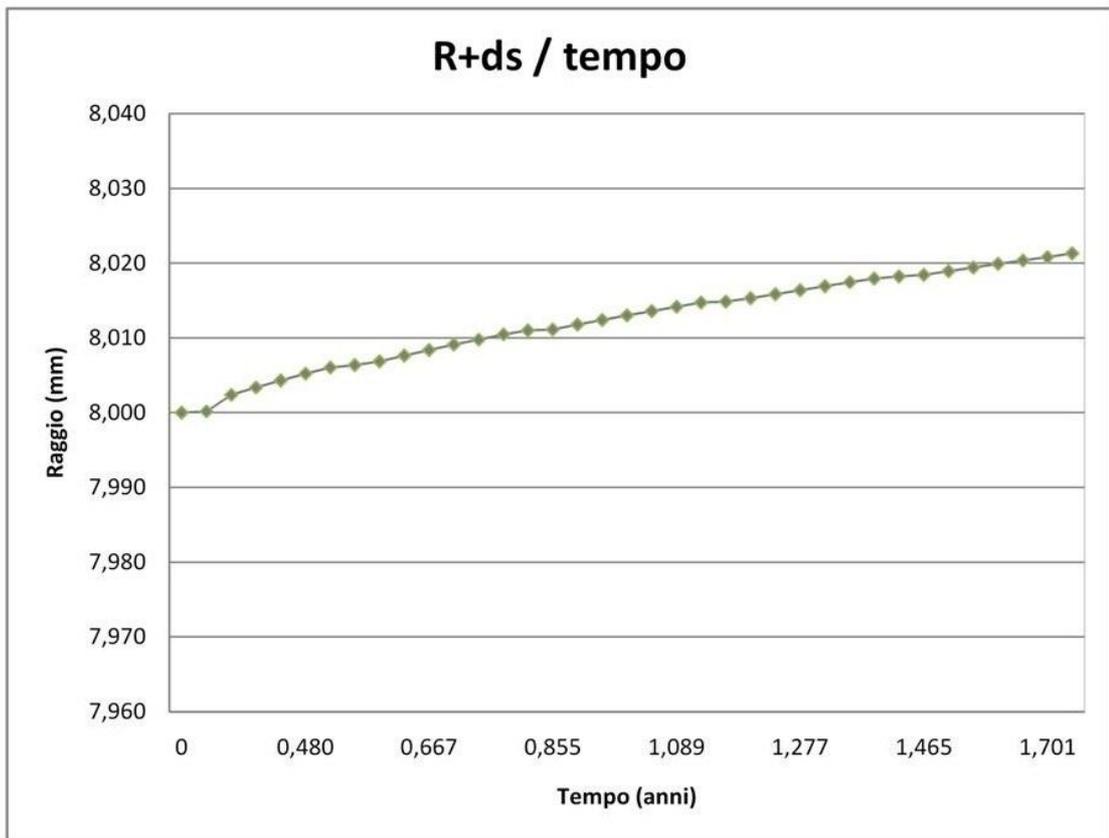
I tempi analizzati sono quelli calcolati nell'applicazione numerica 6.1.1.1., in modo da poter facilmente comparare i risultati ottenuti; in particolare inizialmente si considera il primo tempo, cioè $t=0,54$ anni.

$$W_r(t = 0,54 \text{ ann}) = \sqrt{2 \cdot 22,41 \cdot 0,54} = 4,92 \text{ mg/mm} = 4,92 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m}$$

Lo spostamento radiale al tempo t è dato dalla V/12:

$$d_s(t = 0,54 \text{ anni}) = \frac{4,92 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot 0,016} \cdot \left(\frac{1}{3780} - \frac{0,57}{7860} \right) - 12,5 \cdot 10^{-6} = 6,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

Si riporta di seguito in *Figura 6.5* il grafico e la tabella con l'andamento continuo nel tempo della variazione del raggio del tondino a seguito della formazione della ruggine.



Liu & Weyers 2

t (anni)	Wr (kg/m)	ds (m)	$R+ds$ (m)
0	0	0	8,000
0,247	0,00332	2,00E-07	8,000
0,340	0,00390	2,41E-06	8,002
0,387	0,00416	3,40E-06	8,003
0,433	0,00441	4,34E-06	8,004
0,480	0,00464	5,22E-06	8,005
0,527	0,00486	6,07E-06	8,006
0,546	0,00495	6,39E-06	8,006
0,574	0,00507	6,87E-06	8,007
0,621	0,00527	7,65E-06	8,008
0,667	0,00547	8,39E-06	8,008
0,714	0,00566	9,11E-06	8,009
0,761	0,00584	9,81E-06	8,010
0,808	0,00602	1,05E-05	8,010
0,845	0,00616	1,10E-05	8,011
0,855	0,00619	1,11E-05	8,011
0,902	0,00636	1,18E-05	8,012
0,949	0,00652	1,24E-05	8,012
0,995	0,00668	1,30E-05	8,013
1,042	0,00684	1,36E-05	8,014
1,089	0,00699	1,42E-05	8,014
1,136	0,00714	1,48E-05	8,015
1,146	0,00717	1,49E-05	8,015
1,183	0,00728	1,53E-05	8,015
1,230	0,00743	1,59E-05	8,016
1,277	0,00757	1,64E-05	8,016
1,324	0,00770	1,69E-05	8,017
1,371	0,00784	1,75E-05	8,017
1,418	0,00797	1,80E-05	8,018
1,447	0,00805	1,83E-05	8,018
1,465	0,00810	1,85E-05	8,018
1,512	0,00823	1,90E-05	8,019
1,560	0,00836	1,94E-05	8,019
1,607	0,00849	1,99E-05	8,020
1,654	0,00861	2,04E-05	8,020
1,701	0,00873	2,09E-05	8,021
1,748	0,00885	2,13E-05	8,021

Figura 6.5 -Variazione del raggio del tondino nel tempo a seguito della formazione della ruggine calcolato con la teoria di Liu & Weyers 2.

6.1.1.4. Confronto dei risultati ottenuti con le diverse teorie

Si riporta di seguito in *Figura 6.6* una sovrapposizione dei tre grafici calcolati nei precedenti paragrafi con le tre teorie, in modo da poterli confrontare più agevolmente.

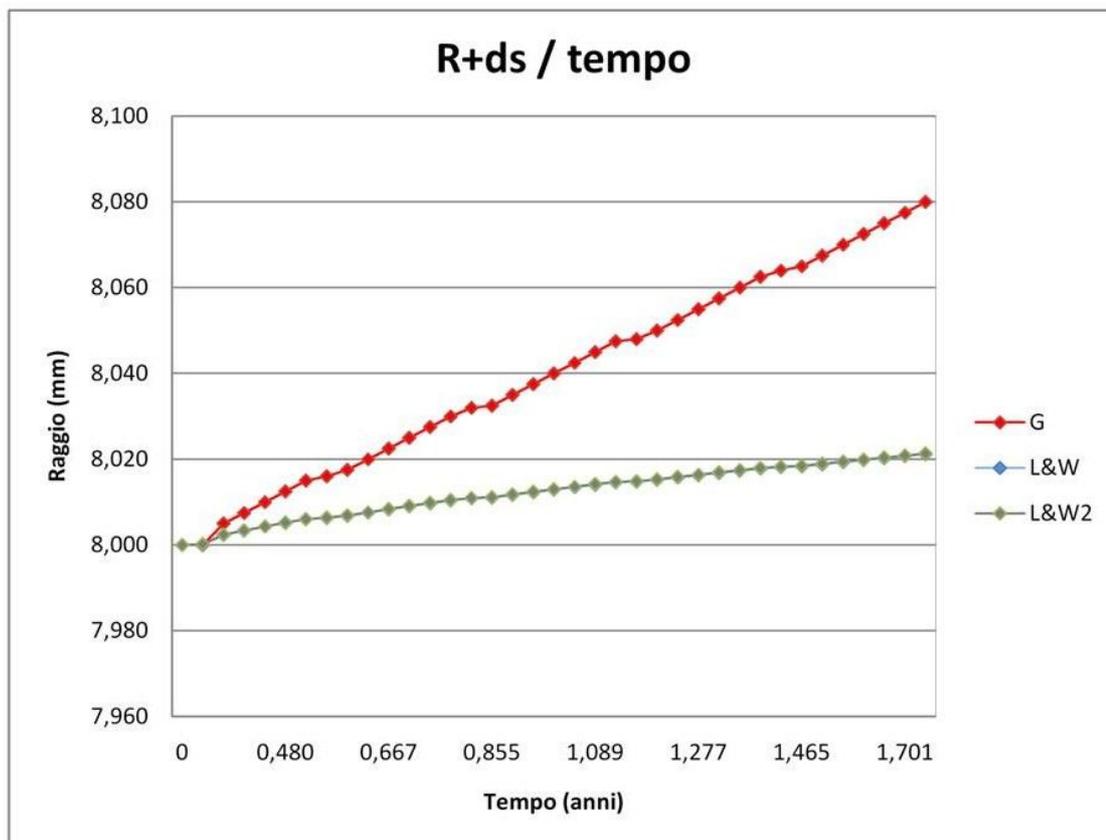


Figura 6.6 -Variazione del raggio del tondino nel tempo per le diverse teorie.

Come precedentemente esposto nei capitoli 5.1.1, 5.1.2 e 5.1.3, nella zona adiacente alla barra il calcestruzzo è più poroso, conseguentemente i prodotti della corrosione depositati in queste zone non esercitano pressione sul calcestruzzo circostante finchè non vengono riempiti tutti i vuoti presenti; secondo Liu & Weyers [12] lo spessore di tale zona porosa attorno al tondino è di $12,5 \mu\text{m}$.

Come si può notare in *Figura 6.6* tutte e tre le teorie hanno un tratto iniziale in cui non si ha incremento del raggio del tondino a causa della ruggine; questo per tenere in conto il fenomeno appena citato.

Le due teorie di Liu & Weyers coincidono, infatti hanno una leggera differenza nella scrittura finale della formula ma la teoria è la medesima.

Si analizzano le formule per la valutazione dello spostamento radiale $ds(t)$ delle tre teorie, riportate precedentemente, per cercare di capire meglio il fenomeno e per fare dei confronti tra le diverse teorie.

In questa fase di confronto si trascurava il termine relativo al tempo t_0 , necessario per riempire i pori dell'anello di calcestruzzo più poroso attorno al tondino di armatura.

- Guzmán e Gálvez

La V/5 fornisce il legame tra il tempo e la variazione del raggio del tondino Δ ; si eseguono ora dei passaggi per capire come tale espressione è stata ottenuta.

La perdita di massa unitaria dell'acciaio j_s a seguito della corrosione data dalla V/1 è anche espressa come derivata della massa di acciaio corrosa, come mostrato in VI/1:

$$j_s \cdot \pi \cdot D_i = \frac{dW_s(t)}{dt} \quad \text{VI/1}$$

Assumendo il tasso di corrosione costante nel tempo è dunque possibile definire W_s come:

$$W_s(t) = j_s \cdot t \cdot \pi \cdot D_i \quad \text{VI/2}$$

Invertendo la relazione VI/2, sostituendo W_s con la IV/2 ed utilizzando la V/3, è possibile definire il legame tra il tempo t e la variazione del diametro del tondino Δ :

$$t = \frac{W_s(t)}{j_s \cdot \pi \cdot D_i} = \frac{\frac{\pi}{4}(D_i^2 - D_i^{*2}) \cdot \rho_s}{j_s \cdot \pi \cdot D_i} = \frac{\frac{\pi}{4} \rho_s}{j_s \cdot \pi \cdot D_i} \cdot \frac{(D_i + 2\Delta)^2 - D_i^{*2}}{\mu_v}$$

ottenendo l'espressione V/4 precedentemente riportata, alla quale va poi aggiunto il tempo t_0 , ottenendo l'espressione V/5, ovvero:

$$t = \left\{ \frac{W_s}{\pi \cdot D_i \cdot j_s} = \frac{\rho_s}{4 \cdot D_i \cdot j_s \cdot (\mu_v - 1)} \cdot [(D_i + 2\Delta)^2 - D_i^2] \right\} + 90gg$$

Si eseguono alcuni passaggi matematici per poter esprimere direttamente d_s in funzione del tempo; come già scritto si tralascia, per il momento, il tempo t_0 necessario a riempire i pori nella zona adiacente al tondino.

Risultando $2\Delta \ll D_i$ svolgendo il quadrato del binomio è lecito trascurare il quadrato di 2Δ , successivamente si semplificano i termini uguali e si considera il tasso di perdita di massa dell'acciaio come una quota parte del tasso di produzione della ruggine $j_s = \gamma \cdot j_{rust}$, ottenendo :

$$\begin{aligned} t &\cong \frac{\rho_s}{4 \cdot D_i \cdot j_s \cdot (\mu_v - 1)} \cdot [D_i^2 + 4D_i\Delta - D_i^2] = \\ &= \frac{\rho_s}{4 \cdot D_i \cdot j_s \cdot (\mu_v - 1)} \cdot 4D_i\Delta = \frac{\rho_s \cdot \Delta}{j_s \cdot (\mu_v - 1)} = \frac{\rho_s \cdot \Delta}{\gamma \cdot j_{rust} \cdot (\mu_v - 1)} \end{aligned}$$

Invertendo la relazione si ottiene il legame diretto tra il tempo e lo spostamento radiale:

$$d_s(t) \cong \frac{\gamma \cdot j_{rust} \cdot (\mu_v - 1)}{\rho_s} \cdot t \quad \text{VI/3}$$

Tale spostamento radiale si attiva all'esaurirsi del tempo t_0 , necessario a saturare i pori della zona porosa attorno alla barra.

Si riporta di seguito, in *Figura 6.7* la tabella precedentemente riportata in *Figura 6.3* che riporta l'andamento del tempo e d_s calcolati con la teoria di Guzmán e Gálvez confrontati con quelli ottenuti applicando la formula semplificata VI/3 che esprime in modo diretto lo spostamento radiale in funzione del tempo.

<i>t</i> (anni) IV/5	<i>d_s</i> (m)	<i>d_s</i> (m) IV/27
0	0	0
0,247	0	0
0,340	5,00E-06	5,00E-06
0,387	7,50E-06	7,50E-06
0,433	1,00E-05	1,00E-05
0,480	1,25E-05	1,25E-05
0,527	1,50E-05	1,50E-05
0,546	1,60E-05	1,60E-05
0,574	1,75E-05	1,75E-05
0,621	2,00E-05	2,00E-05
0,667	2,25E-05	2,25E-05
0,714	2,50E-05	2,50E-05
0,761	2,75E-05	2,75E-05
0,808	3,00E-05	3,01E-05
0,845	3,20E-05	3,21E-05
0,855	3,25E-05	3,26E-05
0,902	3,50E-05	3,51E-05
0,949	3,75E-05	3,76E-05
0,995	4,00E-05	4,01E-05
1,042	4,25E-05	4,26E-05
1,089	4,50E-05	4,51E-05
1,136	4,75E-05	4,76E-05
1,146	4,80E-05	4,81E-05
1,183	5,00E-05	5,02E-05
1,230	5,25E-05	5,27E-05
1,277	5,50E-05	5,52E-05
1,324	5,75E-05	5,77E-05
1,371	6,00E-05	6,02E-05
1,418	6,25E-05	6,27E-05
1,447	6,40E-05	6,43E-05
1,465	6,50E-05	6,53E-05
1,512	6,75E-05	6,78E-05
1,560	7,00E-05	7,03E-05
1,607	7,25E-05	7,28E-05
1,654	7,50E-05	7,54E-05
1,701	7,75E-05	7,79E-05
1,748	8,00E-05	8,04E-05

Figura 6.7–Andamento di d_s nel tempo calcolato con Guzmán e Gálvez confrontati con quelli ottenuti con la formula semplificata VI/3.

I risultati ottenuti con quest'ultima formula diretta risultano molto prossimi a quelli calcolati precedentemente.

- Liu & Weyers

Lo spostamento radiale della ruggine attorno al tondino è espresso della V/8, riportata per comodità:

$$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot (D + 2d_o)} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right)$$

Nel caso di tasso di corrosione costante l'espressione della massa del prodotto di corrosione è dato dalla V/7, ovvero:

$$W_r(t) = \sqrt{2 \cdot 0,105 \cdot \left(\frac{1}{\alpha_r}\right) \cdot \pi \cdot D \cdot i_{cor} \cdot t}$$

Analizzando l'espressione V/8 per il momento non si considera la fase iniziale necessaria per riempire i pori, quindi si tralascia il termine $2d_o$, ed inoltre si sostituisce l'espressione di $W_r(t)$, ottenendo l'espressione VI/4:

$$d_s(t) = \frac{\sqrt{2 \cdot 0,105 \cdot \left(\frac{1}{\alpha_r}\right) \cdot \pi \cdot D \cdot i_{cor} \cdot t}}{\pi \cdot D} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}}\right) \quad \text{VI/4}$$

- Liu & Weyers 2

Lo spostamento radiale si determina attraverso la V/12; Si eseguono ora dei passaggi [15] per capire come tale espressione è stata ottenuta.

Ipotizzando una propagazione uniforme della ruggine attorno la barra, viene calcolato, nella VI/5 il volume del prodotto di corrosione della corona circolare formatesi, al netto della quantità di prodotto depositata dove il ferro è stato corroso ($\frac{W_{st}(t)}{\rho_{st}}$)

$$\frac{\pi}{4} \cdot [(D + 2d_o + 2d_s)^2 - D^2] = \frac{W_r(t)}{\rho_r} - \frac{W_{st}(t)}{\rho_{st}} \quad \text{VI/5}$$

Si consideri la perdita di massa dell'acciaio come una quota parte della massa della ruggine $W_{st}(t) = \gamma \cdot W_r(t)$, inoltre, risultando $2d_o + 2d_s \ll D_i$, sarà lecito trascurare il suo quadrato come viene mostrato nei passaggi successivi:

$$\frac{\pi}{4} \cdot [D^2 + 4d_o D + 4d_s D - D^2] = \frac{W_r(t)}{\rho_r} - \frac{\gamma \cdot W_r(t)}{\rho_{st}}$$

$$\frac{\pi}{4} \cdot [4d_o D + 4d_s D] = W_r(t) \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\gamma}{\rho_{st}}\right)$$

E' ora possibile determinare lo spostamento radiale invertendo tale scrittura

$$\pi d_s D = W_r(t) \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\gamma}{\rho_{st}} \right) - \pi d_o D$$

$$d_s = \left[W_r(t) \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\gamma}{\rho_{st}} \right) - \pi d_o D \right] \cdot \frac{1}{\pi D}$$

Assumendo che $\gamma = \alpha_r$ l'espressione ottenuta è la medesima della V/12, ovvero:

$$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot D} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right) - d_0$$

Tralasciando d_0 si ottiene la VI/6:

$$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot D} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right) \quad \text{VI/6}$$

Come già esposto sopra le due teoria analizzate di Liu & Weyers sono analoghe, dunque il confronto verrà svolto tra la VI/3 e la VI/6.

Guzmán e Gálvez	$d_s(t) \cong \frac{\gamma \cdot j_{rust} \cdot (\mu_v - 1)}{\rho_s} \cdot t$	$j_s = \frac{M_{Fe} \cdot I_{cor}}{n \cdot F}$
Liu & Weyers	$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot D} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right)$	$W_r = \sqrt{2 \cdot k_p \cdot t}$

Si pone l'attenzione sulla legge di Faraday, utilizzata per valutare il tasso di produzione della ruggine j_s (V/1) :

$$j_s = \frac{M_{Fe} \cdot I_{cor}}{n \cdot F}$$

Assumendo come in precedenza $j_s = \gamma \cdot j_{rust}$, è ricordando che $I_{corr} = i_{corr} \cdot \pi \cdot D$, è possibile esprimere j_{rust} come:

$$j_{rust}(t) = \frac{M_{Fe}}{n \cdot F} \cdot \frac{\pi \cdot D}{\gamma} \cdot i_{cor}(t) \quad \text{VI/7}$$

Ora si analizza l'espressione di Liu & Weyer (V/11) per determinare W_r ; In particolare si pone l'attenzione sull'espressione di k_p (V/10):

$$k_p = k \cdot \frac{\pi \cdot d}{\gamma} \cdot i_{cor}$$

Confrontando quest'ultima espressione di k_p con la VI/7 si notano dei fattori comuni:

$$j_{rust}(t) = \frac{M_{Fe}}{n \cdot F} \cdot \frac{\pi \cdot D}{\gamma} \cdot \underbrace{i_{cor}(t)} \quad k_p = k \cdot \frac{\pi \cdot d}{\gamma} \cdot \underbrace{i_{cor}}$$

ponendo infatti $\frac{M_{Fe}}{n \cdot F} = k_p$, all'interno dei quali si considerano anche i fattori di conversione delle unità di misura, la formula V/10 altro non è che la relazione tra j_{rust} e il tasso di corrosione i_{corr} , ovvero k_p costituisce j_{rust} .

$$\frac{M_{Fe}}{n \cdot F} \cong k_p \rightarrow k_p = j_{rust} \quad \text{VI/8}$$

Ammesso che sia vera l'uguaglianza si confrontano ora le due espressioni di d_s :

Guzmán e Gálvez	$d_s(t) = \frac{\gamma \cdot j_{rust} \cdot (\mu_v - 1)}{\rho_s} \cdot t \cong j_{rust} \cdot \underbrace{\frac{1,36}{\rho_s}}_{\sim \rho_{equiv}} t$
Liu & Weyers	$d_s(t) \cong \frac{\sqrt{2 \cdot j_{rust} \cdot t}}{\pi \cdot D} \cdot \underbrace{\left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right)}_{\sim \rho_{equiv}}$

Dopo aver analizzato le diverse teorie e compiuti gli opportuni confronti in maniera qualitativa, si sono trovati alcuni fattori comuni, come la dipendenza da j_{rust} , anche se nel primo in maniera lineare mentre nel secondo sotto radice, oppure la dipendenza in entrambi da una densità che potremmo definire “equivalente”, ovvero pari circa ad una media pesata tra quella della ruggine e dell'acciaio:

$$\rho_{equiv,1} \cong \frac{\rho_s}{1,36} = 5779 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{equiv,2} \cong \left(\rho_r - \frac{\rho_{st}}{\alpha_r} \right) = 5207 \text{ kg/m}^3$$

A parte questi fattori comuni vi sono delle differenze tra i termini delle due espressioni, in particolare per quanto riguarda la dipendenza dal tempo:

in Guzmán e Gálvez, infatti, lo spostamento radiale dipende linearmente dal tempo, mentre in Liu & Weyer è funzione della radice del tempo.

Tuttavia come dimostrato da Colleparidi, Marcialis e Turriziani^[4] per la fase di propagazione del cloruro, lo spazio effettuato è funzione della radice del tempo (III/14), allo stesso modo, per la seconda fase di propagazione del prodotto ferroso, si ritiene che il fenomeno sia sempre di questa natura, dunque si sceglie di considerare d'ora in avanti la teoria di Liu & Weyers per la valutazione dello spostamento radiale, nella quale il tempo è sotto radice quadrata, ovvero:

$$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot D} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right)$$

6.1.2. Calcolo pressione in funzione dello spostamento radiale d_s

6.1.2.1. Liu & Weyers (si veda 5.2.1)

La pressione in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo-ruggine prodotta viene calcolata tramite la V/13, con:

$$E_{ef} = \frac{E_c}{1+\chi \cdot \varphi} = \frac{27000}{1+0,8 \cdot 2} = 10385 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{(D+2d_o)}{2} = \frac{(16+2 \cdot 12,5 \cdot 10^{-3})}{2} = 8,0125 \text{ mm}$$

$$b = \frac{C+(D+2d_o)}{2} = \frac{48+(16+2 \cdot 12,5 \cdot 10^{-3})}{2} = 32,0125 \text{ mm}$$

$$\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2} = \frac{32,0125^2+8,0125^2}{32,0125^2-8,0125^2} = 1,13$$

Si analizza l'istante $t = 0,54$, con $d_s = 6,32 \cdot 10^{-6} \text{ m}$:

$$P(t = 0,54 \text{ anni}) = \frac{E_{ef} \cdot d_s}{a \cdot \left(\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2} + \gamma_c \right)} = \frac{10385 \cdot 6,32 \cdot 10^{-3}}{8,0125 \cdot (1,13 + 0,18)} = 6,25 \text{ MPa}$$

Essendo $\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2} = \frac{32,0125^2+8,0125^2}{32,0125^2-8,0125^2} = 1,13$, non si effettueranno grandi errori

considerando tale rapporto pari ad 1, in modo da semplificare la formula V/13 della pressione in:

$$P = \frac{E_{ef} \cdot d_s}{a \cdot (1 + \gamma_c)} \quad \text{VI/9}$$

in questo caso:

$$P = \frac{E_{ef} \cdot d_s}{a \cdot (1 + \gamma_c)} = \frac{10385 \cdot 6,32 \cdot 10^{-3}}{8,0125 \cdot (1 + 0,18)} = 6,95 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito in *Figura 6.8* il grafico e la tabella con l'andamento continuo nel tempo della pressione formatesi a seguito della formazione della ruggine.

Liu & Weyers

t (anni)	ds (m)	P (MPa)
0	0,00E+00	0,00
0,247	1,54E-07	0,17
0,340	2,36E-06	2,59
0,387	3,35E-06	3,68
0,433	4,28E-06	4,70
0,480	5,16E-06	5,67
0,527	6,00E-06	6,59
0,546	6,32E-06	6,95
0,574	6,80E-06	7,47
0,621	7,57E-06	8,32
0,667	8,32E-06	9,13
0,714	9,03E-06	9,92
0,761	9,73E-06	10,69
0,808	1,04E-05	11,43
0,845	1,09E-05	12,00
0,855	1,11E-05	12,15
0,902	1,17E-05	12,85
0,949	1,23E-05	13,53
0,995	1,29E-05	14,20
1,042	1,35E-05	14,85
1,089	1,41E-05	15,48
1,136	1,47E-05	16,11
1,146	1,48E-05	16,23
1,183	1,52E-05	16,72
1,230	1,58E-05	17,31
1,277	1,63E-05	17,90
1,324	1,68E-05	18,48
1,371	1,73E-05	19,05
1,418	1,78E-05	19,60
1,447	1,81E-05	19,93
1,465	1,83E-05	20,15
1,512	1,88E-05	20,69
1,560	1,93E-05	21,22
1,607	1,98E-05	21,75
1,654	2,03E-05	22,26
1,701	2,07E-05	22,77
1,748	2,12E-05	23,28

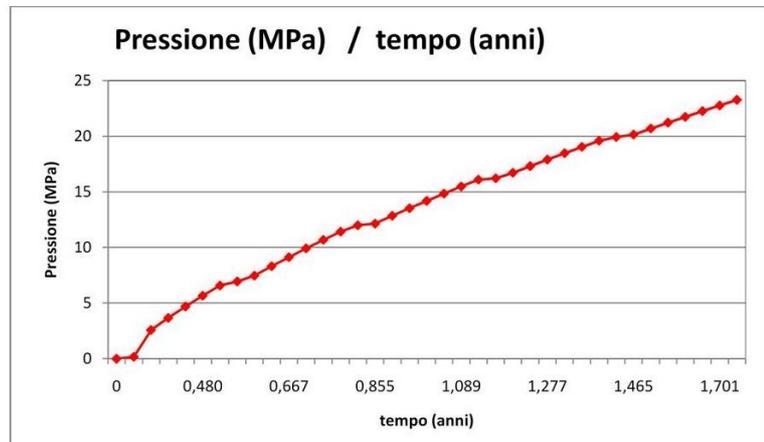
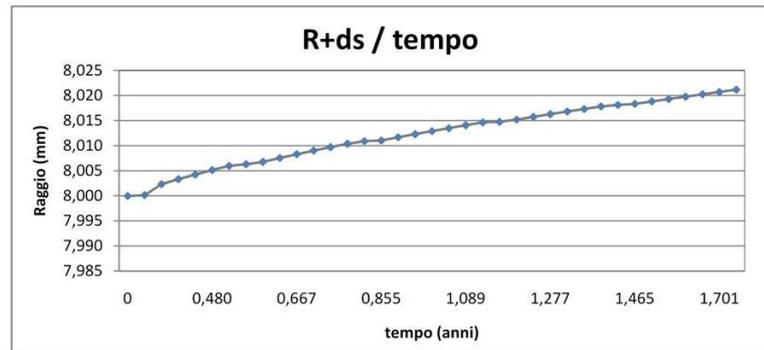


Figura 6.8 – Tabella e grafico dell'andamento della pressione nel tempo calcolata con L&W.

6.1.2.2. Liu & Weyers 2 (si veda 5.2.2)

La pressione esercitata in corrispondenza dell'interfaccia tondino- ruggine viene calcolata con la V/15;

Considerando $t = 0,54$ anni, con $d_s = 6,39 \cdot 10^{-6} m$ la pressione vale:

$$P(t = 0,54 \text{ anni}) = \frac{2 \cdot 6,39 \cdot 10^{-3} \cdot 10384,62}{16} \cdot \frac{1}{\left[1 + 0,18 + \frac{16^2}{2 \cdot 48 \cdot (48 + 16)}\right]} = 6,79 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito in *Figura 6.9* il grafico e la tabella con l'andamento continuo nel tempo della pressione formatesi a seguito della formazione della ruggine.

Liu & Weyers 2

t (anni)	ds (m)	P (MPa)
0	0	0
0,247	2,00E-07	0,21
0,340	2,41E-06	2,56
0,387	3,40E-06	3,62
0,433	4,34E-06	4,61
0,480	5,22E-06	5,55
0,527	6,07E-06	6,45
0,546	6,39E-06	6,79
0,574	6,87E-06	7,30
0,621	7,65E-06	8,13
0,667	8,39E-06	8,92
0,714	9,11E-06	9,68
0,761	9,81E-06	10,43
0,808	1,05E-05	11,14
0,845	1,10E-05	11,71
0,855	1,11E-05	11,84
0,902	1,18E-05	12,52
0,949	1,24E-05	13,19
0,995	1,30E-05	13,83
1,042	1,36E-05	14,46
1,089	1,42E-05	15,08
1,136	1,48E-05	15,69
1,146	1,49E-05	15,81
1,183	1,53E-05	16,28
1,230	1,59E-05	16,86
1,277	1,64E-05	17,43
1,324	1,69E-05	17,99
1,371	1,75E-05	18,54
1,418	1,80E-05	19,08
1,447	1,83E-05	19,40
1,465	1,85E-05	19,62
1,512	1,90E-05	20,14
1,560	1,94E-05	20,66
1,607	1,99E-05	21,16
1,654	2,04E-05	21,67
1,701	2,09E-05	22,16
1,748	2,13E-05	22,65

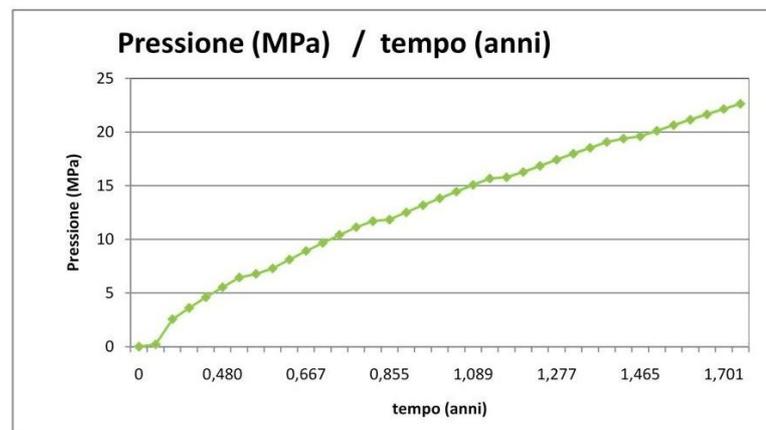
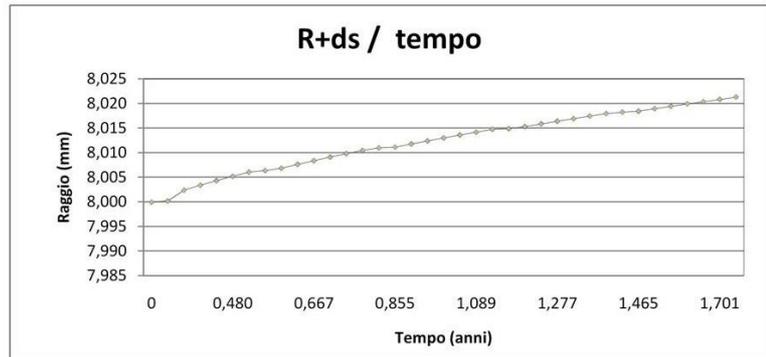


Figura 6.9 – Tabella e grafico dell'andamento della pressione nel tempo calcolata con L&W2.

6.1.2.3. Teoria del confinamento (si veda 5.2.3)

La pressione in funzione dello spostamento radiale viene calcolata tramite la V/19.

Si assume, per semplicità, il modulo della ruggine pari ad un quarto di quello dell'acciaio, mentre il coefficiente di Poisson pari a quello dell'acciaio.

$$E_r = \frac{210000}{4} = 52500 \text{ MPa}$$

$$E_{c,ef} = 10385 \text{ MPa}$$

$$\gamma_r = 0,3$$

$$\gamma_c = 0,18$$

Analizzando all'istante $t = 0,54$ anni, con lo spostamento radiale valutato come:

- Liu e Weyers, $d_s = 6,32 \cdot 10^{-6} \text{ m}$

$$p(t = 0,54) = \frac{6,32 \cdot 10^{-3}}{8 + 12,5 \cdot 10^{-3}} \cdot \left(\frac{52500 \cdot 10385}{10385 \cdot (1 - 0,3) + 52500 \cdot (1 + 0,18)} \right)$$

$$= 6,22 \text{ MPa}$$

- Liu e Weyers 2, $d_s = 6,39 \cdot 10^{-6} \text{ m}$

$$p(t = 0,54) = \frac{6,39 \cdot 10^{-3}}{8 + 12,5 \cdot 10^{-3}} \cdot \left(\frac{52500 \cdot 10385}{10385 \cdot (1 - 0,3) + 52500 \cdot (1 + 0,18)} \right)$$

$$= 6,28 \text{ MPa}$$

Si riporta di seguito in *Figura 6.10* il grafico e la tabella con l'andamento continuo nel tempo della pressione.

Teoria del confinamento

t (anni)	P (MPa)
0	0,00
0,247	0,15
0,340	2,32
0,387	3,29
0,433	4,20
0,480	5,07
0,527	5,90
0,546	6,22
0,574	6,69
0,621	7,44
0,667	8,18
0,714	8,88
0,761	9,56
0,808	10,23
0,845	10,74
0,855	10,87
0,902	11,50
0,949	12,11
0,995	12,70
1,042	13,29
1,089	13,86
1,136	14,41
1,146	14,52
1,183	14,96
1,230	15,50
1,277	16,02
1,324	16,54
1,371	17,05
1,418	17,54
1,447	17,84
1,465	18,04
1,512	18,52
1,560	18,99
1,607	19,46
1,654	19,93
1,701	20,38
1,748	20,83

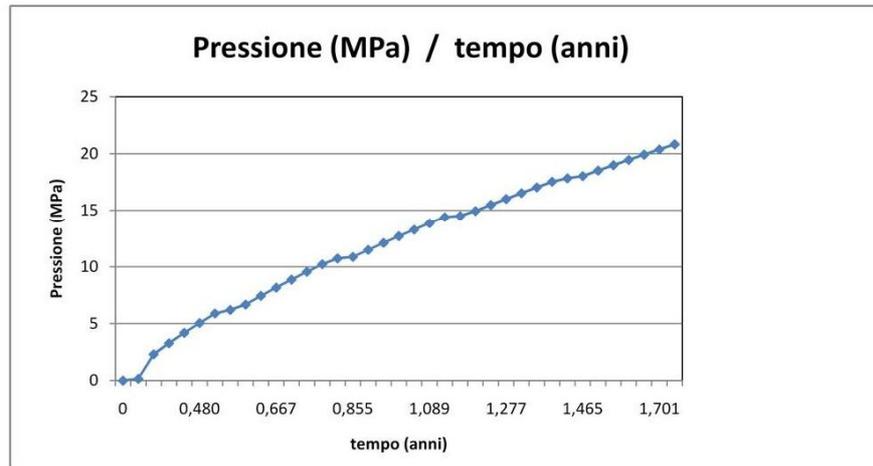


Figura 6.10– Tabella e grafico dell’andamento della pressione nel tempo calcolata partendo dalla teoria del confinamento

6.1.2.4. Confronto dei risultati ottenuti con le diverse teorie

Si riporta in *Figura 6.11* la sovrapposizione dei tre diagrammi pressione-tempo calcolati nei precedenti paragrafi.

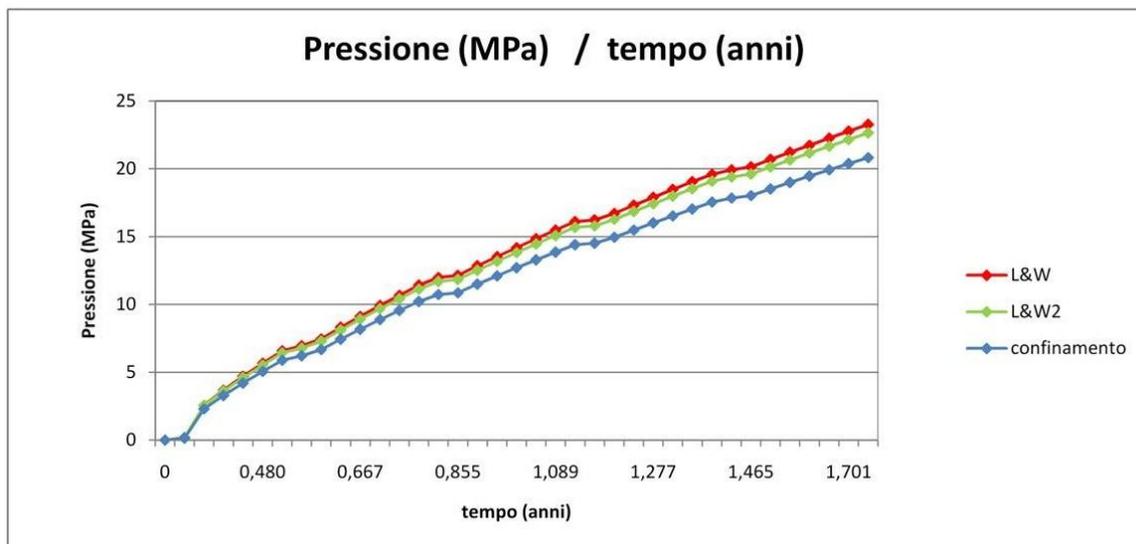


Figura 6.11 – Andamento della pressione nel tempo per le diverse teorie.

Come si può notare le teorie forniscono valori di pressione dello stesso ordine di grandezza, in particolare le due teorie di Liu & Weyers sono quasi coincidenti. Si fa notare che la teoria del confinamento proposta in questa tesi sottostima leggermente i valori ma approssima abbastanza bene tale andamento, soprattutto considerando la semplicità di quest'ultima teoria in relazione al risultato ottenuto.

6.1.3. Calcolo pressione limite

6.1.3.1. Liu & Weyers (si veda 5.3.1.)

Il valore minimo di pressione necessario a causare la fessurazione del copriferro è fornita dalla V/20, con:

f_t' = Resistenza a trazione del calcestruzzo, pari a 3,3 MPa;

C = dimensione del copriferro, in questo caso pari a 48 mm;

$$P_{LIM} = \frac{2 \cdot C \cdot f_t'}{D + 2 \cdot d_o} = \frac{2 \cdot 48 \cdot 3,3}{16 + 2 \cdot 12,5 \cdot 10^{-3}} = 19,8 \text{ MPa}$$

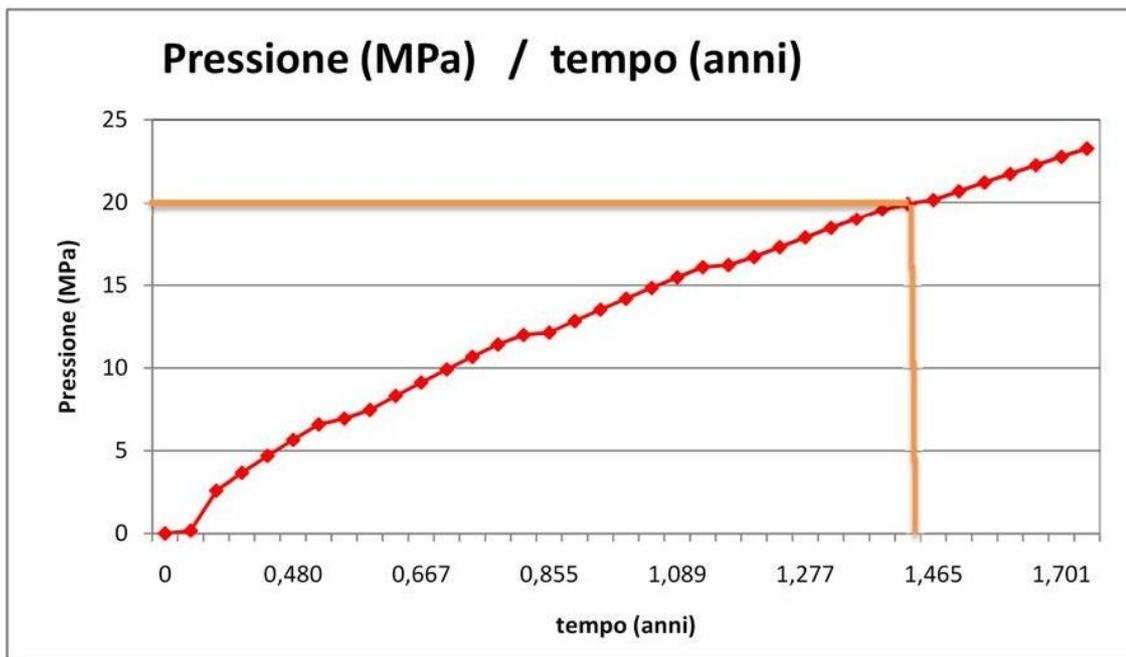


Figura 6.12 – Andamento della pressione nel tempo e valore della pressione limite con L&W.

6.1.3.2. Teoria del cuneo di rottura

La minima pressione necessaria per avere fessurazione nel copriferro viene calcolata, partendo dalla teoria del confinamento, mediante la V/21, considerando una superficie di scivolamento inclinata.

Nel esempio analizzato si considera (Figura 5.5):

$\tau = f_{ct}$ = Resistenza a trazione del calcestruzzo, pari a 3,3 MPa;

$C_{TOT} = C + R = 48 + 8 = 56 \text{ mm}$

In particolare si analizzano le due condizioni limite di inclinazione della superficie:

- $\alpha = 30^\circ$

$$P_{LIM}(\alpha = 30^\circ) = \frac{4 \cdot \sqrt{3}}{3} \cdot \frac{\tau \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R} = \frac{4 \cdot \sqrt{3}}{3} \cdot \frac{3,3 \cdot 56}{\pi \cdot 8} = 16,98 \text{ MPa}$$

- $\alpha = 45^\circ$

$$P_{LIM}(\alpha = 45^\circ) = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{\tau \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R} = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{3,3 \cdot 56}{\pi \cdot 8} = 20,80 \text{ MPa}$$

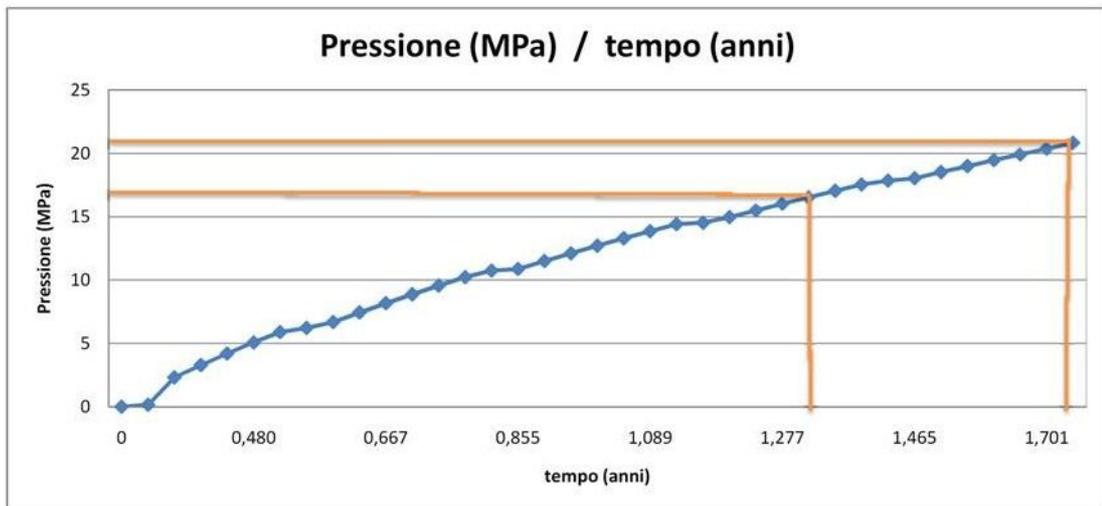


Figura 6.13 – Andamento della pressione nel tempo e valore della pressione limite con la teoria del cuneo di rottura

6.1.3.3. Confronto tra le teorie analizzate

Dai risultati ottenuti si può notare che la teoria del cuneo di rottura definisce un intervallo che contiene il valore limite definito da Liu & Weyers, e quindi risulta compatibile con quest'ultimo; la teoria sembra quindi fornire valori attendibili pur essendo molto più semplificata dalle altre teorie studiate dai ricercatori.

6.1.4. Tempo di fessurazione t_{cr}

6.1.4.1. Valutazione qualitativa

Dopo aver valutato nel capitolo 4.2.3 la pressione limite con i due diversi approcci è possibile definire qualitativamente il tempo critico corrispondente nei grafici precedentemente costruiti.

- Liu & Weyers

Il tempo critico si ottiene trovando nel grafico di *Figura 4.19* l'ascissa corrispondente alla pressione critica valutata da Liu & Weyers; In questo caso il valore indicativo risulta:

$$t_{cr} \sim 1,40 \text{ anni}$$

- Teoria del confinamento

Analogamente è possibile avere una valutazione qualitativa del tempo critico con la teoria del confinamento trovando le ascisse corrispondente ai valore di pressione critica nel grafico di *Figura 4.20*.

In questo caso il valore indicativo risulta:

$$t_{cr} \sim [1,3 - 1,75] \text{ anni}$$

6.1.4.2 Modelli empirici

Lo spessore critico di corrosione può essere espresso attraverso modelli empirici più o meno semplificati:

- Webster and Clark

$$x_{cr} = 1,25 \cdot C = 1,25 \cdot 48 = 60 \mu m$$

- Rodriguez

$$x_{cr} = 83,8 + 7,4 \cdot \frac{c}{D} - 22,6 \cdot f_{ct} = 83,8 + 7,4 \cdot \frac{48}{16} - 22,6 \cdot 3,3 =$$

$$= 31,4 \mu m$$

Il tempo di fessurazione viene valutato attraverso la V/25; valutando x_{cr} con il modello dipendente da un unico parametro si ottiene:

$$t_{cr,1} = \frac{60}{11,6 \cdot 2,41} = 2,15 \text{ anni}$$

Valutandolo invece con un modello a più parametri il tempo di fessurazione vale:

$$t_{cr,2} = \frac{31,4}{11,6 \cdot 2,41} = 1,12 \text{ anni}$$

6.1.4.3. Liu & Weyers (5.4.2)

La quantità critica di ruggine è fornita dall'espressione V/26:

$$W_{r,crit}(\alpha = 0,523) = 8,25 \text{ mg/mm}$$

$$W_{r,crit}(\alpha = 0,622) = 8,81 \text{ mg/mm}$$

Il tempo critico di corrosione, qualora si assuma un tasso di corrosione costante, è dato dalla V/27:

$$t_{cr}(\alpha = 0,523) = \frac{W_{r,crit}^2}{2 \cdot k_p} = \frac{8,25^2}{2 \cdot 24,42} = 1,52 \text{ anni}$$

$$t_{cr}(\alpha = 0,622) = \frac{W_{r,crit}^2}{2 \cdot k_p} = \frac{8,81^2}{2 \cdot 20,54} = 1,73 \text{ anni}$$

Si riportano in *Figura 6.14* la tabella e i grafici che riepilogano i risultati ottenuti con i dati considerati.

DATI:

\varnothing (mm)	c (mm)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	fc (MPa)	fct (MPa)	Ec (MPa)	ϕ
16	48	2,41	31,5	3,3	27000	2

t (anni)	ds (m)			PRESSIONE (MPa)		
	GUZMAN	L&W	L&W 2	L&W	L&W 2	CONFIN.
0,000	0	0	0	0	0	0
0,247	0,00E+00	1,54E-07	2,00E-07	0,17	0,21	0,15
0,340	5,00E-06	2,36E-06	2,41E-06	2,59	2,56	2,32
0,387	7,50E-06	3,35E-06	3,40E-06	3,68	3,62	3,29
0,433	1,00E-05	4,28E-06	4,34E-06	4,70	4,61	4,20
0,480	1,25E-05	5,16E-06	5,22E-06	5,67	5,55	5,07
0,527	1,50E-05	6,00E-06	6,07E-06	6,59	6,45	5,90
0,546	1,60E-05	6,32E-06	6,39E-06	6,95	6,79	6,22
0,574	1,75E-05	6,80E-06	6,87E-06	7,47	7,30	6,69
0,621	2,00E-05	7,57E-06	7,65E-06	8,32	8,13	7,44
0,667	2,25E-05	8,32E-06	8,39E-06	9,13	8,92	8,18
0,714	2,50E-05	9,03E-06	9,11E-06	9,92	9,68	8,88
0,761	2,75E-05	9,73E-06	9,81E-06	10,69	10,43	9,56
0,808	3,00E-05	1,04E-05	1,05E-05	11,43	11,14	10,23
0,845	3,20E-05	1,09E-05	1,10E-05	12,00	11,71	10,74
0,855	3,25E-05	1,11E-05	1,11E-05	12,15	11,84	10,87
0,902	3,50E-05	1,17E-05	1,18E-05	12,85	12,52	11,50
0,949	3,75E-05	1,23E-05	1,24E-05	13,53	13,19	12,11
0,995	4,00E-05	1,29E-05	1,30E-05	14,20	13,83	12,70
1,042	4,25E-05	1,35E-05	1,36E-05	14,85	14,46	13,29
1,089	4,50E-05	1,41E-05	1,42E-05	15,48	15,08	13,86
1,136	4,75E-05	1,47E-05	1,48E-05	16,11	15,69	14,41
1,146	4,80E-05	1,48E-05	1,49E-05	16,23	15,81	14,52
1,183	5,00E-05	1,52E-05	1,53E-05	16,72	16,28	14,96
1,230	5,25E-05	1,58E-05	1,59E-05	17,31	16,86	15,50
1,277	5,50E-05	1,63E-05	1,64E-05	17,90	17,43	16,02
1,324	5,75E-05	1,68E-05	1,69E-05	18,48	17,99	16,54
1,371	6,00E-05	1,73E-05	1,75E-05	19,05	18,54	17,05
1,418	6,25E-05	1,78E-05	1,80E-05	19,60	19,08	17,54
1,447	6,40E-05	1,81E-05	1,83E-05	19,93	19,40	17,84
1,465	6,50E-05	1,83E-05	1,85E-05	20,15	19,62	18,04
1,512	6,75E-05	1,88E-05	1,90E-05	20,69	20,14	18,52
1,560	7,00E-05	1,93E-05	1,94E-05	21,22	20,66	18,99
1,607	7,25E-05	1,98E-05	1,99E-05	21,75	21,16	19,46
1,654	7,50E-05	2,03E-05	2,04E-05	22,26	21,67	19,93
1,701	7,75E-05	2,07E-05	2,09E-05	22,77	22,16	20,38
1,748	8,00E-05	2,12E-05	2,13E-05	23,28	22,65	20,83
			P_{LIM} (MPa)	19,77		16,98 20,80
			t_{cr} (anni)	1,40 calcolato: 1,5 ÷ 1,7		1,30 1,75

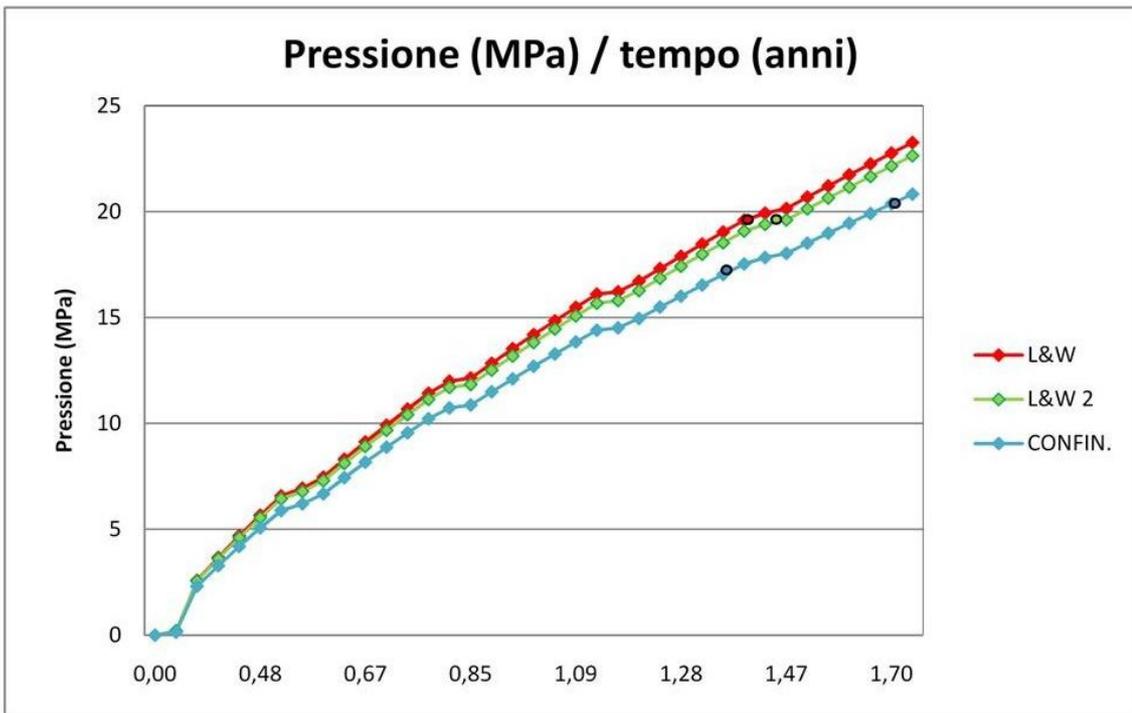
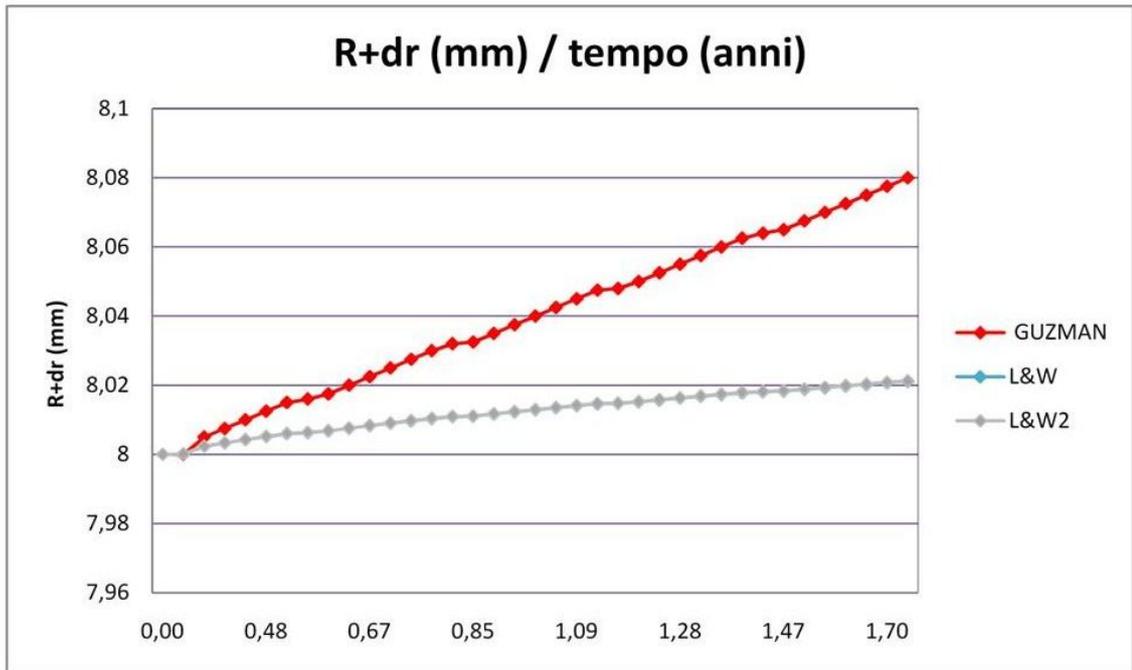


Figura 6.14– Andamento dello spostamento radiale e della pressione nel tempo con le diverse teorie.

6.2. Riepilogo formule utilizzate

Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle principali formule utilizzate, in modo da poter avere una rapida visualizzazione.

SPOSTAMENTO RADIALE	Guzmán e Gálvez	$d_s(t) = \frac{\gamma \cdot j_{rust} \cdot (\mu_v - 1)}{\rho_s} \cdot t \quad j_s = \frac{M_{Fe} \cdot I_{cor}}{n \cdot F}$
	Liu & Weyers	$d_s(t) = \frac{W_r(t)}{\pi \cdot D} \cdot \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right) \quad W_r = \sqrt{2 \cdot k_p \cdot t}$
PRESSIONE	Liu & Weyers	$P = \frac{E_{ef} \cdot d_s}{a \cdot \left(\frac{b^2 + a^2}{b^2 - a^2} + \gamma_c \right)}$
	Liu & Weyers 2	$P = \frac{2 \cdot d_s(t) \cdot E_{c,ef}}{D} \cdot \frac{1}{\left[1 + \gamma_c + \frac{D^2}{2 \cdot C \cdot (C + D)} \right]}$
	Confinamento	$P = \frac{d_s(t)}{R} \cdot \left(\frac{E_r \cdot E_{c,ef}}{E_{c,ef} \cdot (1 - \gamma_r) + E_r \cdot (1 + \gamma_c)} \right)$
PRESSIONE LIMITE	Liu & Weyers	$P_{LIM} = \frac{2 \cdot C \cdot f_t}{D + 2 \cdot d_o}$
	Confinamento	$P_{LIM} = \frac{2 \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R \cdot \cos \alpha} \cdot \tau$ $P_{LIM}(30^\circ) = \frac{4 \cdot \sqrt{3}}{3} \cdot \frac{\tau \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R}$ $P_{LIM}(45^\circ) = 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{\tau \cdot C_{TOT}}{\pi \cdot R}$
TEMPO CRITICO	Liu & Weyers	$t_{cr} = \frac{W_{r,crit}^2}{2 \cdot k_p}$ $W_{r,crit} = \rho_r \left\{ \pi \cdot \left[\frac{C \cdot f_{ct}}{E_{c,ef}} \cdot (1 + \gamma_c) + d_o \right] \cdot D + \frac{W_s}{\rho_s} \right\}$
	Empirico	$t_{cr} = \frac{x_{cr}}{11,6 \cdot i_{corr}} \quad x_{cr} = 83,8 + 7,4 \cdot \frac{C}{D} - 22,6 \cdot f_{ct}$

6.3. Variazione dei dati

Dopo aver appurato la bontà dalle tre diverse teorie per valutare la pressione si analizzano altre applicazioni variando alcuni dati di partenza, per capire come ogni parametro incide sul fenomeno.

6.3.1. Variazione del raggio del tondino

Si considera un tondino di dimensioni minori rispetto quello di partenza, mantenendo inalterati tutti gli altri dati.

$$\varnothing = 12 \text{ mm}$$

Si descrivono di seguito gli andamenti significativi di spostamento radiale e pressione:

- Lo spostamento radiale valutato con L&W aumenta leggermente rispetto al caso precedente, essendo D al denominatore dell'espressione, mentre in Guzmán e Gálvez i valori sono identici al caso precedente in quanto lo spostamento radiale non dipende dal diametro del tondino;
- la pressione valutata con le tre teorie aumenta nel tempo, essendo φ al denominatore delle espressioni;
- Entrambi gli intervalli della pressione limite, valutata con L&W e con l'espressione del confinamento, aumentano, avendo D al denominare delle espressioni.

Si riportano in *Figura 6.15* la tabella e i grafici che riepilogano i risultati, variazione del raggio del tondino e della pressione nel tempo, considerando un diametro del tondino minore.

Si fa notare che nel grafico pressione-tempo è stato anche riportato il valore della pressione critica associata ad ogni teoria attraverso un indicatore circolare posto su ciascun grafico.

DATI:

\varnothing (mm)	c (mm)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (MPa)	ϕ
12	48	2,41	31,5	3,3	27000	2

t (anni)	ds (m)			PRESSIONE (MPa)		
	GUZMAN	L&W	L&W 2	L&W	L&W 2	CONFIN.
0,000	0	0	0	0	0	0
0,247	0,00E+00	2,10E-06	2,17E-06	3,08	3,11	2,76
0,340	5,00E-06	4,65E-06	4,72E-06	6,80	6,78	6,09
0,387	7,50E-06	5,79E-06	5,87E-06	8,47	8,42	7,58
0,433	1,00E-05	6,86E-06	6,94E-06	10,04	9,97	8,99
0,480	1,25E-05	7,88E-06	7,97E-06	11,53	11,44	10,32
0,527	1,50E-05	8,85E-06	8,94E-06	12,95	12,84	11,59
0,546	1,60E-05	9,22E-06	9,32E-06	13,50	13,38	12,08
0,574	1,75E-05	9,78E-06	9,87E-06	14,31	14,18	12,81
0,621	2,00E-05	1,07E-05	1,08E-05	15,61	15,46	13,97
0,668	2,25E-05	1,15E-05	1,16E-05	16,87	16,70	15,10
0,714	2,50E-05	1,24E-05	1,25E-05	18,08	17,89	16,18
0,761	2,75E-05	1,32E-05	1,33E-05	19,26	19,05	17,23
0,808	3,00E-05	1,39E-05	1,40E-05	20,39	20,17	18,25
0,846	3,20E-05	1,45E-05	1,47E-05	21,28	21,05	19,05
0,855	3,25E-05	1,47E-05	1,48E-05	21,50	21,26	19,24
0,902	3,50E-05	1,54E-05	1,55E-05	22,58	22,32	20,21
0,949	3,75E-05	1,61E-05	1,63E-05	23,63	23,36	21,15
0,996	4,00E-05	1,68E-05	1,70E-05	24,65	24,37	22,06
1,043	4,25E-05	1,75E-05	1,77E-05	25,65	25,35	22,96
1,090	4,50E-05	1,82E-05	1,83E-05	26,63	26,32	23,83
1,137	4,75E-05	1,88E-05	1,90E-05	27,59	27,26	24,69
1,147	4,80E-05	1,90E-05	1,91E-05	27,78	27,45	24,86
1,184	5,00E-05	1,95E-05	1,96E-05	28,53	28,19	25,53
1,231	5,25E-05	2,01E-05	2,03E-05	29,45	29,10	26,36
1,278	5,50E-05	2,07E-05	2,09E-05	30,35	29,99	27,16
1,326	5,75E-05	2,13E-05	2,15E-05	31,24	30,86	27,96
1,373	6,00E-05	2,19E-05	2,21E-05	32,11	31,72	28,74
1,420	6,25E-05	2,25E-05	2,27E-05	32,97	32,56	29,51
1,448	6,40E-05	2,29E-05	2,30E-05	33,48	33,06	29,96
1,467	6,50E-05	2,31E-05	2,33E-05	33,81	33,40	30,26
1,514	6,75E-05	2,37E-05	2,38E-05	34,64	34,21	31,00
1,561	7,00E-05	2,42E-05	2,44E-05	35,46	35,02	31,74
1,609	7,25E-05	2,48E-05	2,49E-05	36,27	35,81	32,46
1,656	7,50E-05	2,53E-05	2,55E-05	37,06	36,60	33,17
1,703	7,75E-05	2,59E-05	2,60E-05	37,84	37,37	33,87
1,751	8,00E-05	2,64E-05	2,65E-05	38,62	38,13	34,56
			P_{LIM} (MPa)	26,35		21,83 26,74
			t_{cr} (anni)	~ 1,10 calcolato: 1,2 ÷ 1,4		1,00 1,30

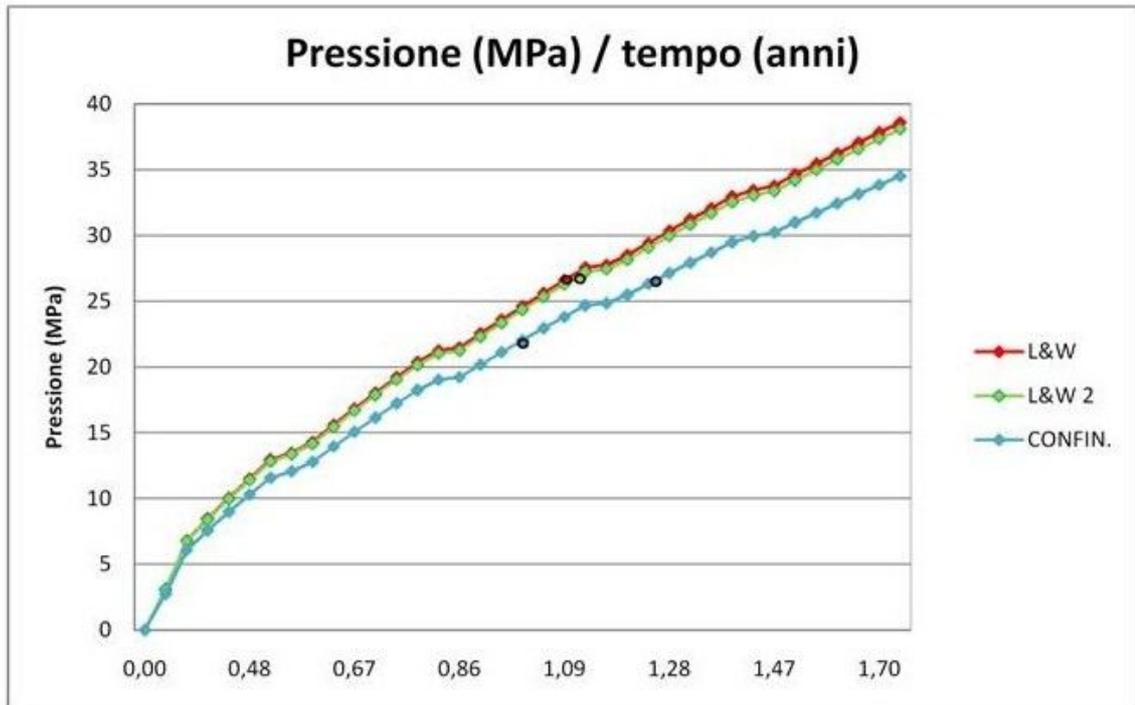
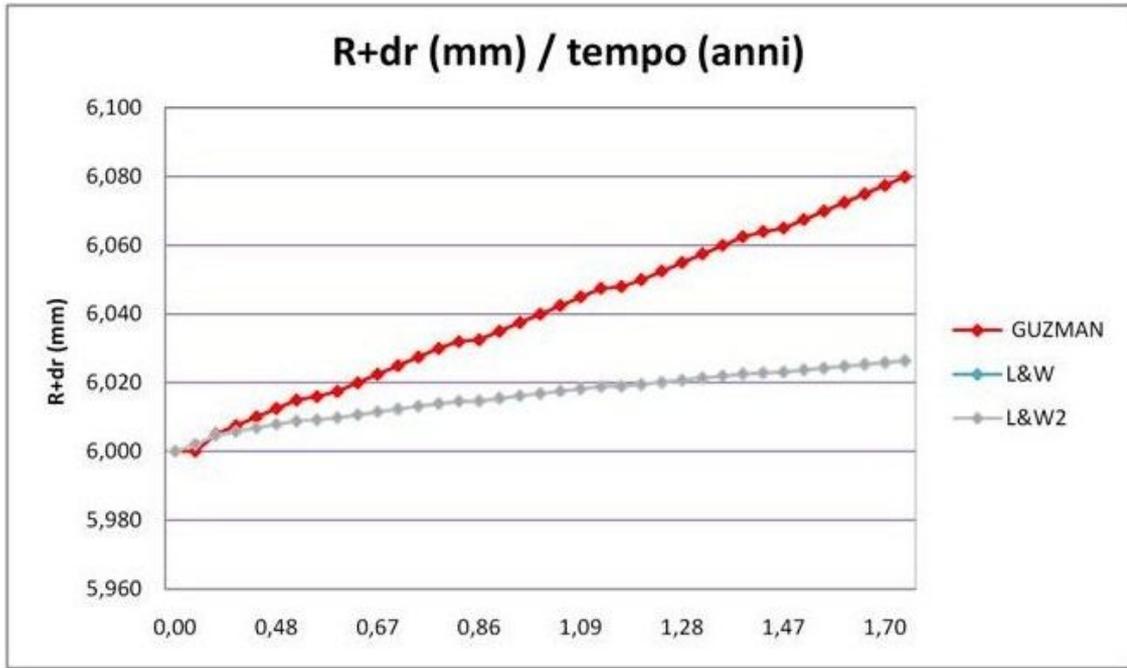


Figura 6.15– Andamento dello spostamento radiale e della pressione nel tempo con le diverse teorie considerando un diametro \varnothing del tendino minore rispetto quello dell'esempio di riferimento.

6.3.2. Variazione della dimensione del copriferro

Si considera un ricoprimento del ferro di dimensioni minori rispetto quello di partenza, mantenendo inalterati tutti gli altri dati.

$$c = 30 \text{ mm}$$

Si descrivono di seguito gli andamenti di spostamento radiale e pressione:

- Gli spostamenti radiali valutati con entrambe le teorie rimangono invariati rispetto il caso di riferimento, in quanto le espressioni non dipendono dalla dimensione del copriferro;
- Gli andamenti della pressione rimangono invariati rispetto al caso di riferimento, ad eccezione di quella valutata con L&W2, che cala leggermente, in quanto il valore del copriferro è presente al numeratore dell'espressione;
- La pressione limite, valutata con L&W e con l'espressione del confinamento, cala, avendo una dipendenza lineare dal valore del copriferro C .

Si riportano in *Figura 6.16* la tabella e i grafici che riepilogano i risultati, variazione del raggio del tondino e della pressione nel tempo, considerando un copriferro minore.

DATI:

\varnothing (mm)	c (mm)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	fc (MPa)	fct (MPa)	Ec (MPa)	ϕ
16	30	2,41	31,5	3,3	27000	2

t (anni)	ds (m)			PRESSIONE (MPa)		
	GUZMAN	L&W	L&W 2	L&W	L&W 2	CONFIN.
0,000	0	0	0	0	0	0
0,247	0,00E+00	1,54E-07	2,00E-07	0,17	0,20	0,15
0,340	5,00E-06	2,36E-06	2,41E-06	2,59	2,46	2,32
0,387	7,50E-06	3,35E-06	3,40E-06	3,68	3,47	3,29
0,433	1,00E-05	4,28E-06	4,34E-06	4,70	4,42	4,20
0,480	1,25E-05	5,16E-06	5,22E-06	5,67	5,33	5,07
0,527	1,50E-05	6,00E-06	6,07E-06	6,59	6,19	5,90
0,546	1,60E-05	6,32E-06	6,39E-06	6,95	6,52	6,22
0,574	1,75E-05	6,80E-06	6,87E-06	7,47	7,01	6,69
0,621	2,00E-05	7,57E-06	7,65E-06	8,32	7,80	7,44
0,667	2,25E-05	8,32E-06	8,39E-06	9,13	8,56	8,18
0,714	2,50E-05	9,03E-06	9,11E-06	9,92	9,30	8,88
0,761	2,75E-05	9,73E-06	9,81E-06	10,69	10,01	9,56
0,808	3,00E-05	1,04E-05	1,05E-05	11,43	10,70	10,23
0,845	3,20E-05	1,09E-05	1,10E-05	12,00	11,24	10,74
0,855	3,25E-05	1,11E-05	1,11E-05	12,15	11,37	10,87
0,902	3,50E-05	1,17E-05	1,18E-05	12,85	12,02	11,50
0,949	3,75E-05	1,23E-05	1,24E-05	13,53	12,66	12,11
0,995	4,00E-05	1,29E-05	1,30E-05	14,20	13,28	12,70
1,042	4,25E-05	1,35E-05	1,36E-05	14,85	13,88	13,29
1,089	4,50E-05	1,41E-05	1,42E-05	15,48	14,48	13,86
1,136	4,75E-05	1,47E-05	1,48E-05	16,11	15,06	14,41
1,146	4,80E-05	1,48E-05	1,49E-05	16,23	15,17	14,52
1,183	5,00E-05	1,52E-05	1,53E-05	16,72	15,63	14,96
1,230	5,25E-05	1,58E-05	1,59E-05	17,31	16,18	15,50
1,277	5,50E-05	1,63E-05	1,64E-05	17,90	16,73	16,02
1,324	5,75E-05	1,68E-05	1,69E-05	18,48	17,27	16,54
1,371	6,00E-05	1,73E-05	1,75E-05	19,05	17,80	17,05
1,418	6,25E-05	1,78E-05	1,80E-05	19,60	18,32	17,54
1,447	6,40E-05	1,81E-05	1,83E-05	19,93	18,62	17,84
1,465	6,50E-05	1,83E-05	1,85E-05	20,15	18,83	18,04
1,512	6,75E-05	1,88E-05	1,90E-05	20,69	19,33	18,52
1,560	7,00E-05	1,93E-05	1,94E-05	21,22	19,83	18,99
1,607	7,25E-05	1,98E-05	1,99E-05	21,75	20,32	19,46
1,654	7,50E-05	2,03E-05	2,04E-05	22,26	20,80	19,93
1,701	7,75E-05	2,07E-05	2,09E-05	22,77	21,27	20,38
1,748	8,00E-05	2,12E-05	2,13E-05	23,28	21,74	20,83
			P_{LIM} (MPa)	12,36		11,52 14,11
			t_{cr} (anni)	~ 0,85 calcolato: 0,9 ÷ 1,1		0,90 1,10

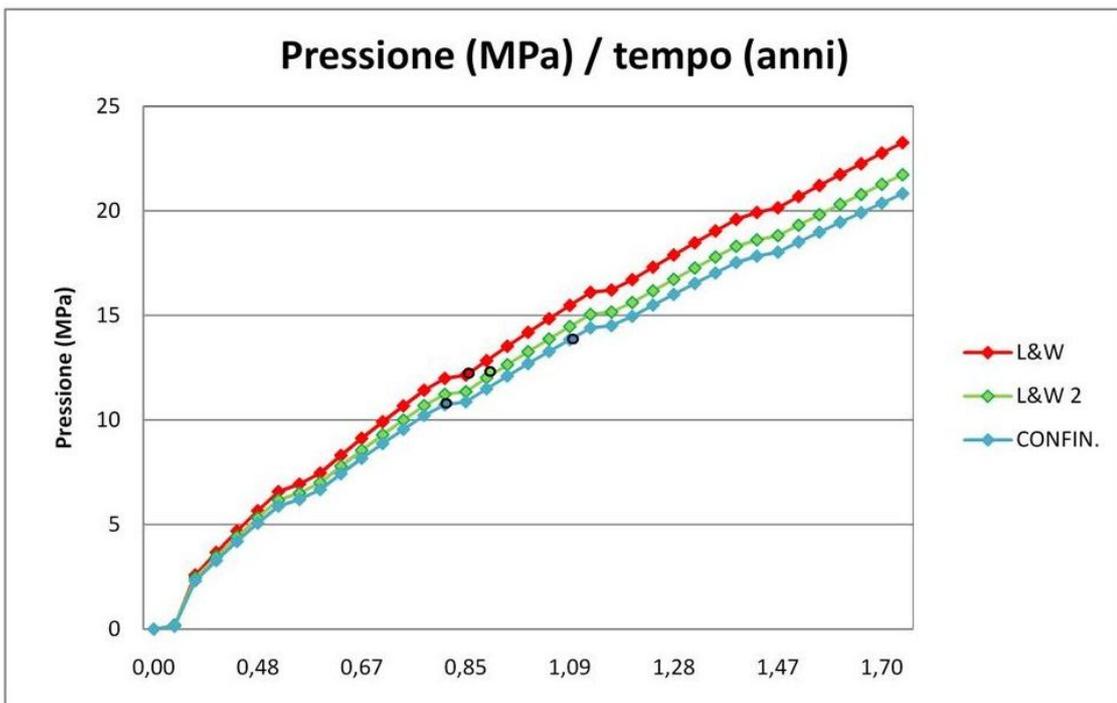
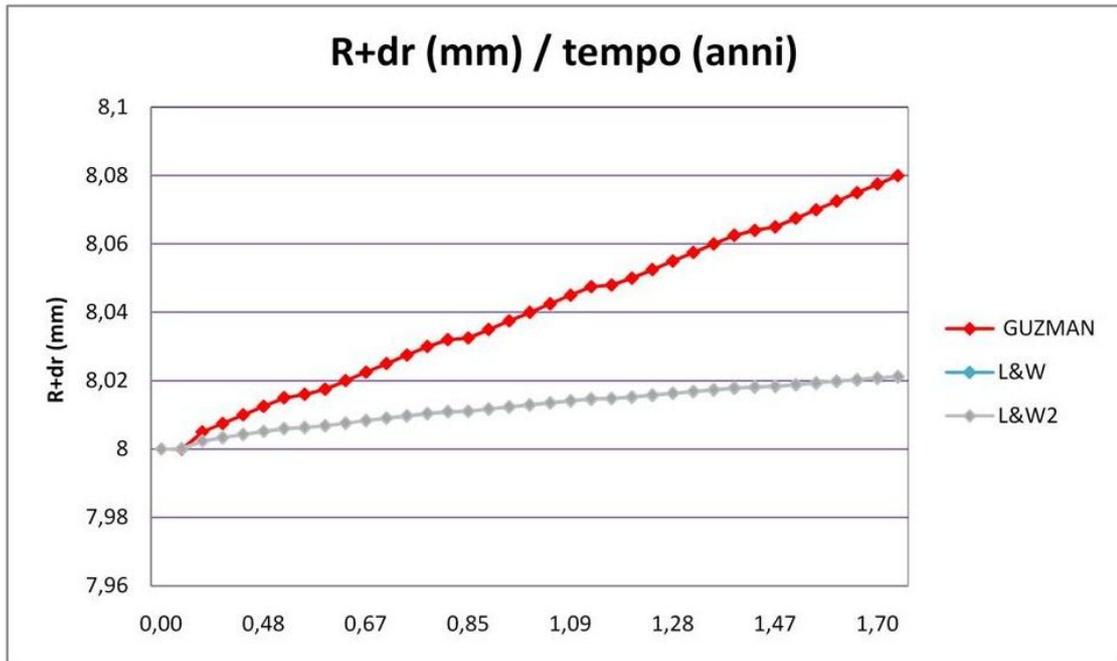


Figura 6.16 – Andamento dello spostamento radiale e della pressione nel tempo con le diverse teorie considerando un copri ferro c minore rispetto quello dell'esempio di riferimento.

6.3.3. Variazione dell'indice di corrosione

Si considera un indice di corrosione inferiore rispetto quello di partenza, mantenendo inalterati tutti gli altri dati.

$$i_{corr} = 1,50 \mu A/cm^2$$

Si descrivono di seguito gli andamenti di spostamento radiale e pressione:

- Gli spostamenti in tutti e tre i casi diminuiscono nettamente, quasi dimezzandosi, essendoci una dipendenza lineare in Guzmán e Gálvez, mentre i_{corr} appare sotto radice per L&W;
- Gli andamenti della pressione calano nettamente in quanto dipendenti da ds , il quale ha subito una brusca riduzione;
- I valori della pressione limite rimangono invariati, non dipendendo tali relazioni dal tasso di corrosione.

Analizzando l'intervallo temporale studiato finora, cioè, dal momento in cui si è raggiunta la depassivazione, assunto come $t=0$, fino ad un tempo pari a 1,75 anni, in questo caso non si raggiunge la crisi con nessuna delle teorie, in quanto la pressione non raggiunge i valori di quella limite.

Si riportano in *Figura 6.17* la tabella e i grafici che riepilogano i risultati, variazione del raggio del tondino e della pressione nel tempo, considerando un attacco corrosivo minore, mantenendo l'intervallo temporale uguale ai casi precedentemente analizzati.

Per valutare il tempo di crisi, è necessario allargare la finestra temporale.

DATI:

\varnothing (mm)	c (mm)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	fc (MPa)	fct (MPa)	Ec (MPa)	ϕ
16	48	1,5	31,5	3,3	27000	2

t (anni)	ds (m)			PRESSIONE (MPa)		
	GUZMAN	L&W	L&W 2	L&W	L&W 2	CONFIN.
0,000	0	0,00E+00	0	0,00	0,00	0,00
0,247	0	0,00E+00	0,00E+00	0,00	0,00	0,00
0,340	3,11E-06	0,00E+00	0,00E+00	0,00	0,00	0,00
0,387	4,67E-06	1,58E-09	4,78E-08	0,00	0,05	0,00
0,433	6,23E-06	7,36E-07	7,84E-07	0,81	0,83	0,72
0,480	7,79E-06	1,43E-06	1,48E-06	1,57	1,58	1,41
0,527	9,34E-06	2,09E-06	2,15E-06	2,30	2,28	2,06
0,546	9,97E-06	2,35E-06	2,41E-06	2,58	2,56	2,31
0,574	1,09E-05	2,73E-06	2,78E-06	3,00	2,96	2,68
0,621	1,25E-05	3,34E-06	3,40E-06	3,66	3,61	3,28
0,667	1,40E-05	3,92E-06	3,98E-06	4,31	4,23	3,86
0,714	1,56E-05	4,49E-06	4,55E-06	4,93	4,84	4,41
0,761	1,71E-05	5,04E-06	5,10E-06	5,53	5,42	4,95
0,808	1,87E-05	5,57E-06	5,64E-06	6,12	5,99	5,47
0,845	2,00E-05	5,98E-06	6,05E-06	6,57	6,43	5,88
0,855	2,03E-05	6,09E-06	6,16E-06	6,68	6,54	5,98
0,902	2,18E-05	6,59E-06	6,66E-06	7,24	7,08	6,48
0,949	2,34E-05	7,08E-06	7,15E-06	7,78	7,60	6,96
0,995	2,50E-05	7,56E-06	7,63E-06	8,30	8,11	7,43
1,042	2,65E-05	8,03E-06	8,10E-06	8,81	8,61	7,89
1,089	2,81E-05	8,48E-06	8,56E-06	9,32	9,10	8,34
1,136	2,97E-05	8,93E-06	9,01E-06	9,81	9,57	8,78
1,146	3,00E-05	9,02E-06	9,10E-06	9,91	9,67	8,86
1,183	3,12E-05	9,37E-06	9,45E-06	10,29	10,04	9,21
1,230	3,28E-05	9,80E-06	9,88E-06	10,76	10,50	9,63
1,277	3,44E-05	1,02E-05	1,03E-05	11,23	10,95	10,05
1,324	3,59E-05	1,06E-05	1,07E-05	11,68	11,39	10,45
1,371	3,75E-05	1,10E-05	1,11E-05	12,13	11,82	10,85
1,418	3,91E-05	1,14E-05	1,15E-05	12,57	12,25	11,25
1,447	4,00E-05	1,17E-05	1,18E-05	12,83	12,50	11,48
1,465	4,06E-05	1,18E-05	1,19E-05	13,00	12,67	11,63
1,512	4,22E-05	1,22E-05	1,23E-05	13,43	13,09	12,02
1,560	4,38E-05	1,26E-05	1,27E-05	13,85	13,49	12,39
1,607	4,53E-05	1,30E-05	1,31E-05	14,26	13,89	12,76
1,654	4,69E-05	1,34E-05	1,34E-05	14,67	14,29	13,13
1,701	4,85E-05	1,37E-05	1,38E-05	15,07	14,68	13,49
1,748	5,00E-05	1,41E-05	1,42E-05	15,46	15,06	13,84
			P_{LIM} (MPa)	19,77		16,98 20,80
			t_{cr} (anni)	> 1,75 calcolato: 2,6 ÷ 3		> 1,75

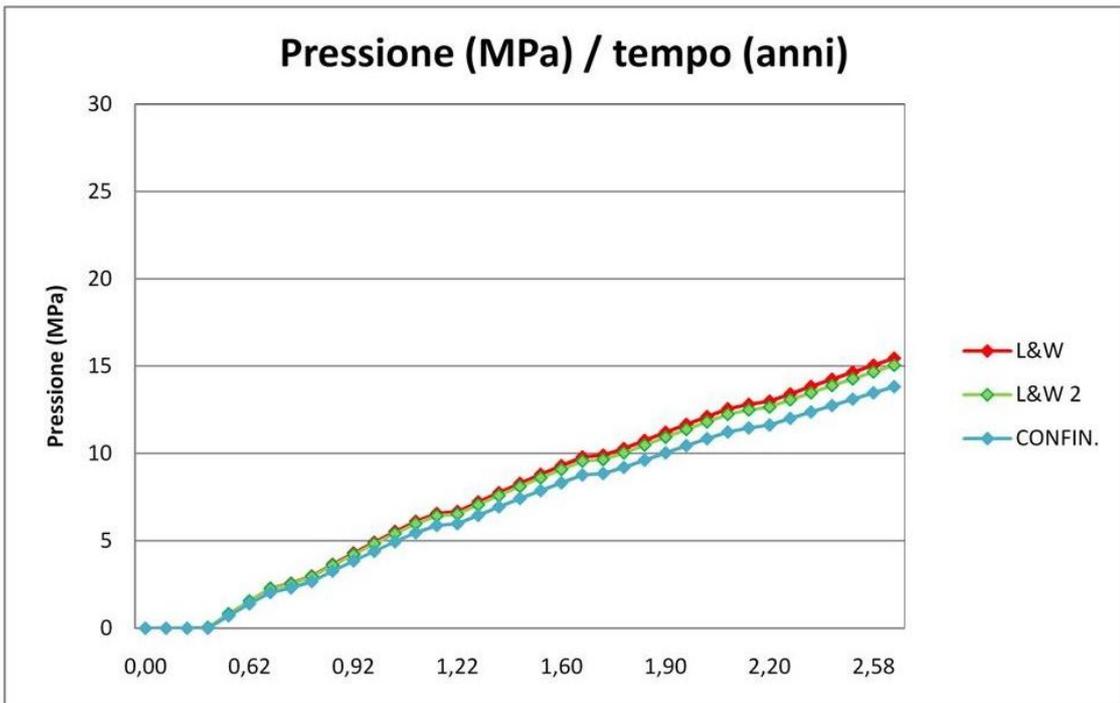
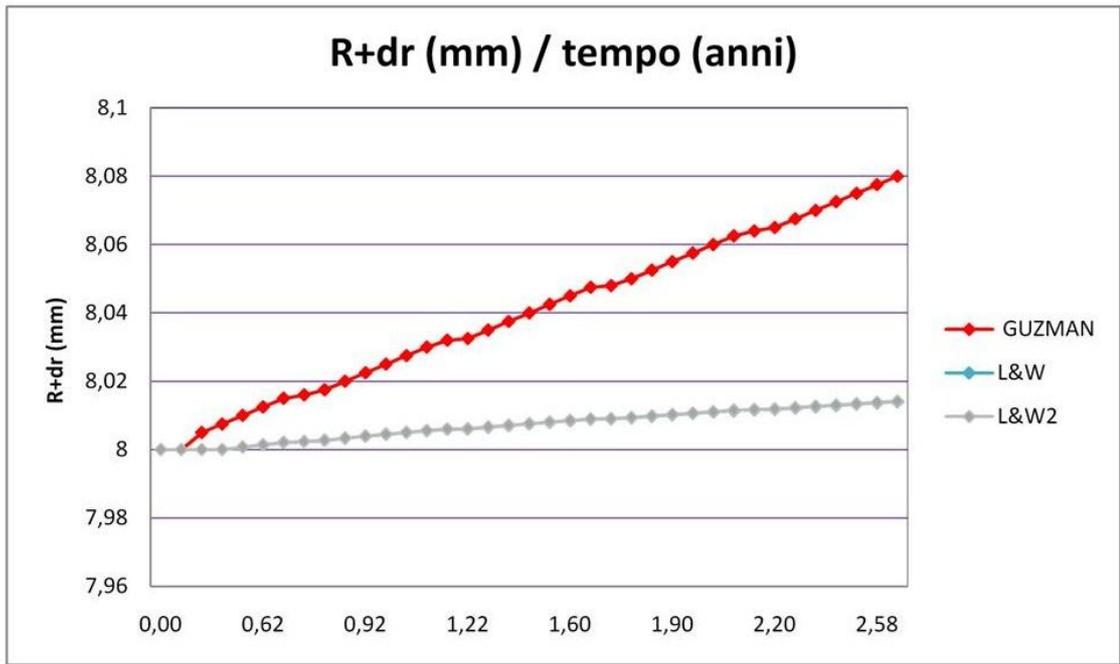


Figura 6.17 – Andamento dello spostamento radiale e della pressione nel tempo con le diverse teorie considerando un tasso di corrosione i_{corr} minore rispetto quella di riferimento

6.3.4. Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo

Si considera un calcestruzzo meno resistente, mantenendo inalterati tutti gli altri dati.

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

Variando f_c varieranno anche altri parametri, calcolati mediante le espressioni fornite dalla NTC 14/01/2008, ovvero:

- Resistenza a compressione media del calcestruzzo (DM 2008 §11.2.10.1):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ MPa}$$

- Resistenza a trazione del calcestruzzo (DM 2008 §11.2.10.2):

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,56 \text{ MPa}$$

- Modulo elastico (DM 2008 §11.2.10.3):

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} = 31476 \text{ MPa}$$

Come si può notare la classe di resistenza considerata precedentemente come riferimento, ovvero 31,5 MPa, non è presente nel DM del 2008, così come il valore della resistenza a trazione e il modulo elastico iniziali non sono stati calcolati con le formule della norma, in quanto sono stati considerati i dati di partenza analizzati anche negli articoli di ricerca da alcuni ricercatori, tra cui Liu & Weyers, i quali hanno utilizzato una norma differente.

Per questo, nonostante si abbia ridotto la resistenza a compressione, il modulo elastico calcolato sembra sia maggiore di quello precedente; teoricamente è impossibile, ma avendo utilizzato le formule di due norme diverse per calcolarlo

è possibile; pertanto in questo esempio si valuta solo la dipendenza da f_c e non da altri parametri quali E_{cm} .

Si descrivono di seguito gli andamenti di spostamento radiale e pressione:

- Gli spostamenti radiali valutati con entrambe le teorie rimangono invariati rispetto il caso di riferimento, in quanto le espressioni non dipendono da f_c ;
- La pressione non dipende direttamente dalla resistenza a compressione del calcestruzzo, ma dal suo modulo elastico: calando f_c , diminuisce anche il modulo e quindi, essendo questo presente al numeratore delle espressioni, dovrebbe diminuire la pressione; per quanto esposto sopra, invece, avendo usato formule diverse E_c è maggiore rispetto al caso precedente, quindi sembrerebbe aumentare la pressione, ma è dovuto a questa differenza di valori;
- La pressione limite, valutata con entrambe le teorie, diminuisce, avendo una dipendenza lineare dal valore della resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ctm} .

Si riportano in *Figura 6.18* la tabella e i grafici che riepilogano i risultati, variazione del raggio del tondino e della pressione nel tempo, considerando una resistenza a compressione f_{ck} minore.

DATI:

\varnothing (mm)	c (mm)	icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	fc (MPa)	fct (MPa)	Ec (MPa)	ϕ
16	48	2,41	25	2,56	31476	2

t (anni)	ds (m)			PRESSIONE (MPa)		
	GUZMAN	L&W	L&W 2	L&W	L&W 2	CONFIN.
0,000	0	0	0	0	0	0
0,247	0,00E+00	1,54E-07	2,00E-07	0,20	0,25	0,17
0,340	5,00E-06	2,36E-06	2,41E-06	3,02	2,99	2,66
0,387	7,50E-06	3,35E-06	3,40E-06	4,28	4,22	3,77
0,433	1,00E-05	4,28E-06	4,34E-06	5,48	5,37	4,82
0,480	1,25E-05	5,16E-06	5,22E-06	6,60	6,47	5,81
0,527	1,50E-05	6,00E-06	6,07E-06	7,68	7,51	6,76
0,546	1,60E-05	6,32E-06	6,39E-06	8,10	7,92	7,12
0,574	1,75E-05	6,80E-06	6,87E-06	8,71	8,51	7,66
0,621	2,00E-05	7,57E-06	7,65E-06	9,70	9,47	8,53
0,667	2,25E-05	8,32E-06	8,39E-06	10,65	10,40	9,37
0,714	2,50E-05	9,03E-06	9,11E-06	11,57	11,29	10,18
0,761	2,75E-05	9,73E-06	9,81E-06	12,46	12,15	10,96
0,808	3,00E-05	1,04E-05	1,05E-05	13,32	12,99	11,72
0,845	3,20E-05	1,09E-05	1,10E-05	13,99	13,65	12,31
0,855	3,25E-05	1,11E-05	1,11E-05	14,16	13,81	12,46
0,902	3,50E-05	1,17E-05	1,18E-05	14,98	14,60	13,17
0,949	3,75E-05	1,23E-05	1,24E-05	15,77	15,37	13,87
0,995	4,00E-05	1,29E-05	1,30E-05	16,55	16,13	14,56
1,042	4,25E-05	1,35E-05	1,36E-05	17,31	16,86	15,22
1,089	4,50E-05	1,41E-05	1,42E-05	18,05	17,58	15,88
1,136	4,75E-05	1,47E-05	1,48E-05	18,78	18,29	16,52
1,146	4,80E-05	1,48E-05	1,49E-05	18,92	18,43	16,64
1,183	5,00E-05	1,52E-05	1,53E-05	19,49	18,98	17,14
1,230	5,25E-05	1,58E-05	1,59E-05	20,18	19,66	17,76
1,277	5,50E-05	1,63E-05	1,64E-05	20,87	20,32	18,36
1,324	5,75E-05	1,68E-05	1,69E-05	21,54	20,97	18,95
1,371	6,00E-05	1,73E-05	1,75E-05	22,20	21,62	19,53
1,418	6,25E-05	1,78E-05	1,80E-05	22,85	22,25	20,10
1,447	6,40E-05	1,81E-05	1,83E-05	23,24	22,62	20,44
1,465	6,50E-05	1,83E-05	1,85E-05	23,49	22,87	20,67
1,512	6,75E-05	1,88E-05	1,90E-05	24,12	23,48	21,22
1,560	7,00E-05	1,93E-05	1,94E-05	24,74	24,08	21,76
1,607	7,25E-05	1,98E-05	1,99E-05	25,35	24,67	22,30
1,654	7,50E-05	2,03E-05	2,04E-05	25,95	25,26	22,83
1,701	7,75E-05	2,07E-05	2,09E-05	26,55	25,83	23,35
1,748	8,00E-05	2,12E-05	2,13E-05	27,13	26,40	23,87
			P_{LIM} (MPa)	15,34		13,17 16,13
			t_{cr} (anni)	~ 0,90 calcolato: 1 ÷ 1,2		0,90 1,10

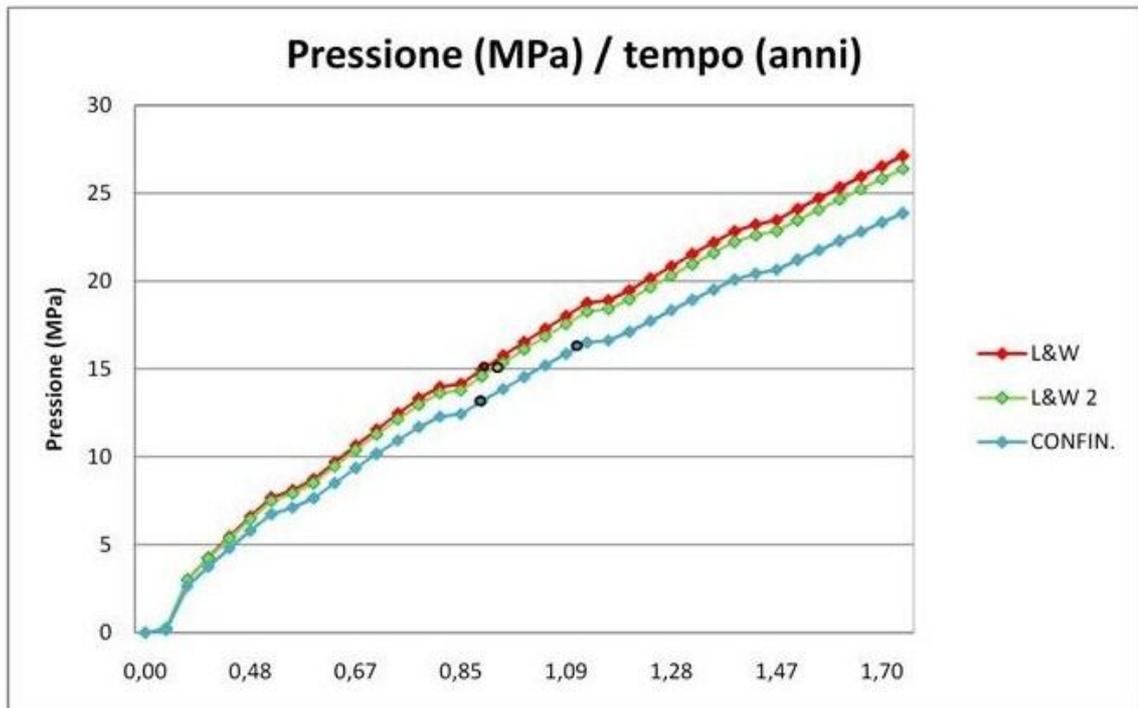
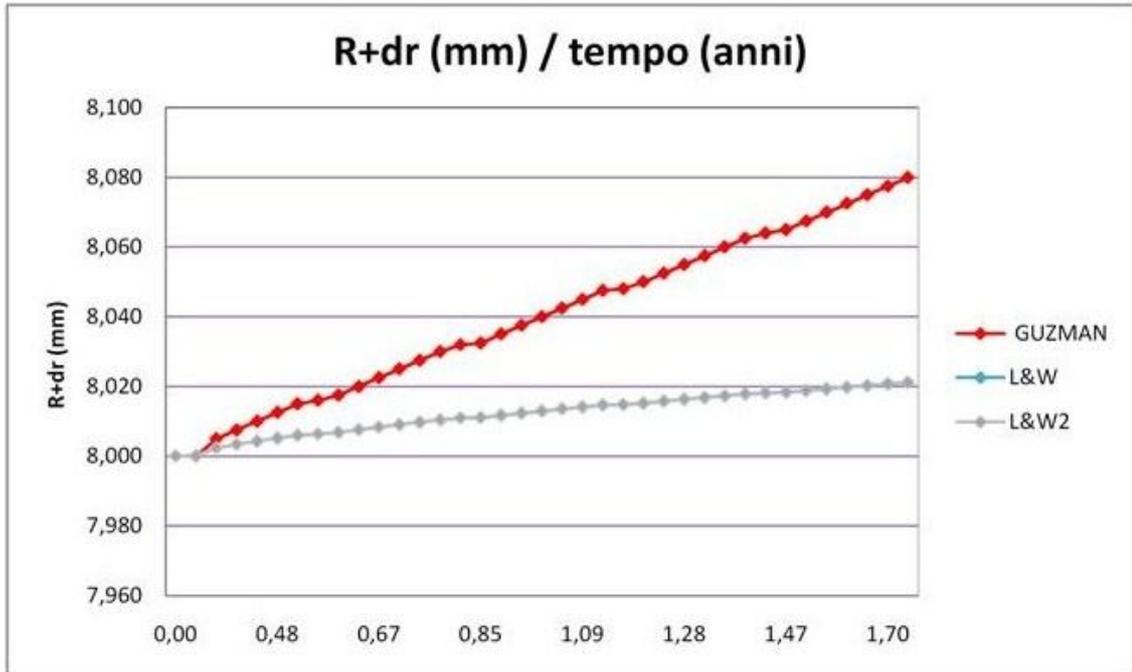


Figura 6.18 – Andamento dello spostamento radiale e della pressione nel tempo con le diverse teorie considerando una resistenza a compressione f_c minore rispetto quella di riferimento

6.4. Confronto con risultati di letteratura

Si riportano di seguito risultati presi da articoli di ricerca, ottenuti da elaborazioni fatte con diverse teorie, in modo da poter confrontare i risultati calcolati precedentemente con quelli presi da letteratura.

6.4.1. Andamento della pressione interna

6.4.1.1. Dipendenza dallo spostamento radiale del tondino

Chernin e Val [26] hanno riportato un diagramma (Figura 6.19) che rappresenta l'andamento della pressione interna valutata con il Modello TWUC (Teoria di Liu & Weyers) e mediante un'analisi agli elementi finiti in funzione dell'aumento del diametro della barra di armatura, per diversi rapporti C/D.

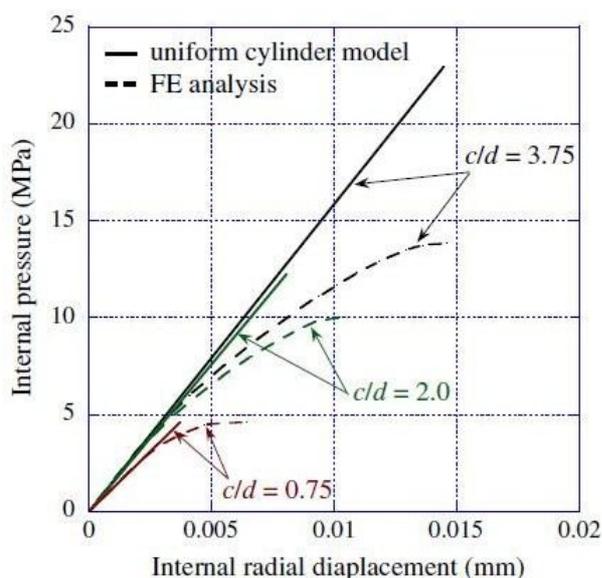


Figura 6.19 – Andamento della pressione interna in funzione dello spostamento radiale interno [26]

Il calcestruzzo utilizzato ha le medesime caratteristiche di quello analizzato nel primo caso di studio; in particolare nel caso di studio è stato considerato un rapporto C/D= 3, non presente nel grafico sopra riportato, si considera quindi il valore più vicino, ovvero C/D=3,75.

Analizzando lo spostamento radiale pari a 0,01 mm nel grafico di Figura 6.19 si ottiene:

- Modello TWUC (linea continua) $P \cong 16 \text{ MPa}$
- Modello agli elementi finiti (linea tratteggiata) $P \cong 12 \text{ MPa}$

Confrontando con i risultati precedentemente calcolati riportati in *Figura 6.8*, con un rapporto $C/D=3$:

$$d_s = 1,04 \cdot 10^{-5} m = 0,014 \text{ mm} \rightarrow P \cong 11,43 \text{ MPa}$$

La pressione calcolata risulta quindi inferiore a quella ottenuta dal diagramma di Chernin e Val come da attese, in quanto il rapporto C/D utilizzato nell'esempio studiato è inferiore a quello riportato.

6.4.1.2. Dipendenza dal tempo

Balafas e Burgoyne [16] hanno costruito un diagramma, riportato in *Figura 6.20*, rappresentante l'andamento della pressione in funzione del tempo, utilizzando i medesimi dati dell'esempio di base trattato precedentemente.

In particolare la pressione è stata calcolata in due posizioni diverse: una in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo-ruggine, considerando quindi le tensioni di softening, e in corrispondenza della fessura, ignorando quindi tali tensioni.

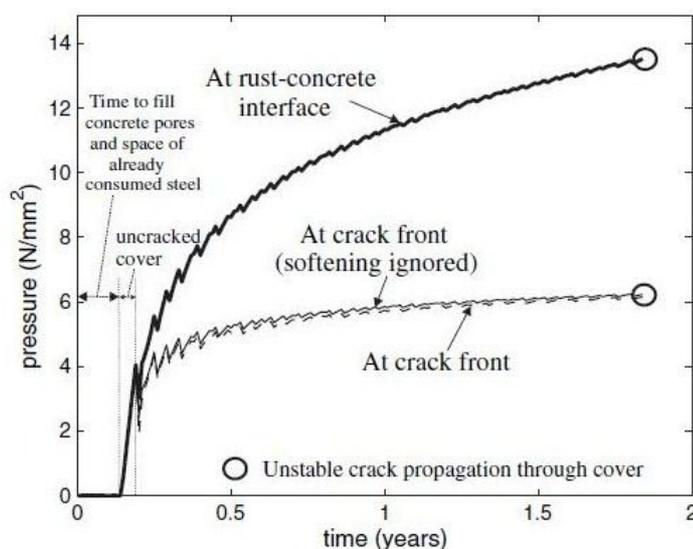


Figura 6.20 – Andamento della pressione interna in funzione del tempo in corrispondenza del fronte di fessurazione e dell'interfaccia ruggine-calcestruzzo [16]

Analizzando la situazione in corrispondenza dell'interfaccia ruggine-calcestruzzo si ottiene, per un tempo di esposizione pari a:

$$t = 0,5 \text{ anni} \rightarrow P \cong 8,5 \text{ MPa}$$

Confrontando con i valori calcolati precedentemente con Liu & Weyers e riportati in *Figura 6.8*:

$$t = 0,52 \text{ anni} \rightarrow P \cong 6,6 \text{ MPa}$$

6.4.1.3. Dipendenza dal tempo 2

Balafas e Burgoyne [35] hanno realizzato un modello numerico che tenga conto della variazione delle condizioni quali umidità e temperatura nel tempo; i dati sono circa gli stessi del caso di studio, ad eccezione del tasso di corrosione, assunto variabile nel tempo secondo la legge II/10, il cui andamento viene rappresentato in *Figura 6.21*.

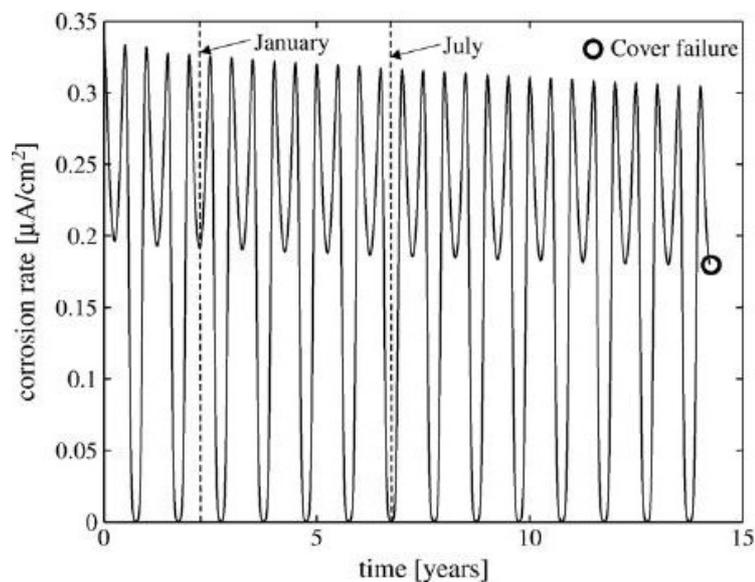


Figura 6.21 – Andamento dell'indice di corrosione nel tempo [35]

La *Figura 6.22*, invece, rappresentante l'andamento della pressione in funzione del tempo, valutandola due posizioni diverse: una in corrispondenza dell'interfaccia calcestruzzo-ruggine, considerando quindi le tensioni di softening, e in corrispondenza della fessura, ignorando quindi tali tensioni.

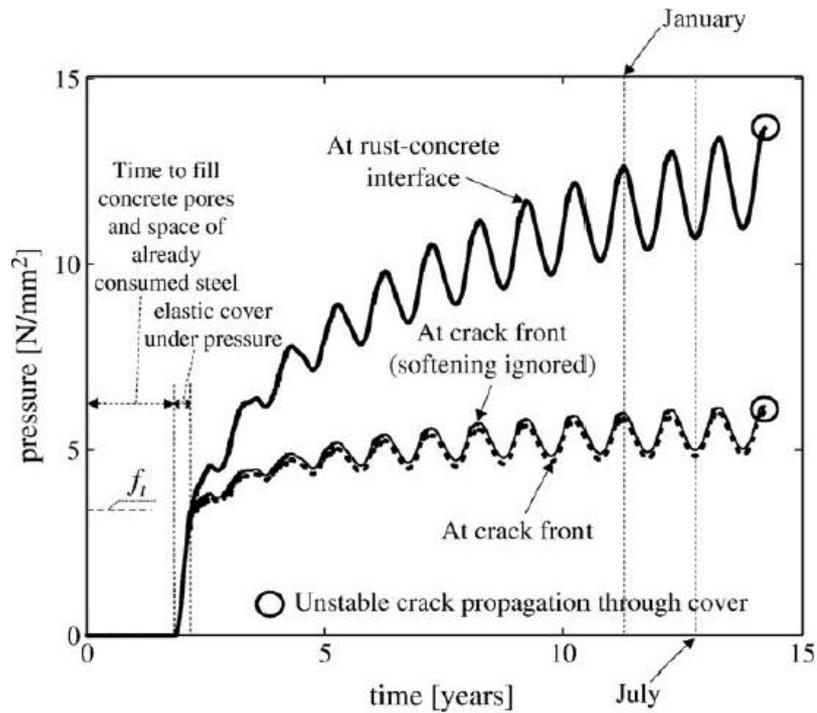


Figura 6.22 – Andamento della pressione nel tempo [35]

Si voglia analizzare la pressione ottenuta nel grafico ad un tempo pari a 5 anni:

$$P \cong 7,5 \text{ MPa}$$

Volendo valutare la stessa pressione con la teoria di Liu & Weyers al tempo $t=5$ anni si è, per semplicità, considerato un tasso di corrosione medio pari a:

$$i_{corr} = 0,3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$$

ottenendo, attraverso le formule precedentemente riportate e V/7, V/8 e V/13:

$$\begin{aligned} W_r(t = 5 \text{ anni}) &= \sqrt{2 \cdot 0,105 \cdot \left(\frac{1}{0,57}\right) \cdot \pi \cdot 16 \cdot 0,3 \cdot 5} = \\ &= 5,27 \text{ mg/mm} = 5,27 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_s(t = 5 \text{ anni}) &= \frac{5,27 \cdot 10^{-3}}{\pi \cdot (0,016 + 2 \cdot 12,5 \cdot 10^{-6})} \cdot \left(\frac{1}{3780} - \frac{0,57}{7860}\right) = \\ &= 7,6 \cdot 10^{-6} \text{ m} \end{aligned}$$

$$P(t = 5 \text{ anni}) = \frac{E_{ef} \cdot d_s}{a \cdot \left(\frac{b^2+a^2}{b^2-a^2} + \gamma_c \right)} = \frac{10385 \cdot 7,6 \cdot 10^{-3}}{8,0125 \cdot (1,13 + 0,18)} = 8,3 \text{ MPa}$$

6.4.2. Variazione di P_{cr} in funzione di alcuni parametri

Il grafico sotto riportato rappresenta l'andamento della pressione critica valutata da Chernin and Val [15] al variare del rapporto C/D e della resistenza a compressione del calcestruzzo, calcolato con il Modello TWUC, ovvero attraverso la teoria di Liu & Weyers (linea continua) e mediante un'analisi agli elementi finiti (linea tratteggiata).

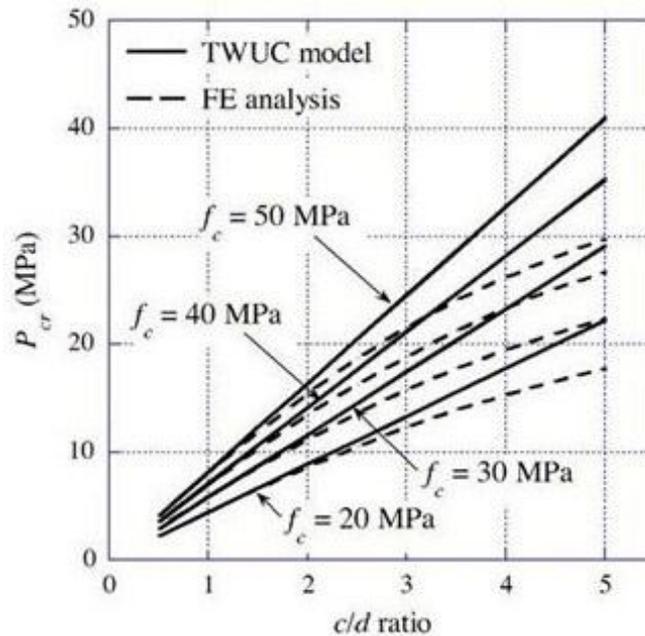


Figura 6.23 – Andamento della pressione critica in funzione di C/D e di f_c [15]

I dati utilizzati precedentemente per il primo caso di studi sono i seguenti :

C	48 mm
D	16 mm
f_c	31,5 MPa
f_t	3,3 MPa

Considerando , quindi, $C/D=3$ ed $f_c= 31,5$ MPa nel grafico di *Figura 6.20* si ottiene il seguente valore:

$$P_{LIM} \cong 18 \text{ MPa}$$

I valori di pressione limite ottenuti precedentemente invece risultano:

- Liu & Weyers (V/19) $P_{LIM} = 19,8 \text{ MPa}$
- Teoria del confinamento $P_{LIM} = [17 \div 20,8] \text{ MPa}$

6.4.3. Andamento di t_{cr} in funzione di alcuni parametri

Liu & Weyers [12] hanno pubblicato dei grafici rappresentanti l'andamento del tempo di fessurazione in funzione di alcuni parametri; il calcestruzzo utilizzato ha le medesime caratteristiche di quello utilizzato nel primo caso di studio.

6.4.3.1. Dipendenza dal tasso di corrosione

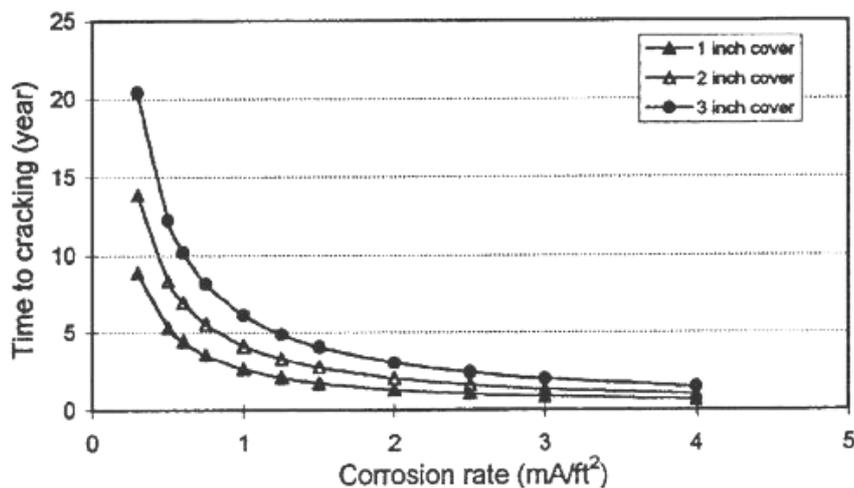


Figura 6.24 – Effetto del tasso di corrosione e del copriferro sul tempo di fessurazione[12]

Convertendo i dati nelle unità di misura riportate nel grafico:

$$1 \text{ mA/ft}^2 = 1,07 \mu \frac{\text{A}}{\text{cm}^2} \rightarrow i_{corr} = 2,41 \mu \text{ A/cm}^2 = 2,58 \text{ mA/ft}^2$$

$$1 \text{ inch} = 25,4 \text{ mm} \rightarrow C = 48 \text{ mm} = 1,89 \text{ inch}$$

Dal grafico di *Figura 6.21* si ottiene indicativamente il seguente valore di t_{cr} :

$$t_{cr} \cong 2 \text{ anni.}$$

Analogamente si riporta, come ulteriore confronto, il diagramma di *Figura 6.22*, realizzato da Duffò e Farina (2007), con inseriti anche i risultati di prove sperimentali realizzati da Liu & Weyers.

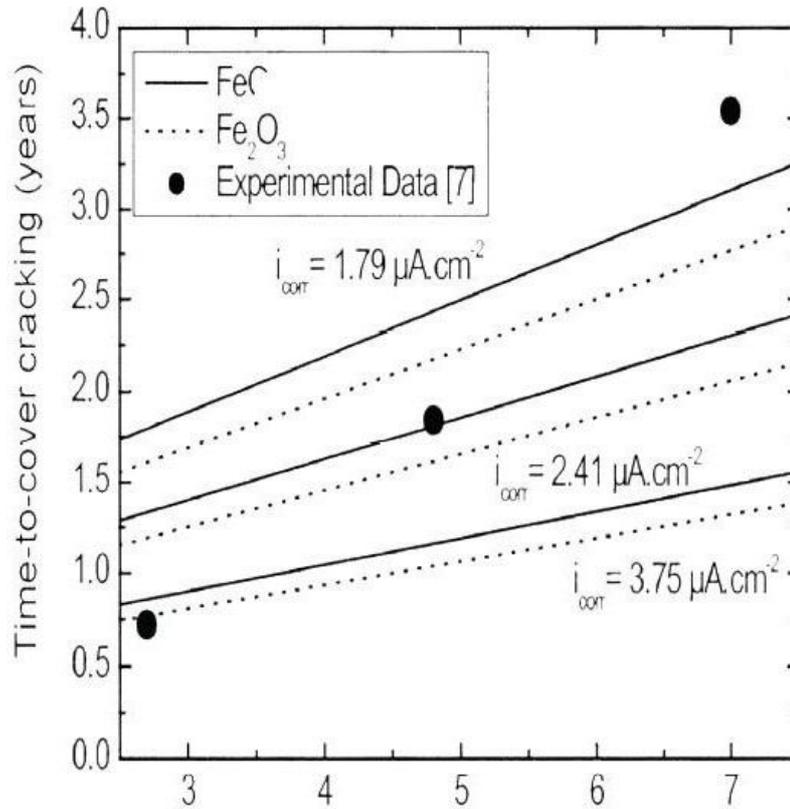


Figura 6.25 – Tempo di fessurazione in funzione del copri ferro per diversi prodotti e tassi di corrosione [29]

Dal grafico si ottiene, per i dati del caso di studio analizzati precedentemente, il valore di t_{cr} :

$$t_{cr} \cong 1,7 \div 1,8 \text{ anni.}$$

6.4.3.2. Dipendenza della resistenza a trazione del calcestruzzo

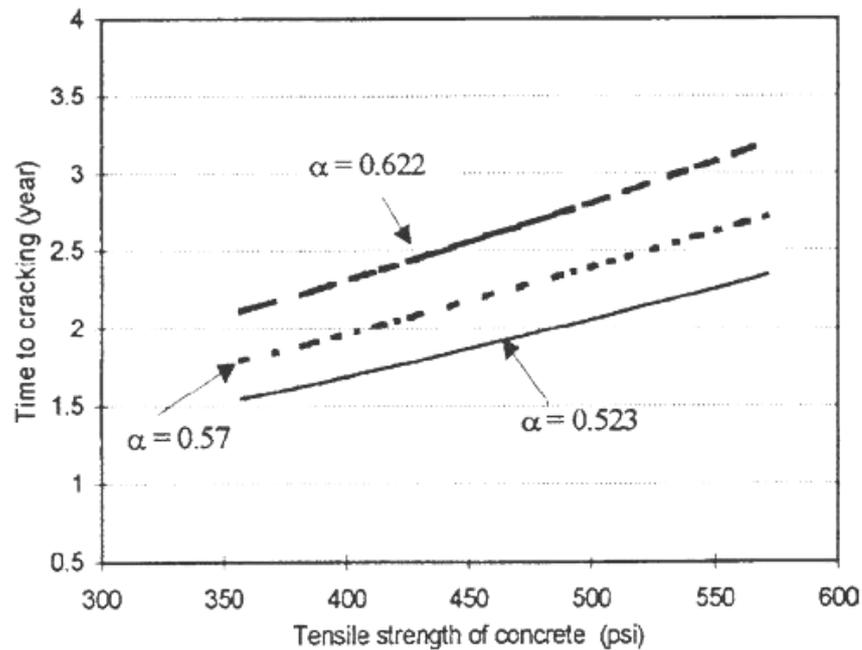


Figura 6.26 – Effetto della resistenza a trazione del calcestruzzo e del tipo di prodotto di corrosione sul tempo di fessurazione[12]

Convertendo i dati nelle unità di misura riportate nel grafico:

$$100 \text{ psi} = 0,69 \text{ MPa} \rightarrow f_t = 3,3 \text{ MPa} = 478 \text{ psi}$$

Interpolando nel grafico, considerando $\alpha=0,57$, si ottiene indicativamente:

$$t_{cr} \cong 2,2 \text{ anni}$$

CAPITOLO 7

PREVENZIONE DEL FENOMENO CORROSIVO

Nel seguente capitolo verranno esposti gli approcci da seguire per garantire la vita utile richiesta alla struttura; tali approcci si dividono in due classi:

- Approccio di tipo prescrittivo (Capitolo 7.1)
- Approccio di tipo prestazionale (Capitolo 7.3)
viene eseguita, attraverso dei modelli, una valutazione specifica per ogni elemento, il quale viene progettato in modo che questo sia in grado di resistere alle condizioni locali di esposizione;

7.1. Approccio di tipo prescrittivo

L'approccio prescrittivo fornisce i limiti minimi e massimi affinché si possano ottenere le caratteristiche idonee all'ambiente considerato; nel seguente capitolo verranno esposti i criteri forniti dal DM 2008 e dall'Eurocodice 2.

Si riporta di seguito la definizione di durabilità fornita dall'Eurocodice 2:

“Una struttura durevole deve soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la sua vita utile di progetto, senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva”

In particolare, per quanto riguarda la protezione delle armature contro la corrosione afferma:

“La protezione delle armature d'acciaio contro la corrosione dipende dalla massa volumica, dalla qualità e dallo spessore del copriferro di calcestruzzo (5.1.2.) e dalla fessurazione (5.1.3.). La massa volumica e la qualità del copriferro si ottengono controllando il massimo rapporto acqua/cemento e il minimo contenuto di cemento e possono essere associate ad una classe di resistenza minima del calcestruzzo”.

7.1.1. Condizioni ambientali

7.1.1.1. Prescrizioni EC 2 [38]

L'EC 2 nella Tabella 4.1. classifica le condizioni ambientali, ovvero le condizioni chimiche o fisiche alle quali la struttura è sottoposta, oltre alle azioni meccaniche, in sei categorie, suddivise a loro volta in sottoclassi, come viene riportato in *Figura 7.1*.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
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 e 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 e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 7.1 – EC2 Tabella 4.1: Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali in accordo con EN 206

In particolare si pone evidenza su:

- Classe XC: Corrosione indotta da carbonatazione;
- Classe XD: Opere a contatto con cloruri non provenienti da acqua marina;
- Classe XS: Opere a contatto con cloruri in ambiente marino;
- Classe XF: Opere soggette a fenomeni di gelo-disgelo e quindi alla presenza di Sali disgelanti.

7.1.1.2. Prescrizioni D.M. 2008 [37]

Le condizioni ambientali, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, possono essere suddivise in tre classi (*Figura 7.2*) con riferimento alle classi di esposizione definite precedentemente dall'EC 2.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Figura 7.2 – NTC 2008 Tabella 4.1.III: Definizione delle condizioni ambientali

7.1.2. Requisiti per il calcestruzzo

La caratteristica principale che deve possedere un calcestruzzo per prevenire la corrosione delle armature è la bassa permeabilità, in modo da ridurre il più possibile l'ingresso dall'esterno; in particolare essa è funzione del tipo di cemento, del rapporto a/c, del tipo di compattazione eseguita, della messa in opera e maturazione.

7.1.2.1. Requisiti per il copriferro

Lo spessore del copri ferro è uno dei parametri fondamentali che determinano la durabilità più o meno prolungata di una struttura di una struttura.

L'avanzamento x della carbonatazione o dei cloruri nel tempo è espresso attraverso la II/9 e III/14, con x funzione di t sotto radice, quindi una riduzione dello spessore di copriferro porta a una diminuzione del tempo d'innescò della corrosione molto più che proporzionale; se in alcune zone il copriferro viene ad esempio dimezzato rispetto a quello nominale, il tempo di innescò si riduce a circa un quarto di quello previsto, come mostrato in *Figura 7.3*

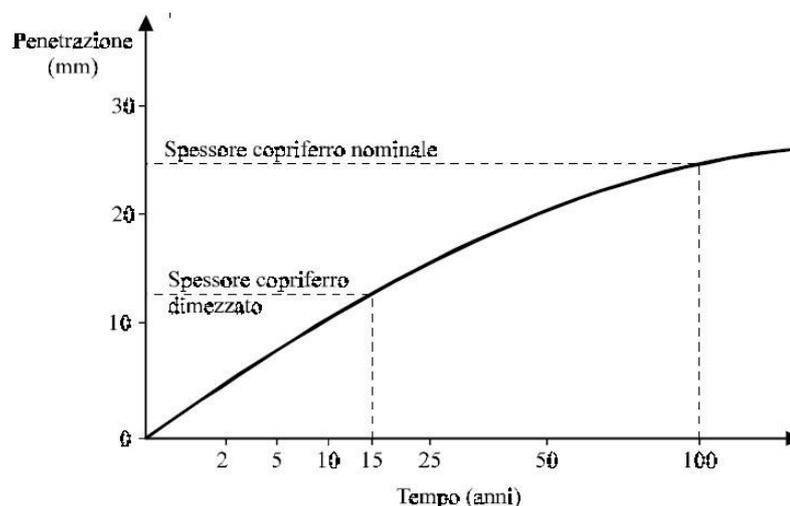


Figura 7.3 – Tempo di innesco della corrosione per un copri ferro ed uno di valore dimezzato.[32]

Si riportano di seguito le prescrizioni definite dall'Eurocodice 2 e dalle Norme Tecniche del 2008.

Prescrizioni EC 2 [38]

Definizione di copri ferro (EC 2):

“Si definisce copri ferro la distanza tra la superficie esterna dell’armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo”.

L’EC 2 prevede che il copri ferro soddisfi il seguente requisito:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad \text{VII/1}$$

con:

ΔC_{dev} = valore dello scostamento, il valore raccomandato dall’EC2 è 10 mm;

C_{min} = copri ferro minimo, fornito dalla VII/2:

$$C_{min} = \max \{ C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10 \text{ mm} \} \quad \text{VII/2}$$

Si riportano di seguito le spiegazioni di ogni termine dell’equazione sopra.

- $C_{min,b}$ = copri ferro minimo dovuto all’aderenza:

Requisito relativo all’aderenza	
Disposizione delle armature	Copri ferro minimo $c_{min,b}$ ^{*)}
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_e) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell’aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di aumentare $c_{min,b}$ di 5 mm.	

Figura 7.4 – EC2 Tabella 4.2: Copriferro minimo $c_{min,b}$

- $C_{min,dur}$, = copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali:

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

 Figura 7.5 – EC2 Tabella 4.4: Valore minimo di $C_{min,dur}$ per acciai di armatura ordinaria

La classe strutturale raccomandata, per una vita utile di progetto di 50 anni, è la S4 e le modifiche raccomandate alle classi strutturali sono date nel prospetto di Figura 7.6:

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 7.6 – EC2 Tabella 4.3: Classificazione strutturale raccomandata

- $\Delta C_{dur,\gamma}$ = margine di sicurezza, stabilito da ciascuna norma nazionale;
- $\Delta C_{dur,st}$ = riduzione del copriferro minimo utilizzando acciaio inossidabile;
- $\Delta C_{dur,add}$ = riduzione del copriferro minimo quando si ricorre a protezione aggiuntiva.

La norma UNI11104 schematizza i valori minimi di copriferro (ricavati dall'Eurocodice 2) e resistenza del calcestruzzo e massimo rapporto a/c per le diverse classi di esposizione.

Si riportano di seguito quelle relative alla carbonatazione (Figura 7.7) e ai cloruri presenti nell'acqua di mare (Figura 7.8).

CLASSE DI ESPOSIZIONE	AMBIENTE	Rapporto a/c massimo	R_{ck} Minima (MPa)	Copriferro minimo (mm)	
				c.a.	c.a.p
XC1	Asciutto	0,65	25	15	25
XC2	Bagnato raramente asciutto	0,6	30	25	35
XC3	Moderatamente umido	0,55	35	25	35
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	0,5	40	30	40

Figura 7.7 – UNI11104:Indicazioni sul rapporto a/c, copriferro ed R_{ck} minimi per calcestruzzi con classe di esposizione XC

CLASSE DI ESPOSIZIONE	AMBIENTE	Rapporto a/c massimo	R_{ck} Minima (MPa)	Copriferro minimo (mm)	
				c.a.	c.a.p
XS1	Moderatamente umido	0,5	40	45	55
XS2	Costantemente in acqua	0,45	45	45	55
XS3	Ciclicamente asciutto e bagnato	0,45	45	45	55

Figura 7.8 – UNI11104:Indicazioni sul rapporto a/c, copriferro ed R_{ck} minimi per calcestruzzi con classe di esposizione XS

Prescrizioni D.M. 2008 ^[37]

La circolare esplicativa del D.M. 2008 prevede dei valori minimi dello spessore del copriferro, con lo scopo di proteggere le armature dalla corrosione, riportati in *Figura 7.9*.

La classificazione, differente per barre da c.a. o da c.a.p., risulta in funzione delle condizioni ambientali (tabella di *Figura 7.2*) e della resistenza minima del calcestruzzo; La tabella è riferita ad elementi strutturali con vita nominale prevista pari a 50 anni, qualora si voglia considerare, invece, pari a 100 anni, tutti i valori minimi del copriferro andranno incrementati di 10 mm.

Se la classe di resistenza dell'elemento è inferiore a C_{min} occorrerà aumentare tutti i valori di 5 mm, mentre se l'elemento è prodotto con controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, sarà possibile ridurre i valori di 5

mm; qualora si utilizzino ulteriori misure protettive contro la corrosione o acciai inossidabili e verso i vani interni chiusi di solai alleggeriti, i copriferri potranno essere ridotti in base a documentazioni di comprovata validità.

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Figura 7.9 – NTC 2008 Tabella C4.1.IV: Copriferri minimi in mm

Ai valori definiti in Figura 7.9 andranno poi aggiunte le tolleranze di posa, pari a 10 mm o minore, secondo indicazioni di norme di comprovata validità.

7.1.2.2. Requisiti per la fessurazione

Prescrizioni EC 2 [38]

La fessurazione deve essere limitata a un livello tale da non pregiudicare la durabilità della struttura, per questo motivo l'EC2 prevede un limite per l'ampiezza massima di progetto delle fessure (Figura 7.10)

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Decompressione

Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato.

Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.

Figura 7.10 – EC2 Tabella 7.1: Valori di w_{max} in mm

Prescrizioni D.M. 2008 [37]

Il D.M. del 2008 per quanto riguarda lo stato limite di apertura delle fessure stabilisce dei limiti riportati in Figura 7.11.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 7.11 – D.M. 2008 Tabella 4.1.IV: Scelta per il valore limite di apertura della fessura

Con i valori nominali pari a:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

La scelta sarà funzione delle condizioni ambientali, precedentemente definite in 7.1.1.2, e della sensibilità delle armature alla corrosione; per questa ultima classificazione sono definiti due gruppi: armature sensibili (acciai da precompresso) ed armature poco sensibili (acciai ordinari).

7.1.2.3. Rapporto acqua/cemento e tipo di cemento [3]

Il rapporto a/c è un fattore fondamentale responsabile della porosità e, quindi, della resistenza del calcestruzzo agli agenti aggressivi; è fondamentale che esso sia il più basso possibile, compatibilmente con la capacità di lavorazione del calcestruzzo.

Per mitigare l'azione dei cloruri è preferibile utilizzare cementi di miscela e d'altoforno.

7.1.2.4. Messa in opera, compattazione e maturazione [3]

E' necessario compattare il calcestruzzo a sufficienza in modo da rimuovere il più possibile l'aria intrappolata nel calcestruzzo e, quindi, ridurre la presenza di vuoti; spesso è necessario utilizzare fluidificanti nell'impasto, soprattutto quando il rapporto a/c è basso, per migliorare la lavorabilità.

E' possibile anche utilizzare dei calcestruzzi autocompattanti, soprattutto per le strutture con una geometria complessa, in modo da non dover effettuare compattazione.

Anche il tempo di maturazione del calcestruzzo incide sulla durabilità ed è possibile migliorare le condizioni qualora lo si ritenga necessario, mantenendo i casseri per un periodo superiore oppure bagnando la superficie di getto, in modo da evitare la formazione di fessure nella fase di maturazione.

7.1.2.5. Dettagli costruttivi [3]

I dettagli costruttivi sono un fattore determinante nella durabilità di una struttura e spesso non vengono progettati in maniera adeguata, causando la maggior parte dei fenomeni di degrado precoce.

E' necessario evitare nella struttura geometrie complesse, spigoli vivi, zone di possibile ristagni d'acqua, sezioni troppo armate, che rendono più difficile il passaggio del calcestruzzo gettato, prevedere un copriferro sufficiente compatibilmente all'aggressività dell'ambiente e garantirlo in cantiere attraverso l'utilizzo di opportuni distanziatori, garantire una corretta costipazione e maturazione in cantiere.

Una delle cause principali che determina la corrosione delle armature sono gli errori di diversa natura; una indagine eseguita da Patterson su 100000 casi, riportata in *Figura 7.12*, mostra proprio che la maggior parte dei casi è da ricondurre ad errori.

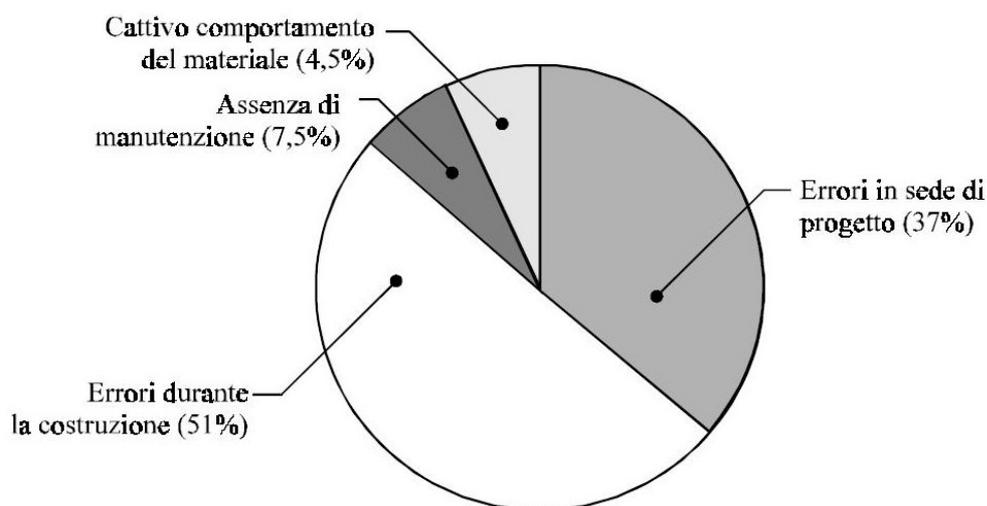


Figura 7.12– Cause di corrosione su 100000 casi esaminati da Patterson [32]

Nel dettaglio gli errori sono principalmente di due tipi:

- Errori in sede di progetto (37%):

ovvero l'utilizzo di una geometria complessa, uno schema strutturale non idoneo, i dettagli costruttivi non adeguati.

- Errori in sede di costruzione (51%):
ovvero dovuto ad una scorretta messa in opera, costipazione e maturazione del calcestruzzo, utilizzo di distanziatori inadatti con conseguente spessore del copriferro ridotto.

7.2. Strategie per aumentare la vita utile delle strutture [8] [18]

La vita utile di una struttura viene divisa tendenzialmente in due fasi, come viene mostrato nel diagramma di Tuutti di *Figura 7.13*:

- Fase di innesco;
- Fase di propagazione.

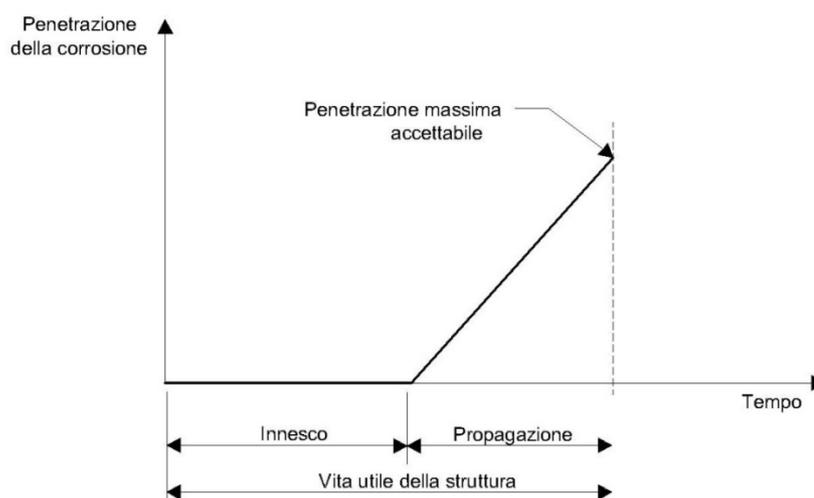


Figura 7.13 – Rappresentazione della fase di innesco e di propagazione (Modello di Tuutti)

Spesso, per le strutture di nuova edificazione, si considera come vita utile solo la prima fase, ovvero quella di innesco, in quanto una volta iniziata la propagazione di lì a poco si arriva al completo degrado.

Quando si ha a che fare con strutture in cemento armato danneggiate a seguito dell'ingresso di cloruri o carbonatazione è necessario valutare sperimentalmente lo strato penetrato, per capire se è stata raggiunta l'armatura ed eventualmente se è già iniziato il processo corrosivo; successivamente si sceglierà una metodologia di restauro tale da prolungare il tempo di innesco oppure quello di propagazione, a seconda delle condizioni.

Gli interventi sono i pressoché gli stessi per il fenomeno di carbonatazione ed ingresso dei cloruri, anche se per questi ultimi sono più complessi, in quanto l'intervento non può limitarsi alla zona corrosa come nel caso di carbonatazione perché così facendo si trasferirà l'attacco corrosivo alla zona vicina, precedentemente protetta catodicamente dalle armature che si stavano corrodendo.

Nelle strutture inquinate da cloruri, quindi, andrà effettuata la completa sostituzione del calcestruzzo ed una pulizia accurata delle armature per eliminare i cloruri anche da lì.

7.2.1. Rallentamento fase di innesco

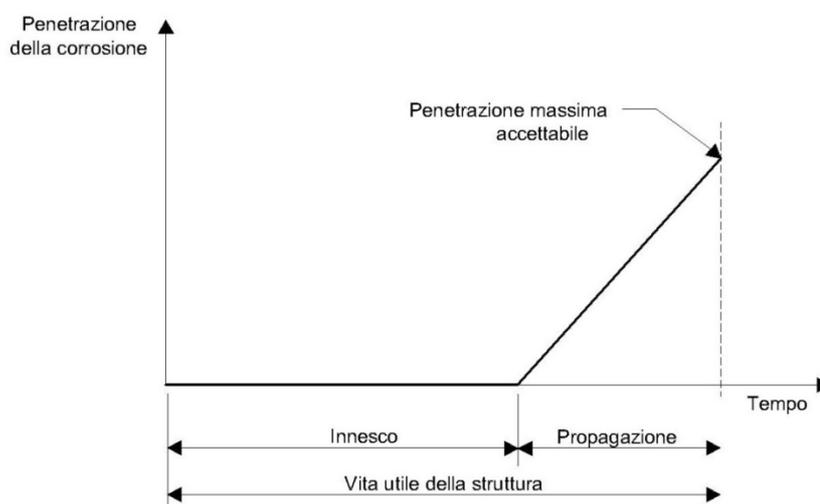


Figura 7.14 – Aumento del tempo di innesco

E' possibile prolungare il tempo di innesco incrementando lo spessore del copriferro, in modo da aumentare lo spazio da compiere per raggiungere l'armatura; se il copriferro è già stato penetrato, invece, saranno necessarie una serie di operazioni, che verranno elencate di seguito, per preparare la superficie.

7.2.1.1. Sostituzione e ripristino calcestruzzo ammalorato [18] [21]

- Preparazione della superficie mediante sabbiatura o scarifica:

In caso di forte degrado della struttura, qualora una parte di calcestruzzo sia già stata raggiunta dagli agenti aggressivi, è necessario eliminare lo strato carbonato o penetrato da cloruri mediante scarifica manuale del

supporto in calcestruzzo per una profondità sufficiente a rimuovere tutte le parti degradate e garantire un buon grado di rugosità superficiale;



Figura 7.15 – Rimozione del calcestruzzo penetrato [41]

- Eventuale trattamento anticorrosione dei ferri d'armatura esposti:
Qualora sia già in atto il fenomeno corrosivo è necessario mettere a nudo i ferri in fase di ossidazione dirompente e ripulirli, togliendo la ruggine mediante sabbiatura o spazzolatura; nei casi più gravi vi può essere la necessità di completa sostituzione dei tondini, che verranno saltati a quelli esistenti.
Una volta ripuliti i ferri verrà applicata una boiaccia bicomponente passivante, anticorrosione.



Figura 7.16– Applicazione di boiaccia anticorrosione sui ferri di armatura

- Ripristino strutturale:
La superficie del calcestruzzo verrà poi bagnata con acqua a pressione o impregnata con un inibitore di corrosione, successivamente spazzolata con una malta per far penetrare meglio l'inibitore all'interno della porosità del calcestruzzo ed, in ultima fase, verrà applicata la malta per ripristini strutturali direttamente con la cazzuola, per colaggio o mediante macchina intonacatrice; la malta dovrà essere tale da garantire una buona adesione, solitamente vengono utilizzate malte cementizie modificate con polimeri o malte espansive.

7.2.1.2. Rinforzi con materiale composito

- Preparazione del supporto mediante sabbiatura o scarifica del supporto:
In caso di forte degrado della superficie si ripete la procedura riportata in 7.2.2.1 pulendo la superficie; qualora siano presenti fessure, queste andranno riempite mediante iniezioni consolidanti di resina epossidica. Successivamente si procede alla spazzolatura, sabbiatura e rasatura con stucchi epossidici, al fine di eliminare le piccole irregolarità e ripristino del copri ferro con malta di resistenza adeguata.
E' importante smussare gli spigoli vivi per evitare poi, una volta applicato il tessuto, l'innescò di tensioni concentrate che potrebbero causarne il tranciamento.
- Stesura del primer, resina epossidica e delle fibre:
Sulla superficie pulita e sabbiata verrà steso il primer per migliorare l'adesione e, attesa la stagionatura, la resina epossidica sulla quale verranno posizionate le fibre (*Figura 7.17*), che saranno fatte aderire alla superficie mediante un rullo, in modo da avere la miglior aderenza possibile.
La superficie così ottenuta verrà infine ricoperta con adesivo, verrà eseguito una spolvero (*Figura 7.18*) e applicata malta bicomponente al fine di realizzare una buona protezione.



Figura 7.17 – Stesura della fibra



Figura 7.18 – Protezione con spolvero

7.2.1.3. Rivestimenti impermeabili

I rivestimenti impermeabili sono costituiti da uno strato che funge da barriera all'ingresso dell'acqua, anche se deve permetterne invece l'evaporazione verso l'esterno, in modo da creare un ostacolo agli agenti aggressivi.

I principali trattamenti superficiali del calcestruzzo sono: rivestimenti organici, trattamenti idrorepellenti (i più efficaci per ridurre la penetrazione dei cloruri e di acqua), trattamenti che ostruiscono i pori e rivestimenti cementizi ad elevato spessore.

7.2.2. Rallentamento fase di propagazione

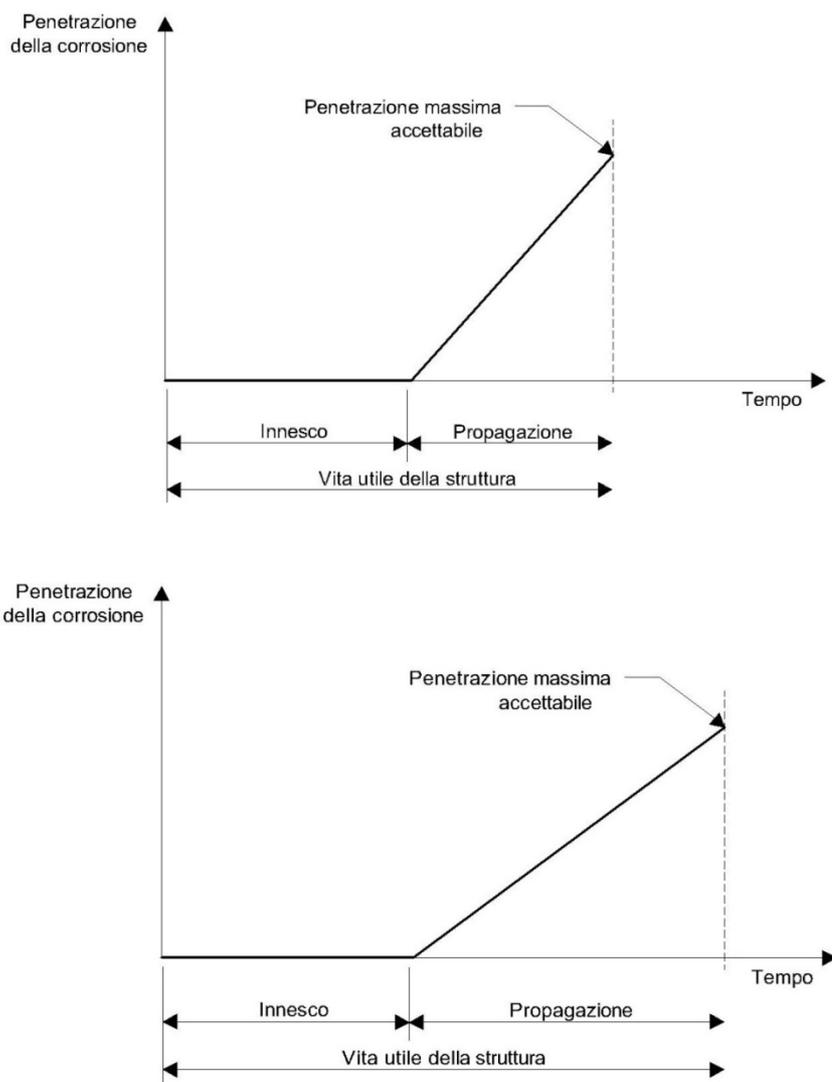


Figura 7.19 – Aumento del tempo di propagazione

Una volta accertato l'inizio della fase di propagazione è possibile allungare tale periodo attraverso due principali metodologie riportate di seguito.

7.2.2.1. Inibitori di corrosione [3]

Gli inibitori di corrosione sono utilizzati soprattutto per contrastare la corrosione da cloruri; si dividono principalmente in due tipologie:

- Nitrito di calcio

Il nitrito di calcio viene aggiunto in forma di soluzione nel calcestruzzo in fase di confezionamento in quantità variabile in funzione del contenuto di cloruri previsto nelle armature.

L'effetto ottenuto è un aumento del tenore critico dei cloruri dal valore di 0,4-1% fino al 3% , anche se il problema è il mantenimento nel tempo di questa azione, assicurata solo in calcestruzzi di ottima qualità.

- Inibitori organici

Si tratta di miscele di ammine, alcanolammine e dei loro sali con acidi organici aggiunte nell'impasto del calcestruzzo, delle malte o anche direttamente sulla superficie degradata; tali inibitori sono di più recente scoperta e sono ancora oggetto di ricerca.

7.2.2.2. Protezione catodica [3] [31]

La protezione catodica è un metodo elettrochimico che agisce direttamente sui meccanismi che consentono lo svolgimento del fenomeno corrosivo, generando una corrente continua da un anodo, posto nel calcestruzzo, e un catodo collegato alle armature, con la soluzione nei pori del calcestruzzo che funge da elettrolita.

Gli effetti prodotti circolazione di corrente sono i seguenti

- diminuzione del potenziale delle armature, aumentando il contenuto critico di cloruri, fino ad arrivare al 5-8% ;
- Riduzione della velocità di corrosione;
- Aumento del pH.

Per ottenere una velocità di corrosione trascurabile è necessaria una densità di corrente pari circa a 2-20 mA/m² mantenuta per tutta la vita di servizio; occorre dunque disporre un sistema anodico fisso immerso nel calcestruzzo ed un sistema di monitoraggio per verificare il mantenimento delle condizioni prefissate.

7.2.2.3. Armature in acciaio inossidabile [3]

Le armature in acciaio inossidabile maggiormente diffuse in commercio sono gli acciai inossidabili austenitici e il duplex; essi presentano modulo elastico, resistenza e duttilità analoghi all'acciaio al carbonio.

Le armature di acciaio inossidabile riescono ad incrementare notevolmente il tenore critico di cloruri fino al 5%, quelle con molibdeno anche fino all'8%, anche se in calcestruzzi carbonati, che presentano pH circa pari a 9, questo valore si riduce fino circa a 3,5%.

Visto il costo maggiore rispetto l'acciaio al carbonio, spesso è possibile disporre le armature in acciaio inossidabile solamente nello strato esterno a contatto con gli ambienti aggressivi e quindi maggiormente esposto.

7.2.2.4. Rivestimenti zincati delle barre [3]

Le armature zincate si ottengono mediante immersione a caldo delle barre al carbonio, immergendole in un bagno di zinco a 450°, ottenendo uno spessore di rivestimento di circa 80-120 µm; in questo modo lo zinco protegge formando un film passivante anche se, tuttavia, peggiora l'aderenza tra armatura e calcestruzzo.

Quando la quantità di cloruri supera l'1,2% lo zinco inizia a corrodersi con una velocità non più accettabile, mentre se il calcestruzzo è carbonato il tenore critico si riduce all'1%.

7.2.3. Confronto indicativo dei costi [33]

Si riportano di seguito delle indicazioni di larga massima delle diverse misure di prevenzione, anche se approssimate e tra loro non molto confrontabili.

Rispetto le normali armature di acciaio al carbonio, le armature zincate e quelle rivestite con resine epossidiche hanno un costo circa doppio, mentre le armature in acciaio inossidabile circa 5-8 volte maggiore (8-10 volte per l'intera sostituzione, 4-4 volte per la sostituzione solo nelle zone critiche).

La prevenzione catodica ha un costo che varia da 75 a 100 €/m².

L'impiego degli inibitori nei dosaggi più elevati aumenta il costo del calcestruzzo di circa 30 €/m³.

Il costo dei rivestimenti superficiali può variare indicativamente da 7 a 50 €/m².

di superficie del calcestruzzo.

Tali prezzi non sono confrontabili in quanto è necessario considerare anche i vantaggi delle singole protezioni utilizzate, ad esempio, utilizzando armature in acciaio inossidabile, lo spessore del copriferro e le caratteristiche del calcestruzzo potranno essere inferiori a parità di vita di servizio, inoltre andrà valutato il costo sull'intero arco di vita della struttura.

7.3. Approccio di tipo prestazionale ^[19]

Tra gli approcci di tipo prestazionale in questo capitolo ci occuperemo del “Model Code for Service Life Design”, un documento pubblicato nel 2006 che riporta modelli di calcolo e procedure per una progettazione di tipo prestazionale di ogni singolo elemento strutturale; in particolare per ogni tipo di attacco fisico, chimico o meccanico fornisce due metodi:

- Metodo probabilistico;
- Metodo probabilistico ai fattori parziali.

Di seguito si citeranno solo i metodi più rilevanti per la presente tesi ovvero le verifiche della vita di servizio per la corrosione indotta da carbonatazione e da cloruri, in particolare si riporta il metodo probabilistico ai fattori parziali.

7.3.1. Metodo probabilistico ai fattori parziali ^[19]

7.3.1.1. Corrosione indotta da carbonatazione

Per verificare lo stato limite di depassivazione, ovvero valutare il tempo di innesco, deve essere soddisfatto il requisito VII/3:

$$a_d - x_{c,d}(t_{SL}) \geq 0 \quad \text{VII/3}$$

con:

- a) a_d = copriferro di progetto, ottenuto sottraendo dal valore caratteristico del copriferro a_k il margine di sicurezza Δa , assunto pari a 10 mm:

$$a_d = a_k - \Delta a$$

- b) $x_{c,d}(t_{SL})$ = profondità di carbonatazione al tempo t_{SL} , valutato tramite l'espressione VII/5:

$$x_{c,d}(t_{SL}) = \sqrt{2 \cdot K_{e,d} \cdot K_{c,d} \cdot (K_{t,d} \cdot R_{ACC,O,X}^{-1} \cdot \gamma_R + \varepsilon_{t,d}) \cdot C_{s,d} \cdot \sqrt{t_{SL}} \cdot W(t_{SL})}$$

VII/5

con:

- b₁) $K_{e,d}$ = fattore ambientale espresso dalla VII/6:

$$K_{e,d} = \left[\frac{1 - \left(\frac{RH_{real,k}}{\gamma_{RH} \cdot 100} \right)^{f_e}}{1 - \left(\frac{RH_{ref}}{100} \right)^{f_e}} \right]^{g_e}$$

VII/6

in cui $RH_{real,k}$ umidità relativa, RH_{ref} umidità relativa di riferimento, assunta pari a $RH_{ref} = 65\%$, $\gamma_{RH} = 1,3$ fattore parziale di sicurezza per l'umidità relativa, $f_e = 5$, $g_e = 2.5$.

- b₂) K_{cd} = fattore di stagionatura, fornito da una tabella in funzione del tempo di stagionatura

- b₃) $K_{t,d}$ = parametro di regressione, si assume un valore medio pari a 1,25;

- b₄) $R_{ACC,O,X}^{-1}$ = inverso della resistenza alla carbonatazione del calcestruzzo, espresso in $[(\text{mm}^2/\text{anni})/(\text{kg}/\text{m}^3)]$;

La resistenza alla carbonatazione andrà valutata attraverso un test di carbonatazione accelerata; qualora si abbia a disposizione quella sotto condizioni naturali $R_{NAC,O}^{-1}$, tale valore si otterrà come:

$$R_{ACC,O,X}^{-1} = 1,25 \cdot R_{NAC,O}^{-1}$$

In maniera meno precisa è possibile anche ottenerla da valori tabellati in funzione del tipo di cemento e del rapporto a/c.

b₅) $\gamma_R = 1,5$ Fattore di sicurezza parziale di $R_{ACC,O,X}^{-1}$;

b₆) $\varepsilon_{t,d} = 315,5$ Termine di errore;

b₇) $C_{S,d}$ = concentrazione di CO₂, in mancanza di analisi più precise è possibile assumere come valor medio $C_{S,d} = 0,00082 \text{ kg/m}^3$

b₈) $W(t)$ = fattore meteorologico , espresso dalla VII/7:

$$W = \left(\frac{t_0}{t}\right)^{\frac{(p_{SR} \cdot ToW)^{b_w}}{2}} \quad \text{VII/7}$$

in cui t_0 tempo di riferimento in anni (come valor medio si può assumere $t_0=0,0767$) , p_{SR} probabilità di pioggia battente (per elementi orizzontali è pari a 1, per elementi posti all'interno 0 mentre per elementi verticali da valutare attraverso la stazione meteo più vicina), b_w fattore di regressione, ToW numero medio di giorni piovosi (almeno 2.5 mm) in un anno, facendo sempre riferimento alla stazione meteo più vicina.

7.3.1.2. Corrosione indotta da cloruri

Analogamente al caso precedente lo stato limite di depassivazione sarà verificato soddisfacendo la seguente condizione:

$$C_{crit} - C(a, t_{SL}) \geq 0 \quad \text{VII/8}$$

con:

- a) $C(a, t_{SL})$ = Contenuto di cloruri alla profondità a e al tempo t_{SL} ;
- b) C_{crit} = contenuto critico di cloruri, la cui espressione è fornita nella VII/9:

$$C_{crit} = C_0 + (C_{S,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app,c} \cdot t}} \right] \quad \text{VII/9}$$

con:

- b₁) C_0 = contenuto di cloruri iniziale presenti nel calcestruzzo;

b₂) $C_{S,\Delta x}$ = contenuto di cloruri ad una distanza Δx al tempo t ;

b₃) a = dimensione del copriferro in mm;

b₄) a = profondità dalla zona di convezione in mm;

b₅) $D_{app,c}$ = coefficiente di diffusione apparente, determinato come:

$$D_{app,c} = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^a \quad \text{VII/10}$$

in cui k_e è un fattore ambientale, determinato in funzione della temperatura, $D_{RCM,0}$ coefficiente di migrazione dei cloruri, uno dei parametri fondamentali per la descrizione delle proprietà, per questo il modello suggerisce dei valori tabellati in funzione del rapporto a/c e del tipo di cemento, anche se sarebbe importante valutarlo sperimentalmente attraverso la prova accelerata M4, proposta dal NT Build 492 ; k_t , t_0 ed a sono parametri introdotti per tener conto del fatto che il coefficiente di diffusione apparente tende a ridursi nel tempo, $k_t=1$, $t_0=0,0767$, mentre a è tabellato per diversi tipi di cemento.

b₆) erf= funzione errore.

CONCLUSIONI

Lo scopo della presente tesi era quello di studiare il fenomeno di degrado della corrosione indotta da carbonatazione e, in particolare, dai cloruri, soprattutto ponendo l'attenzione alla fase finale, a partire dalla depassivazione, formazione e propagazione di ruggine fino a fessurazione del calcestruzzo.

Sono state analizzate le diverse teorie disponibili in letteratura che descrivono il processo corrosivo nel tempo, applicate ad un caso di studio per poter confrontare tra loro i risultati ed, infine, è stata considerata la teoria del confinamento che, dopo alcune modifiche, è stata applicata al caso di studio, per valutare se fosse o meno idonea a descriverne il fenomeno.

Nelle applicazioni sono stati ottenuti valori in termini di spostamenti radiali della ruggine attorno al tondino, pressione in corrispondenza dell'interfaccia ruggine-calcestruzzo, pressione limite che produce la fessurazione nel calcestruzzo e correlato tempo critico.

Per quanto riguarda lo spostamento radiale la teoria di Guzman e quella di Liu & Weyer differiscono principalmente per il legame con il tempo: nel primo caso lo spostamento è funzione lineare del tempo, mentre nel secondo è funzione del tempo sotto radice; in questo caso si è ritenuto di scegliere la teoria di Liu & Weyer in quanto tipicamente i processi diffusivi sono regolati da leggi di quella natura.

La pressione è stata determinata mediante le due teorie di Liu & Weyers, leggermente diverse nella forma ma identiche nei risultati, e quella ottenuta partendo dalla teoria del tubo circoscritto; i risultati ottenuti sono dello stesso ordine di grandezza, anche se quest'ultima teoria sottostima leggermente i valori.

La pressione limite, invece, è stata valutata con la teoria di Liu & Weyers e con quella del cuneo di rottura, applicato al caso della propagazione della corrosione.

Attraverso la teoria del cuneo di rottura è stato possibile determinare un intervallo e non un valore univoco in quanto, vista l'incertezza sull'inclinazione della superficie di scivolamento del cuneo, sono stati analizzati i due casi limite, considerando inclinazioni di 45 e 30°; l'intervallo di pressione limite così

calcolato include, in tutti gli esempi riportati, il valore della pressione limite valutato con la teoria di Liu and Weyers.

In seconda fase sono stati confrontati i risultati ottenuti con i quelli pubblicati in articoli di ricerca, ottenendo anche in questo caso valori dello stesso ordine di grandezza.

La propagazione della corrosione nelle barre di armatura è sicuramente un fenomeno complesso e, per questo, difficile da rappresentare attraverso dei modelli; tuttavia le teorie disponibili in letteratura permettono di avere un buona indicazione circa i valori dello spostamento, pressione e, quello che interessa maggiormente, sul tempo di innesco della fessurazione.

La teoria del confinamento, modificata per il problema in questione, non considera le numerosi ipotesi alla base della altre teorie ed ha una formulazione molto più semplice rispetto alle altre, trascurando molti fenomeni; tuttavia risulta in grado di descrivere, anche se in maniera meno accurata, l'andamento nel tempo della pressione in corrispondenza dell'interfaccia tondino-ruggine e la pressione limite, fornendo uno strumento di controllo molto veloce, seppur approssimato.

Il tempo di innesco della fessurazione, una volta superato il tenore critico di cloruri all'interno del calcestruzzo o che la carbonatazione abbia raggiunto i tondini di armatura, calcolato con le diverse teorie considerando un tasso di corrosione per semplicità costante, pari a $2,41 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, è risultato pari a 1,5-2,5 anni.

Sono inoltre stati variati a rotazione i parametri dell'esempio di riferimento, ottenendo valori di tempo critico differenti, appurando come da previsione come questo sia direttamente proporzionale alla resistenza a trazione del calcestruzzo, allo spessore del copriferro, mentre risulti inversamente proporzionale al tasso di corrosione.

Il tempo di innesco ottenuto nelle varie applicazioni, comunque, risulta molto breve, soprattutto se confrontato con la vita utile della struttura, causando in breve tempo una volta raggiunta la depassivazione la fessurazione del copriferro, con la conseguente diminuzione delle capacità sezionali, resistenza e duttilità; per questo è di fondamentale importanza prolungare il più possibile la prima fase della vita utile della struttura, definita di fase di innesco, utilizzando

un idoneo copriferro in accordo con le prescrizioni fornite dalle normative vigenti, ponendo attenzione alla scelta del calcestruzzo, alla maturazione di questo ed ai dettagli costruttivi.

Inoltre è necessario ricordare che la prevenzione del degrado della corrosione delle barre di armatura, ma più in generale di una struttura in calcestruzzo armato riguarda tutta la vita di una struttura, partendo dal progetto e calcolo della struttura e dei dettagli costruttivi, alla scelta dei materiali, per poi passare alla messa in opera e maturazione del calcestruzzo, fino agli interventi programmati di manutenzione; la prevenzione non può quindi essere considerata come un insieme di misure alternative ma come un insieme di interventi da applicare dal momento della redazione del progetto fino al termine della vita utile dell'edificio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Collepardi, “Il Nuovo calcestruzzo”, Ed. Tintoretto, 2003
- [2] M. Collepardi, J. J. Ogourrah Olagot, F. Simonelli, R. Troli, “Il calcestruzzo vulnerabile – Prevenzione, diagnosi del degrado e restauro”, Ed. Enco s.r.l., 2005
- [3] P. Pedferri, “Corrosione e protezione dei materiali metallici”, Volume 1 e 2, Ed. Polipress, 2010
- [4] M. Collepardi, A. Marcialis, R. Turriziani, “Journal of American Ceramic Society”, Vol. 55, 1972
- [5] M. Collepardi, J.J. Ogoumah Olagot, F. Simonelli, R. Troli, “Attacco dei cloruri sulle strutture in c.a.”, Enco,
- [6] H. Zibara, K. Yamada, “Modellazione della penetrazione del cloruro nelle strutture di c.a.: quantificazione della vita di servizio”, Enco Journal n° 22/2003 , TAIHEIYO CEMENT CORPORATION
- [7] G. Bianchi, F. Mazza, “Corrosione e protezione dei metalli”, Associazione italiana di Metallurgia, 2005
- [8] M. Collepardi, F. Simonelli, S. Collepardi, “Diagnosi dissesto e consolidamento c.a. e muratura”, Convegno ENCO-TECNOCHEM, Osimo (PU) 30/03/2012
- [9] “Model Code for Service Life Design”, Model Code, bulletin 34
- [10] “Corrosion protection of reinforcing steels”, Technical Report, bulletin 49
- [11] S. Guzmán, J. C. Gálvez, J. M. Sancho, “Cover cracking of reinforced concrete due to rebar corrosion induced by chloride penetration”, Cement and Concrete Research 41, 2011
- [12] Y. Liu, R. Weyers, “Modeling the Time-to-Corrosion Cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures”, ACI Materials Journal 95, 1998
- [13] Y. Liu, R. Weyers, “Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures”, Cement and Concrete Research 28, 1997

- [14] C. Q. Li, W. Lawanwisut, J. J. Zheng, W. Kijawatworawet, “Crack width due to corroded bar in reinforced concrete structures”, *International Journal of Materials & Structural Reliability* Vol. 3 No. 2, 2005
- [15] L. Chernin, D. V. Val, “Prediction of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures”, *Construction and Building Materials* 25, 2011
- [16] I. Balafas, C. J. Burgoyne, “Modelling the structural effects of rust in concrete cover”, *Journal of engineering mechanics ASCE*, 2011
- [17] “Il degrado del calcestruzzo”, Mapei
- [18] Tecnochem, “Sistemi razionali di riparazione anticorrosione e di rinforzo con materiali compositi”
- [19] “Model code for service life design”, model code, fib bulletin 34
- [20] “Corrosion protection of reinforcing steels”, technical report, fib bulletin 49
- [21] L. Bertolini, “I materiali da costruzione: degrado, prevenzione, ispezione e restauro”, Vol. II, De Agostini, 2005
- [22] T. El Maddawy, K. Soudky, “A model prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking”, *Cement and concrete composites* 29, 2007
- [23] M. Webster, L. Clark, “The structural effect of corrosion- An overview of the mechanism”, *Proceeding of concrete communication, UK*, 2000
- [24] J. Rodriguez, L. Ortega, J. Casal, J. Diez, “Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures”, *Proceeding of the 7th International conference on durability of building materials and components, Sweden*, 1996
- [25] C.Q. Li, S.T. Yang, “Prediction of concrete crack width under combined reinforcement corrosion and applied load”, *Journal of engineering mechanics*, 2011
- [26] L. Chernin, D. V. Val, “Analytical modelling of concrete cover cracking caused by corrosion of reinforcement ”, *Materials and Structures* 43, 2010

- [27] F. Simonelli, F. Favero, R. Troli, “La durabilità delle strutture protette con membrane cementizie elastiche ”, Enco
- [28] M. Collepari, A. Marcialis, R. Turriziani, “La cinetica di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo”, Enco
- [29] SINTEF building and infrastructure , “Modelling of reinforcement corrosion in concrete – State of the art”, Coin project report 7, 2008
- [30] A. Benedetti , Appunti del corso di Structural Strenghtening & Rehabilitation , Università di Bologna, 2011
- [31] A. Barbucci , “Degrado e protezione delle strutture in calcestruzzo armato” , ciclo di seminari Università degli studi di Genova, 2000
- [32] P. Pedferri , “La corrosione delle armature nel calcestruzzo” , Politecnico di Milano, 2004
- [33] P. Pedferri , “L’impiego delle armature in acciaio inossidabile nelle strutture in calcestruzzo armato”
- [34] M. Collepari, S. Mauro Guella, M. Valente, “Studio degli attacchi chimici del calcestruzzo con particolare riferimento all’azione dell’acqua del mare” , Giornate Aicap San Remo, 1975
- [35] I. Balafas, C. J. Burgoyne, “Enviromental effects on cover cracking due to corrosion”, Cement and Concrete Research 40, 2011
- [36] D.M. 14 gennaio 2008, “Norme tecniche per le costruzioni”
- [37] Istruzioni per l’applicazione del D.M. 14 gennaio 2008
- [38] Eurocodice 2: Design of concrete structures- Part 1: General rules and rules for buildings, UNI EN 1992-1-1:2005
- [39] F. Marani, “Il deperimento dei geomateriali da costruzione: Implicazioni sulla capacità sismica residua di edifici in ca e muratura ordinaria”, Tesi di dottorato di ricerca in ingegneria strutturale ed idraulica, Università di Bologna, 2011
- [40] M. Recanati, “Parametri sperimentali per il progetto della vita di servizio delle strutture in calcestruzzo armato”, Tesi di laurea in ingegneria edile, Politecnico di Milano, 2011

- [41] M. Collepari, S. Collepari, J.J. Ogoumah Olagot, F. Simonelli, R. Trioli, “Diagnosi del degrado e restauro delle strutture in c.a.”,Seconda Edizione, Enco, Ed. Tintoretto, 2010
- [42] V. Alunno Rossetti, “Il Calcestruzzo-Materiali e tecnologia”,Seconda Edizione, Ed. McGraw-Hill, 2003

RINGRAZIAMENTI

Ed ecco arrivare la parte più bella della tesi: i ringraziamenti!!!

Cercherò di fare un po' di ordine nella testa, sperando di non dimenticare nessuno che per me sia importante..

Inizio subito dalle persone più importanti: la mia famiglia!

Ringrazio il babbo, che mi ha trasmesso la sua passione per l'ingegneria, anche se da piccola, quando le maestre chiedevano che lavoro facesse, mi vergognavo a dirlo perché, oltre a non saperlo pronunciare, mi sembrava un nome brutto..

La mamma, che riesce sempre a risolvere ogni problema cercando di vedere sempre il bicchiere "mezzo pieno" e rallegra le giornate passate in casa a studiare; i motivi per ringraziare entrambi sarebbero tanti, ma principalmente li ringrazio per avermi trasmesso i valori importanti a cui cerco di far riferimento e avermi fatto capire che i traguardi si raggiungono con tanto lavoro, impegno ma senza scavalcare nessuno;

Chiara, mia sorella, con cui ho passato, una volta tornata a casa, la maggior parte dei pomeriggi di studio (anche se lei scappava in cucina mentre io ero in sala o viceversa!) cercando ogni pretesto per avere la sua attenzione e fare una "pausa merenda" insieme; la ringrazio e le auguro di trovare in futuro (non voglio metterti ansia!!) la strada giusta che la renda felice!

Maicol, che ha dovuto sorbirsi il lato negativo dello studio..sbalzi d'umore, tensione..(ahahah) riuscendo sempre a farmi svagare (tranne quando guarda le partite di calcio di ogni squadra e categoria!)...grazie per rendermi felice e farmi stare bene!!

Le due Valentine, due Amiche veramente speciali..

Valy: sempre pronta ad ascoltare e a dare consigli, dolce, solare, sincera, pazza..., abbiamo condiviso sventure amorose, viaggi, uscite, convivenza, facendomi sempre fare delle gran risate, riuscendo anche, assieme alla Vevi, a far diventare divertenti le mattinate in pulman per andare a scuola..

Vale: sempre presente, dolce, disponibile, matta, sincera, compagna di scuola, di hip hop, nuoto, di danze sframate e tanto divertimento fino alla mattina (tornando giusto in tempo perché potesse andare al lavoro il sabato!!)

Grazie per esserci state in ogni momento bello e anche in quelli brutti!

Un'altra Valentina a cui vanno i miei ringraziamenti è la nonna, che mi ha fatto capire quant'è importante la famiglia, e quant'è bello radunarsi la domenica sera a mangiare tutti insieme (anche se che confusione!) e, anche se non c'è più, ringrazio l'altra nonna, Dina, che per me è stata una seconda mamma, mi ha cresciuta e mi ha trasmesso (assieme a mia mamma) la passione sfrenata per il mare...una donna forte, testarda e determinata che per me è un esempio da seguire!

Le mie amiche, tra cui Vevi, Ali, Cla, Eugi, Desy, Mary...con voi ho condiviso tante esperienze, con alcune la scuola, con altre le prime uscite, con altre anche l'università, ma con tutte sicuramente infinite ore passate a chiacchierare, evserate piene di divertimento e risate!!grazie!!!

Tutti i miei compagni di università, per aver condiviso questa splendida esperienza insieme, che rifarei altre 10 volte! In particolare Marty e Tommy, con cui mi sono subito trovata in sintonia, perché abbiamo un modo simile di lavorare (non proprio in tutto..date un computer a Tommy e si perde nel suo mondo diventando “un po” pignolo, ma ci compensiamo!); se potessi scegliere i miei colleghi ideali per il mio “futuro lavoro” sarebbero proprio voi loro! siete due belle persone e vi auguro di poter dimostrare tutto quello che valete!

Le mie ex coinquiline, tra cui Ali e Manu, con cui ho passato le mie “settimane corte” a Bologna, in particolare l'Ali, un'amica speciale sempre sorridente che ha la capacità di trasmettere tranquillità a chi le sta vicino e a cui auguro il meglio (però ogni tanto torna a Sin Gian!)

Grazie a tutti per aver condiviso con me questa splendida esperienza di studio e di vita!!