

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

**EFFETTI DELLA CORROSIONE IN  
STRUTTURE IN C.A.: ASPETTI ANALITICI E  
MODELLAZIONE NUMERICA**

---

EFFECTS OF CORROSION IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES:  
ANALYTICAL ASPECTS AND NUMERICAL MODELING

RELATORE: PROF. CARLO PELLEGRINO

CO-RELATORI: ING. FLORA FALESCHINI

ING. TOMMASO D'ANTINO

LAUREANDO: UGO ZORZI

ANNO ACCADEMICO 2013-2014



## **Abstract**

La vita di servizio delle strutture in calcestruzzo è limitata dal fatto che le armature possono essere soggette a fenomeni corrosivi. L'ossidazione del ferro porta alla produzione di vari prodotti di corrosione, ad esempio ossidi ferrosi e ferrici, alcuni dei quali occupano un volume molto maggiore di quello che originariamente occupa il ferro che viene consumato nel processo di corrosione. Con l'avanzamento della corrosione, questi prodotti si accumulano, generando una pressione espansiva crescente nel calcestruzzo circostante. La pressione può raggiungere livelli tali da provocare uno stato fessurativo interno intorno alla barra ed eventualmente portare ad una fessurazione attraverso tutto il copriferro e così allo spalling. Il raggiungimento di questo stato decreta il raggiungimento della fine della vita di servizio di un struttura in cemento armato soggetta a corrosione in quanto in tale stato l'armatura perde l'abilità di sviluppare forze tramite attrito e non è più protetta da un ulteriore degrado da corrosione. Perciò è importante riuscire a predire con sufficiente accuratezza il tempo di inizio della corrosione e dall'inizio di essa la formazione della fessura nel copriferro. Questo studio presenta una panoramica sui modelli esistenti atti a valutare i tempi di cui sopra. Verrà poi presentato un modello numerico non lineare agli elementi finiti, con l'obiettivo di rappresentare numericamente i fenomeni in oggetto, la cui validazione verrà discussa nel corpo della tesi.



## Sommario

Abstract.....	3
INTRODUZIONE.....	7
1 DEGRADO DEL CALCESTRUZZO.....	9
1.1 Composizione del calcestruzzo .....	9
1.1.1 Prodotti dell'idratazione del cemento.....	9
1.2 Cause di degrado del calcestruzzo.....	10
1.2.1 Aggressioni di tipo chimico .....	10
1.2.2 Aggressioni di tipo fisico.....	16
1.2.3 Aggressioni di tipo meccanico.....	18
2 CORROSIONE DELLE BARRE DI ARMATURA .....	21
2.1 Trattazione generale .....	21
2.2 Corrosione da carbonatazione.....	26
2.2.1 Carbonatazione.....	26
2.2.2 Corrosione.....	34
3 AGGRESSIONE DA CLORURI.....	37
3.1 Tempo di innesco della corrosione.....	37
3.1.1 Modalità di penetrazione dei cloruri.....	37
3.1.2 Contenuto critico di cloruri .....	41
3.2 Corrosione da cloruri.....	42
3.2.1 Velocità di corrosione.....	43
3.3 Tempo di innesco della fessurazione.....	50
3.3.1 Modelli di danno.....	51
4 MODELLAZIONE ANALITICA .....	65
4.1 Diffusione.....	66
4.1.1 Analogia tra i fenomeni di trasporto .....	67
4.2 Corrosione .....	70
4.2.1 User subroutine UAMP.....	71

4.2.2	Sensore.....	74
4.2.3	Espansione.....	75
4.3	Danno .....	86
4.3.1	Concrete Damaged Plasticity .....	86
5	MODELLAZIONE NUMERICA .....	107
5.1	Geometria.....	107
5.2	Elementi finiti e mesh.....	109
5.3	Materiale e condizioni al contorno .....	111
5.4	Risultati e validazione del modello.....	112
5.5	Conclusioni.....	126
6	BIBLIOGRAFIA .....	129

## **INTRODUZIONE**

Negli ultimi tempi è emersa la necessità di prevenire e monitorare il degrado del cemento armato. Da qui si capisce come sia fondamentale avere a disposizione dei modelli che rappresentino adeguatamente lo stato di avanzamento del degrado del materiale che tengano conto dei vari fattori che entrano in gioco nel fenomeno, sia ambientali che legati alle caratteristiche del materiale stesso.

Tra le varie tipologie di degrado assume una posizione di spicco per importanza, sia per diffusione che per pericolosità, quello legato alla corrosione delle armature. La comprensione del processo di corrosione è fondamentale per poter progettare strutture in calcestruzzo armato in grado di soddisfare i requisiti di vita utile stabiliti in fase di progetto.

Nella sezione seguente si metteranno in luce i meccanismi legati al degrado che portano alla corrosione, nello specifico la carbonatazione e soprattutto l'aggressione dei cloruri. Dopo un inquadramento generale si riporteranno i modelli presenti in letteratura per poi passare alla relazione sullo sviluppo di un modello numerico.





# 1 DEGRADO DEL CALCESTRUZZO

## 1.1 Composizione del calcestruzzo [1]

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 che viene 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 questa fase che altrimenti sarebbe troppo breve ed impedirebbe la lavorazione 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:

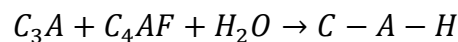
- Presa, ovvero perdita di lavorabilità;
- Indurimento, ovvero acquisizione delle proprietà meccaniche.

Se, oltre al clinker e gesso, vengono macinati anche altri prodotti quali ad esempio pozzolana, loppa d'altoforno, cenere volante, si ottengono altri tipi di cemento. 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 1-1:



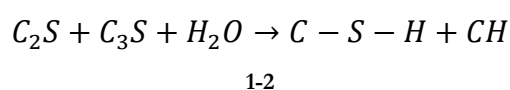
1-1

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 ed acquisisce la resistenza meccanica nel breve termine mentre, nel lungo periodo, i silicati raggiungono una resistenza comparabile.

Il prodotto della reazione di idratazione dei silicati è il C-S-H e l'idrossido di calcio, definito CH, come mostrato in 1-2:



Il C-S-H è il responsabile dell'indurimento e dell'acquisizione della resistenza, attraverso lo sviluppo di fibre che, nel tempo, si allungano e si 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 passivazione delle barre di armatura, ricoprendole con un film di ossido ferrico che lo protegge dalla corrosione.

## **1.2 Cause di degrado del calcestruzzo [1-4]**

Si fornirà di seguito una panoramica sommaria sulle principali cause di degrado del calcestruzzo; verranno poi riprese ed approfondite quelle relative alla carbonatazione e all'aggressione da cloruri.

### **1.2.1 Aggressioni di tipo chimico**

#### **1.2.1.1 *Aggressione da anidride carbonica***

L'aggressione dovuta alla  $CO_2$  si può manifestare in due diversi modi a seconda del contesto in cui ci si trova. Nelle opere esposte all'aria si verifica la carbonatazione del calcestruzzo, mentre nelle opere idrauliche si verifica il fenomeno del dilavamento della pasta cementizia.

La carbonatazione è dovuta alla penetrazione della  $CO_2$  nel calcestruzzo. Il fenomeno consiste nella trasformazione della calce, che si genera a seguito dell'idratazione del cemento, in carbonato di calcio a causa della presenza di anidride carbonica, il cui contenuto dipende dall'ambiente in cui ci si trova.

Un calcestruzzo sano ha un pH maggiore di 13 e in questa condizione sui ferri di armatura si crea un film di ossido ferrico passivo che li rende impermeabili al passaggio di ossigeno e umidità.

Se la struttura è carbonatata il pH del calcestruzzo si abbassa passando a valori che possono essere anche inferiori a 9, creando così un ambiente poco alcalino per le armature. In presenza di pH inferiori a 11 il film passivante viene neutralizzato lasciando così i ferri esposti all'aggressione dell'ossigeno e dell'umidità presenti nell'aria. In queste condizioni si innesca il processo di corrosione delle armature, e si genera così un'espansione. Il copriferro in questo modo si distacca dall'armatura fino ad arrivare alla completa espulsione. Una volta che il calcestruzzo è fessurato il deterioramento dei ferri sarà sempre più veloce in quanto si creeranno vie di accesso più facili per ossigeno e umidità.

La  $CO_2$  procede dall'esterno verso l'interno del calcestruzzo; la velocità con cui penetra è fortemente influenzata dal tenore di umidità. Il trasporto dell'anidride carbonica è molto veloce in fase gassosa e cioè all'interno dei pori pieni di aria mentre è molto più lento nei pori dove c'è umidità, di conseguenza nei pori saturi di acqua la velocità di penetrazione sarà pressoché nulla.

Bisogna però ricordare che perché la carbonatazione avvenga, la presenza di umidità è assolutamente necessaria. Il seguente grafico riassume il concetto di velocità di penetrazione della  $CO_2$  legata all'umidità relativa del calcestruzzo.

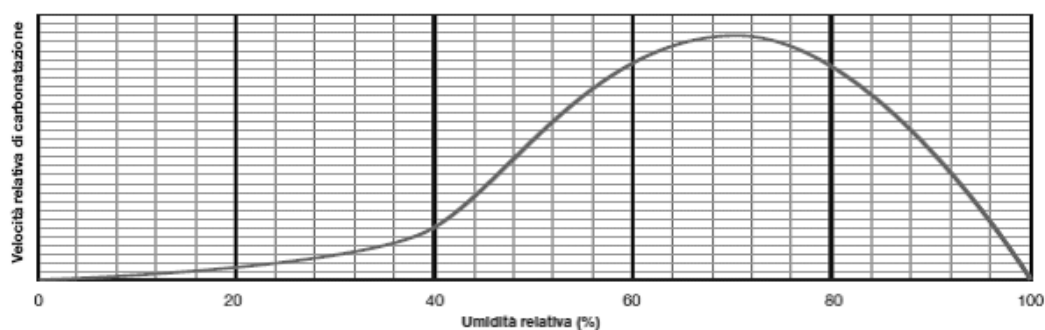


Figura 1.1 - Velocità di carbonatazione rispetto alla % di umidità relativa. [3]

I valori di umidità più pericolosi sono quelli compresi tra il 50 e l'80%, all'esterno di questo intervallo la velocità va diminuendo fino ad azzerarsi, sia in condizioni completamente asciutte sia completamente sature.



**Figura 1.2 - Struttura degradata a causa della corrosione dovuta alla carbonatazione.**

Il fenomeno del dilavamento consiste nell'asportazione di matrice cementizia dovuta ad un'azione meccanica dell'acqua sul calcestruzzo. Questo fenomeno è aggravato se ci troviamo in presenza di acque particolarmente acide a causa dell'anidride carbonica aggressiva, presente soprattutto nelle acque pure di montagna, oppure per la presenza di sostanze dovute a scarichi industriali o ancora, per colpa dell'acido solforico di origine organica, che si sviluppa nelle acque reflue delle fognature.



**Figura 1.3 - Effetto del dilavamento su una parete in calcestruzzo.**

### **1.2.1.2      *Aggressione da solfati***

I solfati solubili più comuni presenti nei terreni, nelle acque e nei processi industriali sono quelli di calcio e di sodio. Esistono anche quelli di magnesio, un po' meno comuni ma più distruttivi.

Lo ione solfato può essere presente nelle acque come nei terreni ma può anche trovarsi direttamente negli aggregati sotto forma di impurità. Se i solfati provengono dai terreni o dalle acque a contatto con la struttura, lo ione solfato trasportato all'interno della matrice cementizia dall'acqua, fondamentale per il trasporto, reagisce con l'idrossido di calce e forma gesso.

Questo va a reagire a sua volta con gli alluminati di calcio idrati (C-A-H) formando ettringite secondaria che aumentando di volume provoca delaminazione, rigonfiamenti, fessurazioni e distacchi.

L'ettringite secondaria, a differenza di quella primaria che invece si forma subito e porta benefici al calcestruzzo, si forma dopo molto tempo dal getto, per lo più nella parte corticale del calcestruzzo (quella penetrata dai solfati), creando forti tensioni espansive a causa della rigidità ormai acquisita dal getto.



**Figura 1.4 - Esempio di aggressione solfatica.**

Un altro tipo di attacco solfatico si manifesta quando in presenza di carbonato di calcio con temperature basse (inferiori ai 10 °C) e un'umidità relativa superiore al 95%, si forma thaumasite, che provocando la decalcificazione, crea il vero e proprio spappolamento del calcestruzzo.

I solfati oltre che dall'esterno possono provenire anche dall'interno del calcestruzzo, sotto forma di impurità naturali negli aggregati, in forma di gesso o anidrite. Il gesso degli aggregati ha dimensioni più elevate rispetto a quello aggiunto al cemento per la presa, di conseguenza è meno solubile in acqua. Questo fa sì che non sia subito disponibile per la formazione di ettringite primaria, ma successivamente andrà a formare ettringite secondaria nel calcestruzzo ormai stagionato creando così fessurazione.

### **1.2.1.3      *Aggressione da cloruri***

L'aggressione da parte dei cloruri sul calcestruzzo può avvenire se questo rimane a contatto con ambienti in cui il contenuto è significativo, come l'acqua marina o i sali disgelanti, oppure se confezionato con materie prime inquinate. Il cloruro una volta penetrato nel calcestruzzo, se raggiunge i ferri d'armatura elimina il film passivante di ossido ferrico lasciandoli così esposti al processo di corrosione. La penetrazione ha inizio sulla superficie per poi proseguire all'interno del calcestruzzo; il tempo di penetrazione dipende da:

- Concentrazione di cloruri che entrano in contatto con la superficie del calcestruzzo;
- Permeabilità del calcestruzzo;
- Percentuale di umidità presente.

La corrosione avviene con la combinazione di due fattori, entrambi necessari. La presenza di cloruri, che depassivano i ferri e l'umidità unita all'ossigeno. Ad esempio una struttura completamente immersa nell'acqua marina, presenterà un contenuto di cloruri sicuramente molto alto, ma avendo le porosità totalmente sature di umidità, l'ossigeno non riuscirà a penetrare e di conseguenza la corrosione dei ferri non avverrà o sarà trascurabile. Considerando sempre una struttura realizzata nell'acqua di mare, la zona che sarà più interessata dal degrado dovuto ai cloruri è la splash-zone, cioè quella che a causa del moto ondoso o delle maree è periodicamente bagnata e asciutta. Per quanto riguarda i sali disgelanti, questi vengono stesi sul manto stradale nei periodi invernali, e grazie all'acqua piovana penetrano nella struttura, creando corrosione e quindi degrado.

Una volta innescato il processo fessurativo la corrosione diventa più veloce in quanto trova vie di accesso più facili. La concentrazione di cloruri necessaria a promuovere la corrosione dei ferri è direttamente proporzionale al pH del calcestruzzo, più è alcalino più cloruro è necessario per innescare il processo.



Figura 1.5 - Degrado dovuto all'attacco dei cloruri.

#### **1.2.1.4 Reazione degli alcali-aggregati**

La reazione alcali-aggregati può creare una forte espansione e un grave degrado delle strutture in calcestruzzo. Alcuni tipi di aggregati come quelli che contengono silice reattiva, reagiscono con due alcali, potassio e sodio, contenuti nel cemento, oppure con quelli provenienti dall'ambiente esterno sotto forma di cloruro di sodio. Dalla reazione si forma un gel fortemente espansivo se esposto all'umidità. Questo va a determinare forze che rompono il calcestruzzo attorno all'aggregato. La reazione alcali-aggregati è un processo che avviene in maniera eterogenea e lentamente nel tempo in quanto legata alla composizione degli aggregati contenenti silice amorfa. Il prodotto della reazione che si ha nelle condizioni appena descritte, sono i silicati di sodio e potassio idrati, molto voluminosi.

La reazione alcali-aggregati si manifesta quando si innesca nella parte corticale del calcestruzzo mostrando sulla sua superficie delle micro o macro fessurazioni, oppure rialzando una piccola porzione di calcestruzzo al di sopra dell'aggregato siliceo reattivo (pop-out).



Figura 1.6 - Degrado dovuto alla reazione degli alcali-aggregati.

## 1.2.2 Aggressioni di tipo fisico

### 1.2.2.1 *Gelo e disgelo*

L'effetto del ghiaccio è deleterio solo se c'è acqua allo stato liquido all'interno del calcestruzzo. Questo non vuol dire che debba essere perfettamente secco ma che il livello di umidità non superi un determinato valore di saturazione critica.

S'intende che l'acqua presente all'interno della porosità deve essere al di sotto di tale valore tale che aumentando di volume ghiacciando, riesca a rimanere all'interno dei pori senza creare tensioni. Differentemente se l'acqua riempisse tutto o quasi il volume dei pori, ghiacciando andrà a spaccare il calcestruzzo a causa della pressione instaurata.

Per limitare gli effetti negativi delle basse temperature bisogna diminuire la microporosità capillare e favorire la presenza di macropori (dimensioni comprese tra 100 e 300  $\mu\text{m}$ ), aggiungendo alla miscela additivi aeranti, mantenere un basso rapporto acqua/cemento ma soprattutto utilizzare aggregati non gelivi.

I danni dovuti al gelo e disgelo avvengono quindi se vengono verificate contemporaneamente le condizioni di bassa temperatura ed assenza di macroporosità.

Il tipo di danno è proporzionale a livello di porosità, livello di saturazione di umidità, numero di cicli e aria inglobata.





Figura 1.7 - Degrado dovuto al gelo.

### **1.2.2.2 Alte temperature**

L'effetto delle alte temperature sul calcestruzzo è distruttivo. I ferri di armatura possono resistere fino ad una temperatura di 500°C mentre il calcestruzzo può resistere fino a 650°C.

La funzione del copriferro in questo caso è fondamentale in quanto rallenta il propagarsi della temperatura. Più è spesso il copriferro maggiore è il tempo che i ferri ci mettono a raggiungere la temperatura di collasso di 500°C.

I danni che il fuoco può creare al calcestruzzo sono molti e molto importanti:

- Le armature pur protette dal copriferro riscaldandosi sotto l'effetto delle alte temperature espandono il loro volume, creando tensioni nel calcestruzzo fino all'espulsione dello stesso;
- Una volta che le armature sono esposte al fuoco, espandono molto più velocemente del calcestruzzo in cui sono inserite causandone l'espulsione e la perdita di aderenza;
- Pur non arrivando alla temperatura limite di collasso, il calcestruzzo può perdere le sue caratteristiche prestazionali nel momento in cui viene repentinamente raffreddato, situazione che si crea quando si eseguono le operazioni di spegnimento dell'incendio. In questa situazione l'ossido che si è formato a causa del calore si trasforma in calce disintegrando il calcestruzzo;

- Sulla faccia più vicino al fuoco a causa dell'estremo calore sviluppato si verifica lo spalling dovuto alla rapida espansione, alcuni aggregati scoppiando potrebbero staccare anche il calcestruzzo adiacente, stesso risultato che si ha quando l'umidità presente si trasforma repentinamente in vapor acqueo creando piccoli scoppi;
- Se l'esposizione al fuoco è prolungata anche le armature raggiungono la temperatura di collasso e perdono la loro resistenza a trazione, causando il cedimento della struttura.

### **1.2.2.3 Ritiro e fessurazione**

Quando si parla di ritiro bisogna distinguere tra quello plastico e quello igrometrico. Il primo avviene quando il calcestruzzo ancora nella fase plastica cede parte della sua umidità all'ambiente esterno causando così una contrazione. La fessurazione in questo caso è legata alle condizioni in cui viene realizzato il getto. In strutture cassate l'evaporazione non avviene per ovvi motivi, mentre in opere dove il calcestruzzo è direttamente a contatto con l'ambiente, avviene a causa della temperatura, della bassa umidità esterna o del forte vento. Il ritiro plastico, avvenendo quando il calcestruzzo è ancora fresco, può portare ad una micro fessurazione superficiale. Il ritiro igrometrico è dovuto alla cessione di umidità all'ambiente, qualora esso sia caratterizzato da un'umidità relativa bassa lungo tutto l'arco della vita utile.

Per evitare i problemi dovuti al ritiro plastico bisogna evitare che l'acqua presente nell'impasto evapori troppo velocemente; questo si può fare in più modi:

- Stendendo sul getto un telo impermeabile che impedisce l'evaporazione;
- Nebulizzando completamente la superficie nei primi giorni dopo il getto;
- Applicando sul getto ancora fresco un film di prodotto antievaporante.

Poiché il calcestruzzo consuma la maggior parte del ritiro igrometrico nei primi sei mesi, è impossibile pensare di bagnarlo per tutto il tempo quindi si deve agire su fattori diversi, come diminuire il rapporto acqua cemento.

## **1.2.3 Aggressioni di tipo meccanico**

### **1.2.3.1 Abrasione**

Se un materiale viene investito ripetutamente da particelle provenienti da un altro corpo più duro s'instaura il fenomeno dell'abrasione. Questo avviene a causa

dell'attrito che le polveri più dure esercitano sulla superficie del materiale. Si può quindi capire che l'abrasione dipende direttamente da caratteristiche interne al materiale costituente il calcestruzzo. Si può di conseguenza migliorare la resistenza all'abrasione sia abbassando il rapporto acqua/cemento sia facendo uno spolvero di cemento miscelato ad additivi ed aggregati duri sulla superficie del calcestruzzo.

### **1.2.3.2 Urto**

Un altro tipo di degrado dovuto a cause meccaniche è quello provocato da urti. Le considerazioni da fare non sono molte in questo caso in quanto il calcestruzzo è un materiale fragile e quindi se subisce degli impatti di una certa entità si degrada con conseguente perdita di resistenza. Non è detto che il danno si presenti immediatamente, può essere che questo avvenga dopo molti cicli, ad esempio su giunti di una pavimentazione gravati dal passaggio di mezzi meccanici. In questo caso l'unico metodo per diminuire gli effetti di degrado è quello di confezionare un calcestruzzo il più resistente possibile.

### **1.2.3.3 Erosione**

L'erosione è una particolare tipologia di usura dovuta al vento, all'acqua o al ghiaccio, provoca l'asportazione di materiale dalla superficie. Dipende dalla velocità, dal contenuto di polveri dure e dalla qualità del calcestruzzo. In questo caso l'unico rimedio è la cura del confezionamento del materiale e valgono gli stessi termini utilizzati per l'abrasione.

### **1.2.3.4 Cavitazione**

La cavitazione è un problema che si presenta laddove c'è la presenza di acqua in movimento: la velocità elevata dell'acqua unita ad una superficie di scorrimento non regolare provoca delle turbolenze, si creano delle zone di bassa pressione e s'instaurano dei vortici che vanno ad usurare il sottofondo. Le bolle d'aria che si formano nell'acqua corrono fino a valle con essa e quando incontrano una zona di alta pressione implodono creando un forte impatto, questo crea erosione. Se la velocità dell'acqua è notevole l'erosione dovuta alla cavitazione può essere significativa. Il fenomeno della cavitazione può essere evitato realizzando superfici lisce e senza ostruzioni al corso dell'acqua.



## 2 CORROSIONE DELLE BARRE DI ARMATURA

In questa sezione verrà affrontata in maniera relativamente generale la problematica della corrosione delle barre di armatura fornendo una visuale del problema per poi approfondire in una certa misura l'aspetto legato alla carbonatazione. Il tema della corrosione provocata dai cloruri, corpo della tesi, verrà invece trattato in maniera maggiormente esaustiva nel capitolo seguente.

### 2.1 Trattazione generale [5, 7, 8, 10]



Figura 2.1 – Effetti della corrosione.

La corrosione delle armature è una delle cause più frequenti di degrado delle strutture in calcestruzzo armato. Tale processo corrosivo, avente natura elettrochimica, richiede la presenza di un elettrolita a contatto con l'acciaio: nel caso in essere, l'elettrolita è costituito dalla soluzione nei pori capillari della pasta cementizia. Nelle soluzioni alcaline aventi  $\text{pH} > 11.5$  ed in assenza di cloruri, il ferro d'armatura, contenuto nel calcestruzzo armato, rimane in una condizione di passività contraddistinta dalla presenza di un sottilissimo strato di ossido. Questo stato dello spessore di pochi nanometri è costituito da ossidi di ferro, è fortemente adeso alla sua superficie ed è in grado di isolarlo, quindi, dalle sostanze aggressive capaci di dare luogo alla corrosione. In tali condizioni la velocità di corrosione risulta praticamente nulla. Il calcestruzzo si comporta come una soluzione alcalina, se confezionato e posato in opera correttamente, per la presenza dell'idrossido di sodio e di potassio nella soluzione dei pori, che stabilizzano il pH tra 13 e 14.

Il calcestruzzo armato, con il trascorrere del tempo, non è esente dalla perdita delle sue proprietà protettive e, conseguentemente, il film stesso di passività può essere danneggiato per i seguenti motivi:

- per carbonatazione, che consiste nella neutralizzazione dell'alcalinità del calcestruzzo da parte dell'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno;
- per penetrazione di cloruri, quando sulla superficie delle armature viene raggiunto e superato un determinato tenore critico, tale da distruggere il film protettivo;
- per correnti disperse, che interferiscono con le armature passando in alcune parti dal calcestruzzo alle armature e in altre dalle armature al calcestruzzo.

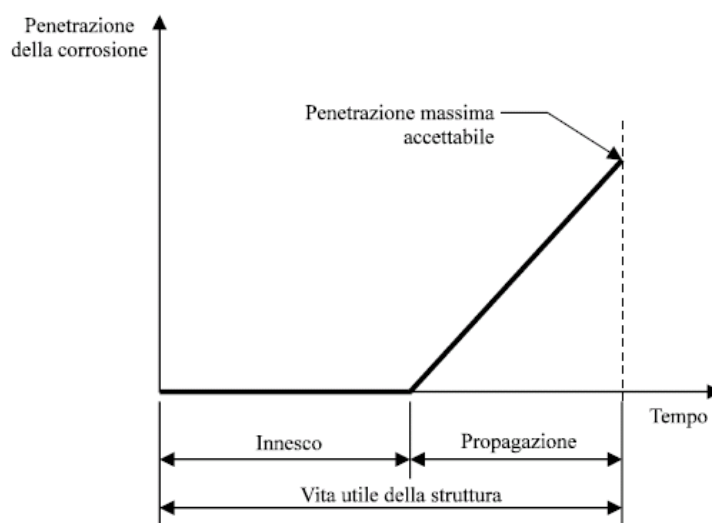


Figura 2.2 - Rappresentazione della fase di innesco e di propagazione (Modello di Tuutti). [6]

Al venir meno delle condizioni di passività, il processo corrosivo delle armature può aver luogo se nel calcestruzzo a contatto con la loro superficie sono presenti ossigeno ed acqua, questi due componenti combinati con il ferro, danno origine ai prodotti di corrosione.

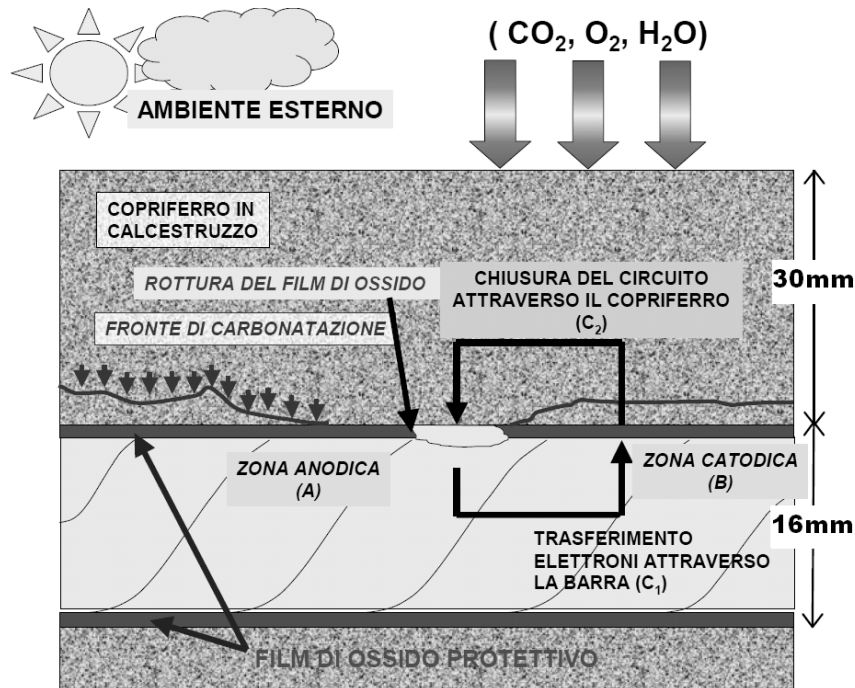
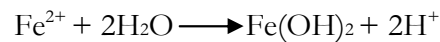


Figura 2.3 - Rappresentazione del processo di corrosione dovuto alla carbonatazione. [5]

Questa reazione, avente natura elettrochimica, è in realtà costituita da quattro processi parziali e più precisamente da:

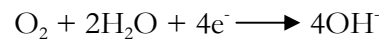
- processo anodico: è la reazione di ossidazione del ferro che produce elettroni (nella fase metallica) e dà luogo alla formazione di prodotti di corrosione ( $\text{Fe} = \text{Fe}^{2+} + 2e^-$ ), la cui idrolisi produce acidità:



2-1

*ferro + acqua → prodotti di ossidazione del ferro + acidità*

- processo catodico: è la reazione di riduzione dell'ossigeno che consuma gli elettroni (della fase metallica) e produce alcalinità:



2-2

*ossigeno + acqua + elettroni → alcalinità*

- trasporto di corrente nel metallo: gli elettroni all'interno del metallo vanno dalle regioni anodiche (dove si producono) a quelle catodiche (dove vengono consumati) dando origine al passaggio di una corrente convenzionale in senso opposto;
- trasporto di corrente nel calcestruzzo: gli ioni circolano all'interno della soluzione presente nei pori del calcestruzzo (che si comporta da elettrolita in presenza di acqua).

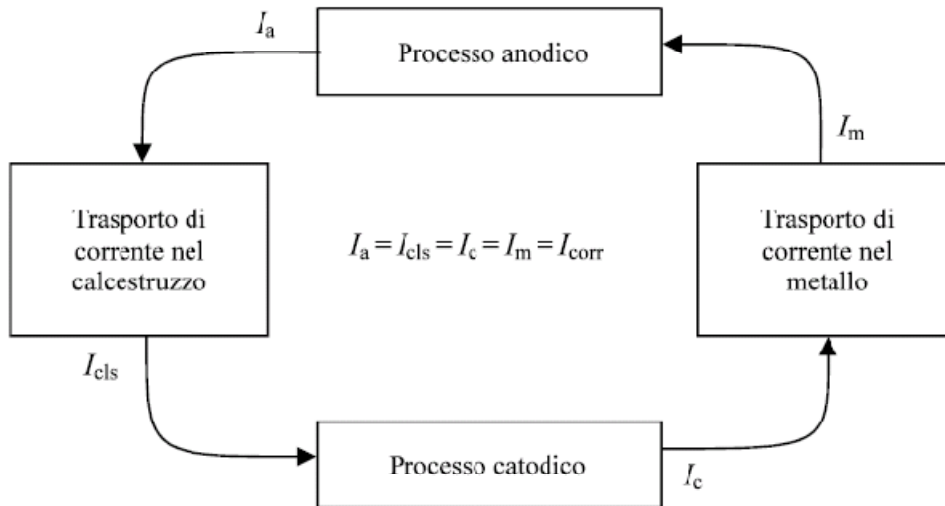


Figura 2.4 - Processi che determinano il meccanismo elettrochimico di corrosione. [7]

I quattro processi descritti risultano essere complementari e, pertanto, devono svilupparsi con la stessa velocità. Difatti, per la conservazione della corrente in un circuito chiuso, il numero degli elettroni liberati dalla reazione anodica nell'unità di tempo (cioè la corrente scambiata alla superficie delle armature in senso anodico,  $I_a$ ), quello degli elettroni che nello stesso tempo vengono consumati dalla reazione catodica (cioè la corrente scambiata in senso catodico sulle armature,  $I_c$ ), la corrente che passa all'interno dell'armatura dalla regione anodica a quella catodica ( $I_m$ ) e infine la corrente che circola all'interno del calcestruzzo dalla regione catodica a quella anodica ( $I_{cls}$ ), che chiude il circuito, devono essere uguali tra loro; chiamando con ( $I_{corr}$ ) la corrente di corrosione che circola in questo sistema avremo che:

$$I_a = I_c = I_m = I_{cls} = I_{corr}$$

Gli effetti dei fenomeni corrosivi possono essere di tale portata da non limitarsi ai soli aspetti funzionali ed allo stato esteriore ma coinvolgere aspetti ben più rilevanti quali l'integrità strutturale e la sicurezza delle opere in calcestruzzo armato. Le strutture possono essere interessate da fessurazioni, danneggiamenti o distacchi del copriferro in corrispondenza delle zone soggette a corrosione, in quanto i prodotti derivanti dalla corrosione occupano un volume maggiore rispetto a quello del ferro da cui provengono.



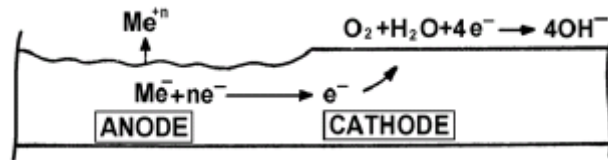


Figura 2.5 – Meccanismo semplificato di corrosione acqnea, differenziazione delle zone sulla superficie metallica. [7]

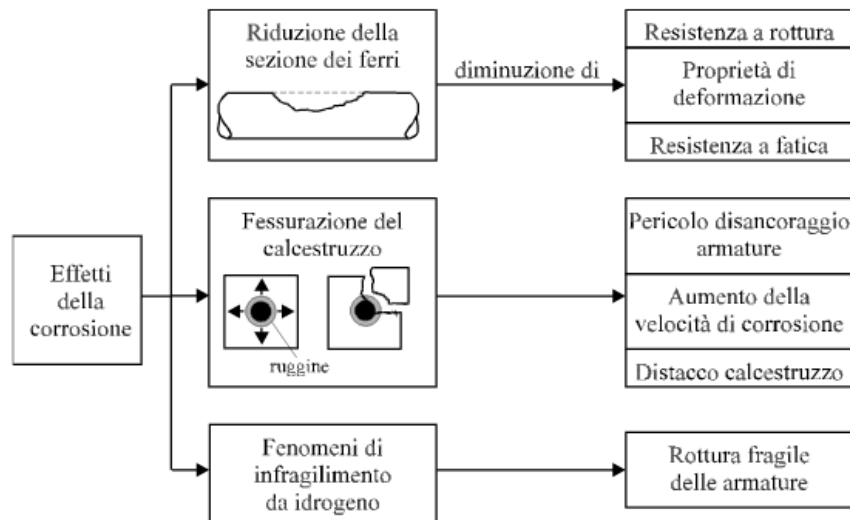
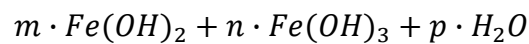


Figura 2.6 - Conseguenze strutturali della corrosione delle armature nelle opere in calcestruzzo armato. [8]

Quanto appena descritto è dovuto ad un processo secondario della corrosione, il  $Fe(OH)_2$  può essere ulteriormente convertito in  $Fe_2O_3 \cdot H_2O$ , ovvero la comune ruggine rosso-marrone, e in magnetite nera  $Fe_3O_4$ , preceduta dalla formazione di magnetite idrata verde  $Fe_2O_4 \cdot H_2O$ .

La composizione della ruggine sul ferro può essere espressa in formula generale:



2-3

Dove i valori di m, n e p possono variare considerevolmente, in relazione a condizioni come il pH della soluzione, l'apporto di ossigeno e il contenuto della miscela. Dal momento che il volume dei prodotti di corrosione è maggiore (dalle 4 alle 6 volte) di quello del ferro, come mostrato nella figura 2.7, la formazione dei prodotti di corrosione porta alla fessurazione e allo spalling del copriferro quando lo stress dovuto all'espansione supera la resistenza a trazione del calcestruzzo.

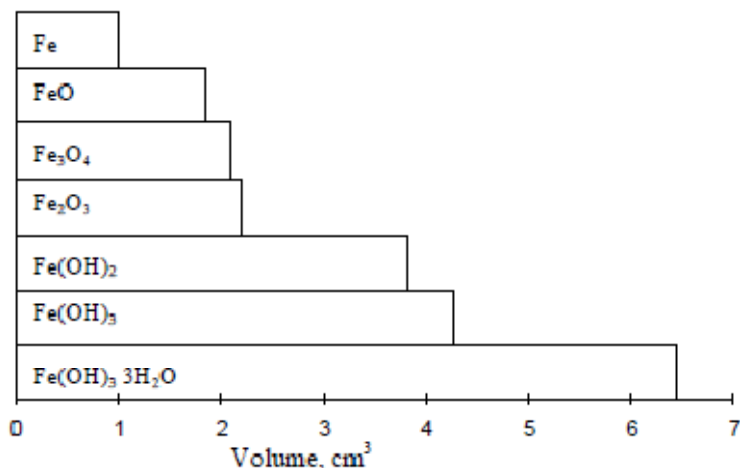


Figura 2.7 - Volumi relativi del ferro e dei prodotti di corrosione. [9]

La vita utile o di servizio delle strutture in calcestruzzo armato, secondo il modello di Tuutti [6] (Figura 2.2) può essere suddivisa in due periodi: il primo è definito come fase di innesco mentre il secondo è denominato di propagazione della corrosione.

La prima fase, quella in cui le armature si presentano ancora in condizioni di passività e di conseguenza protette dal film di ossido, è caratterizzata da fenomeni, in particolare la carbonatazione o l'ingresso dei cloruri, che possono portare alla distruzione del film protettivo. La fase di propagazione della corrosione inizia nel momento in cui l'acciaio risulta depassivato e si conclude quando viene raggiunto un livello di degrado oltre il quale non si possono più accettare gli effetti della corrosione, quali la fessurazione del copriferro o il suo distacco. Si dovranno quindi considerare dei modelli specifici che rappresentino in maniera adeguata questa propagazione di corrosione.

## 2.2 Corrosione da carbonatazione [5, 11, 15]

### 2.2.1 Carbonatazione

#### 2.2.1.1 Anidride carbonica

Il fenomeno della carbonatazione è dovuto e legato alla presenza dell'anidride carbonica nell'atmosfera. La concentrazione di CO<sub>2</sub> nell'aria è fondamentale influenzata dai processi di combustione dei carburanti di origine fossile e da una generale riduzione della vegetazione che interessa oramai indistintamente tutte le aree del pianeta. La concentrazione media attuale di CO<sub>2</sub> nell'aria è compresa tra 350 e 380 ppm che equivale a 0.00057-0.00062 kg CO<sub>2</sub>/m<sup>3</sup>.

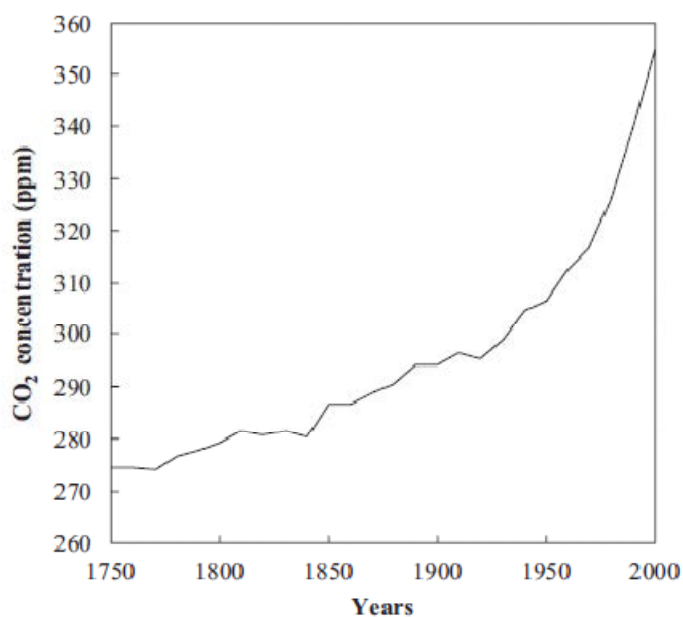


Figura 2.8 - Evoluzione della concentrazione atmosferica di CO<sub>2</sub>

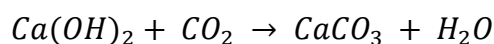
Si stima che la concentrazione di questo gas nell'atmosfera sia destinato ad aumentare in misura di 1.5ppm/anno a causa dell'incremento delle attività antropiche.

È inoltre da tenere in considerazione che la concentrazione di anidride carbonica può variare sensibilmente a seconda dell'area in cui ci si trova, come per esempio le aree metropolitane dove si possono riscontrare valori superiori mediamente di dieci volte. All'aumentare della concentrazione di anidride carbonica aumenta l'entità del fenomeno di carbonatazione.

### 2.2.1.2 Effetti sul calcestruzzo

L'anidride carbonica gassosa è inattiva nei confronti del calcestruzzo ma, in presenza di umidità, può reagire con i prodotti dell'idratazione del cemento. L'interazione più importante della CO<sub>2</sub> con i costituenti della pasta di cemento, che prende il nome appunto di carbonatazione, è quella che coinvolge l'idrossido di calcio proveniente dall'idratazione dei silicati del clinker di cemento Portland.

La reazione di carbonatazione può essere riassunta dalla formula seguente:



2-4

Nel calcestruzzo in seguito alla carbonatazione, o neutralizzazione, si osserva una mutazione delle sue proprietà fisico-meccaniche:

- Aumento delle prestazioni meccaniche;
- Riduzione della permeabilità;
- Aumento del ritiro.

Il meccanismo più accreditato per spiegare queste trasformazioni della pasta di cemento ipotizza che l'idrossido di calcio neutralizzato della  $\text{CO}_2$  venga rimosso dalle zone sottoposte al massimo sforzo determinando una contrazione della matrice cementizia che, una volta impedita dai vincoli, si tramuta in sforzi di trazione capaci di fessurare il calcestruzzo. Per contro, la precipitazione del carbonato di calcio avviene negli spazi occupati dai pori capillari determinando, per effetto della conseguente riduzione di porosità, sia un incremento delle prestazioni meccaniche locali del calcestruzzo che una riduzione della permeabilità agli agenti aggressivi.

Il fenomeno più interessante, tuttavia, dal punto di vista della durabilità, connesso con la penetrazione della  $\text{CO}_2$  nel calcestruzzo è legato alla diminuzione del pH della soluzione acquosa presente nei pori capillari della matrice cementizia.

In assenza di  $\text{CO}_2$ , la fase acquosa nei pori capillari è assimilabile ad una soluzione satura di calce con pH dei valori di 13-14 circa.

Conseguenza della carbonatazione è l'abbassamento del pH sino a valori inferiori a 9. Questo abbassamento del pH costituisce la premessa per l'inizio della corrosione delle armature, purché in prossimità dell'interfaccia acciaio-calcestruzzo ci sia sufficiente ossigeno ed acqua per alimentare il processo.

### **2.2.1.3 Depassivazione delle armature**

In assenza di macrodifetti legati ad errori nella posa in opera e nella compattazione dei getti (vespai e nidi di ghiaia), di fessurazioni dovute a fenomeni termo igrometrici o di carattere strutturale e in assenza di  $\text{CO}_2$ , l'acciaio d'armatura nelle strutture aeree è caratterizzato da condizioni di passività contraddistinte da velocità di corrosione ( $< 1 \mu\text{m}/\text{anno}$ ) che dal punto di vista ingegneristico, e quindi di durabilità, possono ritenersi trascurabili.

Ai pH normali di un calcestruzzo non carbonatato le reazioni possibili sulla superficie dell'acciaio sono quelle che conducono, con un processo anodico molto lento e quindi con una ridotta velocità di corrosione, alla formazione di ossidi ad opera della riduzione di ossigeno sulla superficie dell'acciaio che ostacola la reazione di ossidazione nel metallo. Ciò sta a significare che l'acciaio si trova in uno stato passivo. L'acciaio si trova in uno stato passivo allorquando esso resiste alla corrosione, cioè si corrode con velocità quasi nulla in un ambiente dove il processo

corrosivo è termodinamicamente possibile. La passività non è una caratteristica dell'acciaio ma la caratteristica dell'acciaio in un determinato ambiente ovvero con elevato pH.

In queste condizioni di passività l'acciaio è ricoperto da un film di ossido protettivo di spessore atomico (<2 nm) che si forma rapidamente durante le fasi iniziali di idratazione del cemento.

La stabilità del film può essere compromessa nelle strutture aeree proprio dalla riduzione di alcalinità della matrice cementizia determinata dall'ingresso dell'anidride carbonica.

#### 2.2.1.4 Modelli di carbonatazione

Alla luce del legame tra la profondità di carbonatazione e la depassivazione delle armature, e quindi l'innesco della corrosione, risulta evidente l'importanza di poter prevedere con la maggior precisione possibile lo stato di avanzamento del fronte di carbonatazione nel tempo. In particolare interessa conoscere il tempo che impiega il fronte per raggiungere l'armatura attraverso il copriferro. Per conseguire tale obiettivo ci si affida dunque a vari modelli che nel corso degli anni sono stati proposti da vari autori.

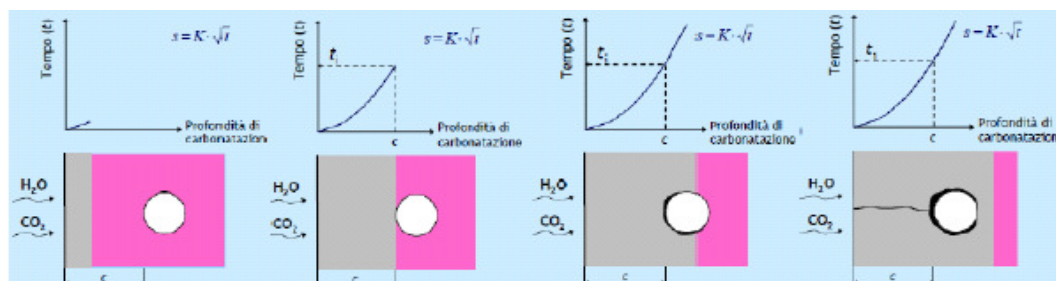


Figura 2.9 – Rappresentazione grafica dell'evoluzione del fenomeno di carbonatazione. [5]

In relazione alla Figura 2.9, si può dire che la scelta dell'utilizzo dei colori, per la rappresentazione della parte carbonatata e non carbonatata, sia un riferimento alla prova sperimentale della fenolftaleina. Tale procedura, che è uno dei metodi sperimentali più diffusi per misurare l'avanzamento del fronte di carbonatazione, è esposta con maggiore dettaglio più avanti in questo capitolo.

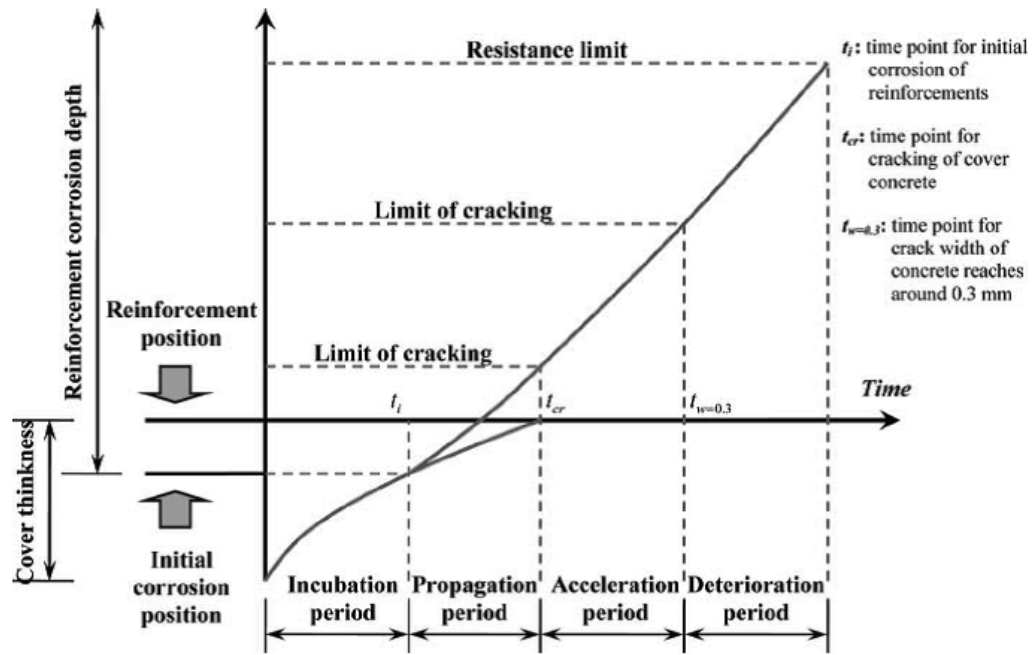


Figura 2.10 - Processo di neutralizzazione nel calcestruzzo. [12]

Suddetti modelli sono basati sulla prima legge di Fick [5], che descrive l'avanzamento del fronte di carbonatazione nel calcestruzzo in assenza di fessure. Inoltre la  $CO_2$  in corrispondenza del fronte di carbonatazione può reagire con gli alcali della fase acquosa dei pori capillari. La massa di  $CO_2$  (dm) richiesta per carbonatare completamente lo spessore di calcestruzzo (dx) penetrato dipende dalle capacità dei prodotti di idratazione (a) di legare il fluido diffondente. La legge è:

2-5

Si ha anche:

—

2-6

Uguagliando le due equazioni si ottiene:

—

2-7

Integrando la precedente espressione nella ipotesi che né il coefficiente di diffusione (D), né la capacità legante (a), né la differenza di concentrazione ( $c_2 - c_1$ ) risultino funzioni del tempo e dello spessore, si ha:

$$x^2 = \frac{2D}{a} \cdot (c_2 - c_1) \cdot t$$

2-8

Risolvendo rispetto ad x:

$$x = \sqrt{\frac{2D}{a} \cdot (c_2 - c_1) \cdot t}$$

2-9

Ponendo  $\sqrt{\frac{2D}{a} \cdot (c_2 - c_1)} = K_{CO_2}$  si ha:

$$x = K_{CO_2} \cdot \sqrt{t}$$

2-10

Dove:

- x [mm] = spessore del calcestruzzo carbonatato;
- t [anni] = tempo della effettiva esposizione alla CO<sub>2</sub>;
- $K_{CO_2}$  [mm/anni<sup>1/2</sup>] = costante di diffusione della CO<sub>2</sub>.

La diffusione nel calcestruzzo dipende dalle caratteristiche del materiale e dalle condizioni ambientali. Essendo possibile lo sviluppo della carbonatazione solo in presenza di acqua, con umidità inferiori al 40% non si avrà uno sviluppo della reazione con una velocità apprezzabile, non essendo possibile all'anidride carbonica di reagire con i costituenti alcalini del calcestruzzo; d'altra parte anche per umidità superiori a 80-90% la velocità è trascurabile perché è impedita la diffusione dell'anidride carbonica attraverso i pori saturi d'acqua. Per questi due motivi l'intervallo più favorevole per la carbonatazione è compreso tra 50% e 80% [11].

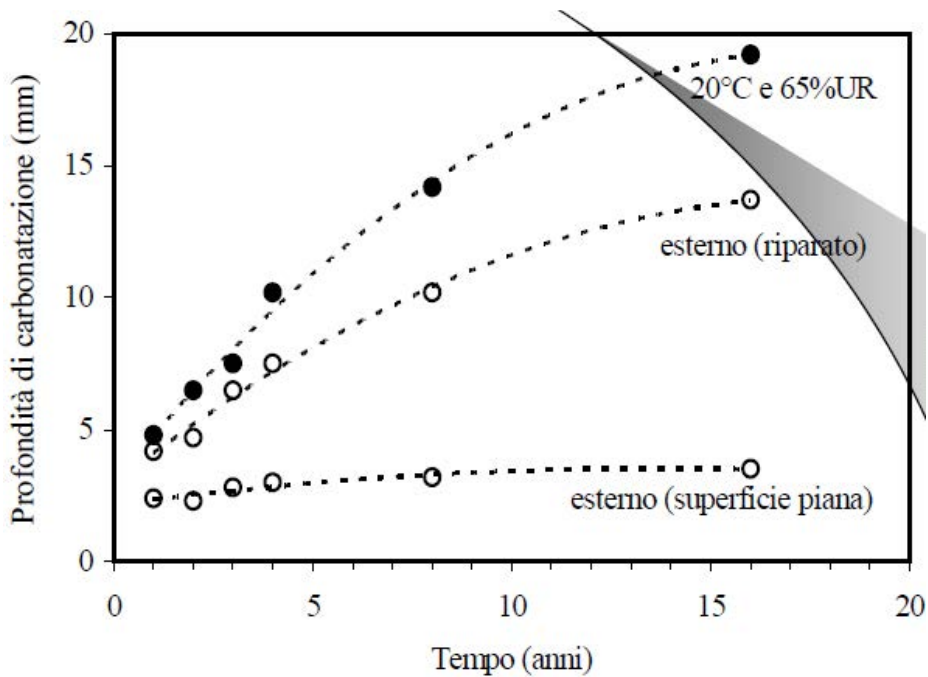


Figura 2.11 – Andamento della carbonatazione al variare dell'esposizione. [5]

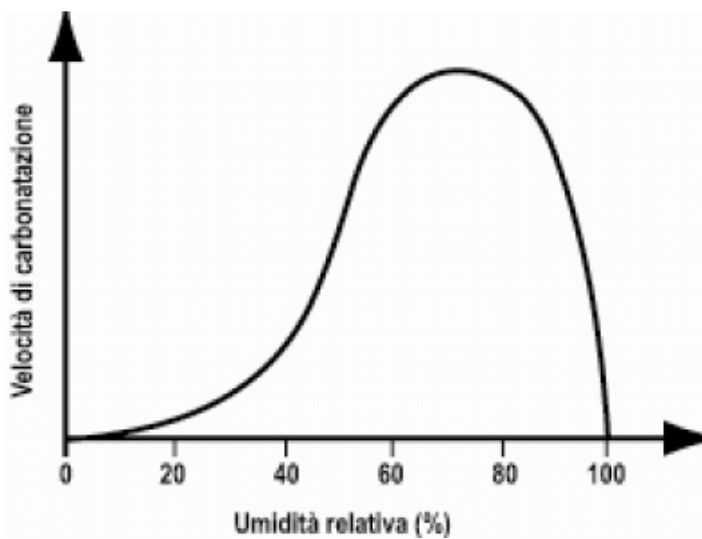


Figura 2.12 - Dipendenza della velocità di carbonatazione dall'umidità relativa. [11]

Le giornate di pioggia con precipitazioni superiori di 2.5 mm convenzionalmente individuano i periodo (indicati nella figura successiva con  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $t_3$ ,  $t_4$ ) di momentaneo arresto del processo di carbonatazione a seguito dell'impossibilità per la  $CO_2$  di diffondere attraverso i pori capillari saturi d'acqua.



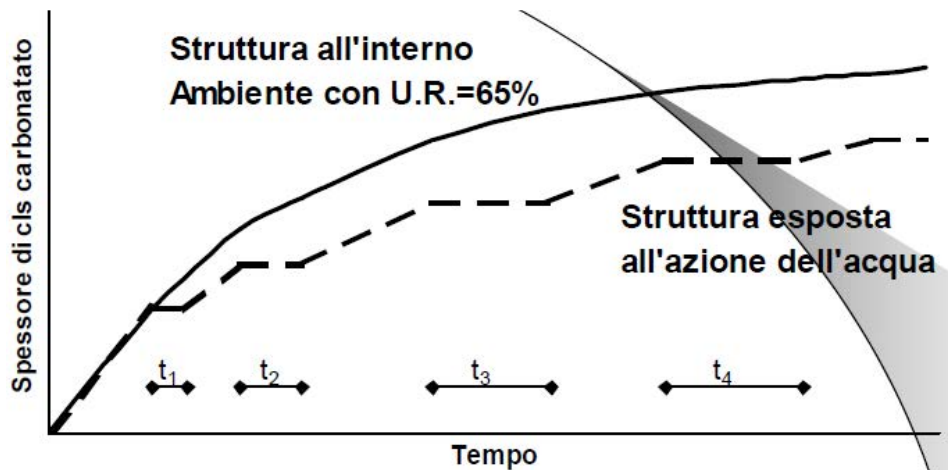


Figura 2.13 - Andamento del processo di carbonatazione nel tempo per strutture in ambiente interno (U.R. 65%) o all'esterno non protette dalla pioggia. [5]

Altri fattori ambientali di cui è possibile tenere conto sono la temperatura, il cui aumento fa aumentare la velocità di carbonatazione, e la quantità di anidride carbonica, come detto precedentemente.

Per quanto riguarda invece la dipendenza dalle caratteristiche del materiale, il processo di diffusione della  $CO_2$  risulta influenzato da:

- Porosità della matrice cementizia;
- Rapporto acqua/cemento;
- Resistenza meccanica a compressione;
- Processo di maturazione.

In particolare l'influenza della mancata stagionatura umida sul processo di carbonatazione è molto più marcata quanto più la qualità del calcestruzzo è scadente, cioè quanto maggiore è il suo rapporto acqua/cemento. La durata della maturazione umida per conseguire una struttura capillare con pori non interconnessi caratterizzata da una bassa velocità di diffusione, infatti, risulta maggiore quanto maggiore è il rapporto acqua/cemento iniziale.

Un altro fattore che si può considerare è l'alcalinità che definisce la capacità di fissare l'anidride carbonica, tale fattore dipende dalla quantità e dal tipo di cemento utilizzato.

I modelli che si riporteranno di seguito sono di derivazione empirica e si basano su dati raccolti su test effettuati in laboratorio: uno dei metodi di misurazione sperimentale della profondità di carbonatazione è la prova della fenolftaleina. Essa, regolamentata dalla UNI EN 13295:2005, consiste nello spruzzare sulla superficie della carota una soluzione alcolica all'1% di fenolftaleina; la parte alcalina assume

colora rosa, mentre quella carbonatata rimane incolore e corrisponde alla profondità di avanzamento dell'anidride carbonica.



Figura 2.14 - Prova con la fenolftaleina.

### 2.2.2 Corrosione

Del processo di avanzamento che porta il fronte di carbonatazione a raggiungere e depassivare l'armatura si è già trattato ampiamente in precedenza, ora si cercherà di capire che fattori entrano in gioco nella fase di propagazione. Raggiunta l'armatura dal fronte di carbonatazione, con conseguente depassivazione dell'acciaio, la velocità di corrosione è determinata dalla presenza di ossigeno e d'acqua sulla superficie dell'acciaio stesso: solo in condizioni di completa e permanente saturazione d'acqua l'ossigeno non è in grado di raggiungere le armature.

In tutte le altre condizioni di esposizione, la velocità di corrosione è governata principalmente dalla resistività elettrica del calcestruzzo ed aumenta al diminuire di quest'ultima, come mostrato nella figura seguente:

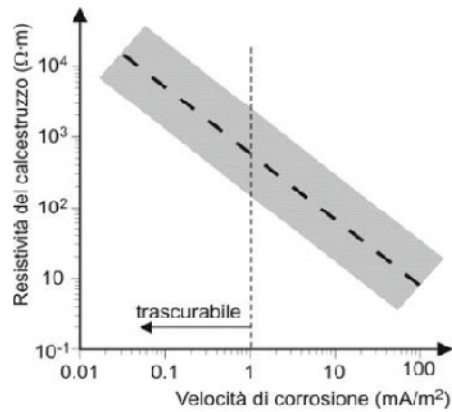


Figura 2.15 - Andamento approssimato del legame tra velocità di corrosione e resistività elettrica del calcestruzzo carbonatato. [13]

Il contenuto di umidità è il fattore più importante che determina la resistività e, quindi, la velocità di corrosione, mentre svolgono un ruolo secondario (ad eccezione dell'intervallo di umidità relativa compresa tra il 60 e il 90%) le caratteristiche del calcestruzzo e quindi i fattori che le determinano (tipo di cemento, rapporto acqua/cemento, stagionatura).

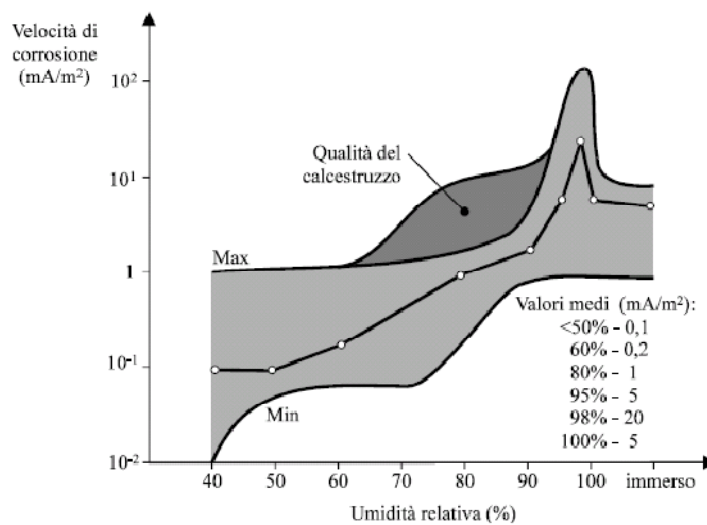


Figura 2.16 - Valori massimi, minimi e medi della velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare dell'umidità ambientale. [15]

Un ulteriore fattore che influenza sensibilmente il tempo di propagazione è la temperatura: a parità di altre condizioni, un aumento della temperatura provoca un aumento della velocità di corrosione.

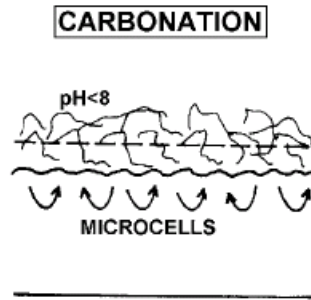
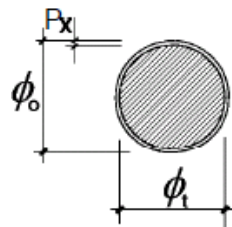


Figura 2.17 - Processo di corrosione. [15]

Il processo di corrosione provocato dalla carbonatazione si sviluppa principalmente tramite un'azione di micro celle, ovvero con distanze piccole tra anodi e catodi. La tipologia di corrosione che si ha è distribuita in tutta la superficie della barra.



**HOMOGENEOUS  
CORROSION**

Figura 2.18 - Sezione resistente residua. [15]

## **3 AGGRESSIONE DA CLORURI**

### **3.1 Tempo di innesco della corrosione [2, 16, 17]**

Per tempo di innesco della corrosione indotta da cloruri si intende il tempo necessario per superare la soglia critica dei cloruri all'interno del cemento, in particolare in corrispondenza della barra d'armatura. Questo tempo sarà funzione della concentrazione di cloruri sulla superficie esterna e all'interno della matrice cementizia, dallo spessore del copriferro e dalle proprietà del cemento.

#### **3.1.1 Modalità di penetrazione dei cloruri**

La penetrazione del cloruro nel calcestruzzo avviene o per diffusione o attraverso una combinazione di processi diffusivi-convettivi. La penetrazione è accompagnata dalla combinazione dei cloruri con i composti idratati del cemento. La diffusione è normalmente il meccanismo di trasporto principale per i cloruri, specialmente nel calcestruzzo saturo d'acqua. Questo spiega perché molti dei modelli sulla penetrazione dei cloruri focalizzano la loro attenzione sui meccanismi di diffusione per predire la distribuzione del cloruro nel copriferro del calcestruzzo. La complessità della modellazione di altri meccanismi di trasporto è naturalmente la principale ragione per cui essi vengono trascurati. La penetrazione del cloruro mediante convezione è dovuta al movimento dell'acqua nel calcestruzzo. Il termine convezione è usato per indicare che il cloruro penetra con l'acqua che si muove. Alcuni meccanismi sono responsabili del trasporto del cloruro per convezione. Questi includono:

- l'assorbimento;
- la permeazione;
- l'aspirazione;
- la combinazione del cloruro con la matrice cementizia.

##### **3.1.1.1 Assorbimento**

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

La superficie del calcestruzzo non è idrorepellente, quindi l'angolo di contatto tra il liquido e le pareti del poro è basso e può avvenire la risalita capillare. Si può valutare

sperimentalmente il volume di liquido assorbito per unità di area bagnata  $i$  ( $\text{mm}^3/\text{mm}^2$ ) nel tempo con la seguente formula:

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

3-1

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

### **3.1.1.2 Permeazione**

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

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

3-2

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

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

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

### **3.1.1.3 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.

### **3.1.1.4 Combinazione**

Il fenomeno riguarda la combinazione dello ione cloruro con la matrice cementizia. In questo caso gli ioni di  $\text{Cl}^-$  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.

### 3.1.1.5 Diffusione

Il fenomeno di diffusione costituisce il principale meccanismo di penetrazione dei cloruri.

La causa del trasporto per diffusione è un gradiente di concentrazione: una sostanza diffonde attraverso i pori da una zona in cui è presente in concentrazione più elevata, nel caso in esame la superficie del materiale, ad una in cui la sua concentrazione è inferiore.

Per descrivere il fenomeno in maniera quantitativa si fa riferimento alle formulazioni proposte da Fick.

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

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

3-3

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

La diffusione dei gas è favorita nei pori contenenti aria, mentre la diffusione degli ioni può avvenire solamente per mezzo dell'acqua nei pori.

Tuttavia il fenomeno, così come avviene in una struttura reale, oltre ad essere dipendente da vari fattori legati al materiale e all'ambiente, non si può considerare costante nel tempo.

Risulta fondamentale quindi considerare un flusso unidirezionale non stazionario descritto tramite la seconda legge di Fick:

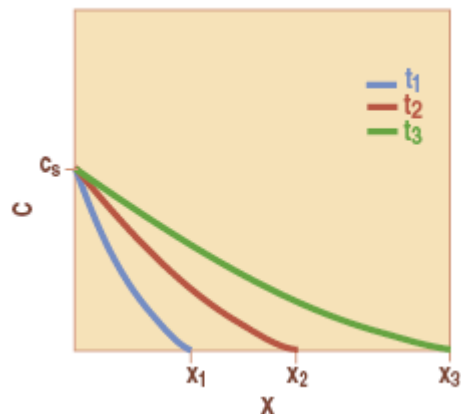
$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

3-4

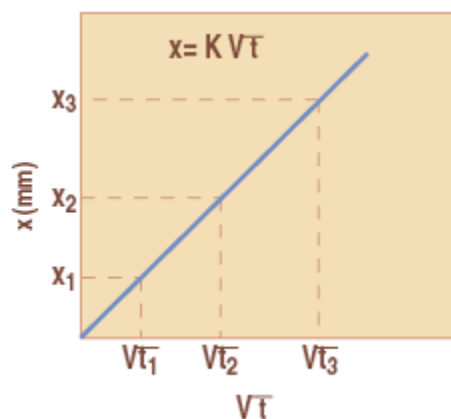
Assumendo che la concentrazione della specie che diffonde rimanga costante nel tempo sulla superficie (forzante esterna  $C = C_s$ ) e che anche  $D$  sia una proprietà del materiale costante nel tempo, ipotizzando che all'inizio il materiale non contenga la specie che diffonde, ovvero imponendo come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

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

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



**Figura 3.1** - Profilo della concentrazione di cloruro ( $c$ ) in funzione dello spessore di calcestruzzo ( $x$ ) a vari tempi di esposizione ( $t_1 < t_2 < t_3$ );  $c_s$  è la concentrazione (costante) del cloruro nell'acqua a contatto con la superficie del calcestruzzo.[2]



**Figura 3.2** - Spessore di calcestruzzo penetrato dal cloruro ( $x$ ) in funzione del tempo ( $t$ ) di esposizione alla soluzione di cloruro.[2]

Il valore di  $D$  per calcestruzzi saturi di acqua diminuisce:

- al diminuire del rapporto  $a/c$  per effetto della minore porosità capillare;
- all'aumentare del grado di compattazione grazie ad una migliore lavorabilità;
- passando dal cemento Portland al cemento pozzolanico o d'altoforno.



**Tabella 2 - Coefficienti di diffusione del cloruro (D) in calcestruzzi (a/c = 0,50)\* con diversi cementi**

Cemento	Grado di compattazione	Temperatura °C	D mm <sup>2</sup> /anno <sup>1/2</sup>
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 3.3** – Coefficienti di diffusione del cloruro forniti da Collepari.[2]

Il valore di D varia tra  $10^{-13}$  e  $10^{-10}$  m<sup>2</sup>/s.

### 3.1.2 Contenuto critico di cloruri

Angst et al. [18] in un loro articolo forniscono una panoramica dei valori del contenuto critico riportati in letteratura da vari autori. Ciò mette in evidenza come tra i vari studi presenti in letteratura non ci sia univocità sul modo di determinare e definire il contenuto critico. Si trovano due diverse definizioni di soglia critica  $C_{crit}$ , da un punto di vista scientifico il contenuto critico di cloruri è definito come quello necessario per la depassivazione dell'acciaio, mentre dal punto di vista pratico è stato anche definito come il contenuto associato ad un deterioramento visibile della struttura considerando quindi anche la fase della propagazione.

Tale valore critico è solitamente espresso come contenuto totale di cloruri relativo al peso di cemento. Teoricamente solo i cloruri liberi in soluzione contribuiscono alla rottura del film di passività protettivo, tuttavia è difficile calcolarne la quantità, mentre risulta più agevole riferirsi al contenuto totale.

I valori critici del contenuto totale di cloruri riportati in letteratura, ottenuti da rilevazioni su strutture esposte all'atmosfera, variano tra lo 0.1% e l' 1.96% sul peso di cemento. Ad esempio, in un calcestruzzo non carbonatato, ottenuto con cemento Portland, il rischio di corrosione è basso per concentrazioni di cloruri inferiori a 0.4%, mentre è elevato per concentrazioni superiori all'1% (contenuto di cloruri relativo al peso in cemento). Per calcestruzzi poco permeabili e con aggiunte il livello critico è più elevato. Il tenore di cloruri in soluzione all'interno del calcestruzzo

dipende anche dalla capacità del cemento di legarsi con i cloruri: la parte di cloruri legata chimicamente ai costituenti del cemento non contribuisce alla corrosione. Se la soluzione aggressiva contiene anche solfati, gli alluminati tendono a reagire con questi più che con i cloruri: il tenore critico quindi si abbassa fino allo 0.2%. Nelle strutture immerse le armature sono caratterizzate da potenziali molto negativi, quindi il tenore critico di cloruri è più alto anche di un ordine di grandezza rispetto a quello delle strutture aeree.

In generale è sufficiente una concentrazione molto piccola di cloruri per distruggere il film di passività, ma la probabilità che si sviluppi effettivamente la corrosione dipende dagli altri fattori che regolano la velocità di corrosione.

Gjorv [19] illustra in maniera qualitativa la relazione tra il contenuto critico di cloruri, le condizioni ambientali e le proprietà del calcestruzzo.

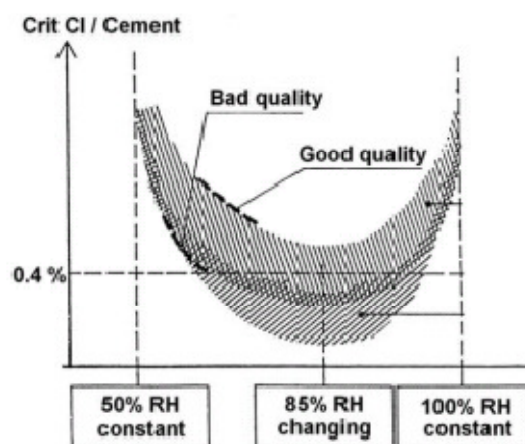


Figura 3.4 - Relazione qualitativa tra contenuto critico di cloruri, condizioni ambientali e qualità del calcestruzzo. [20]

### 3.2 Corrosione da cloruri [2, 5, 14]

Una volta raggiunto il contenuto critico di cloruri in corrispondenza della superficie delle armature, si ha la rottura del film di passività che funge da protezione, rendendo così possibile l'inizio del processo corrosivo.

La rottura del film, in condizioni di pH elevato, è localizzata così come la corrosione che avviene di conseguenza, la quale si concentra nella porzione di superficie di armatura in cui il film protettivo viene a mancare. Il meccanismo che si verifica prende il nome di pitting, il passaggio di corrente dall'area anodica a quelle catodiche circostanti favorisce il trasporto dei cloruri verso la zona anodica e ne abbassa l'alcalinità, all'interno del cratere si crea un ambiente molto aggressivo, con pH

inferiore a 5. Al contrario, nella zona catodica, il film viene rafforzato, aumentando l'alcalinità, e vengono allontanati i cloruri.

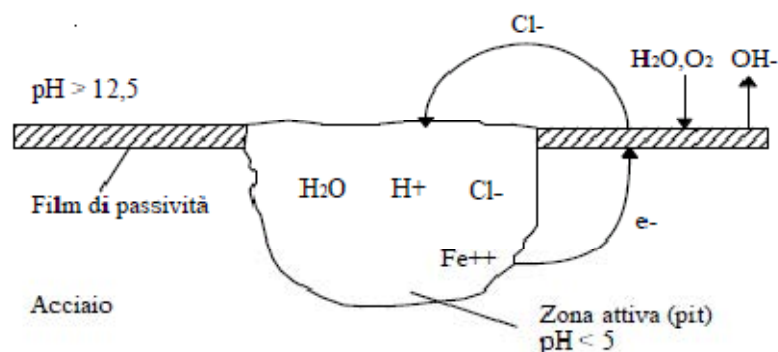


Figura 3.5 - Schema del meccanismo di pitting.[14]

Quando si è raggiunto il tenore critico di cloruri a livello delle armature e si innesca l'attacco, la velocità di corrosione può passare da qualche decina di  $\mu\text{m}/\text{anno}$  a 1  $\text{mm}/\text{anno}$  al crescere dell'umidità dal 70% al 90% e del tenore di cloruri dall' 1% al 3%.

L'attacco può quindi portare in breve tempo ad una riduzione inaccettabile della sezione delle armature. Nel caso di strutture immerse in genere non si raggiungono nemmeno le condizioni per l'innesco della corrosione, ma comunque il ridotto apporto di ossigeno manterrebbe molto bassa la velocità di corrosione.

La normativa EN 206-1 individua le classi di esposizione alla corrosione da carbonatazione riassunte nella Tabella 1.4, in ordine crescente di pericolosità ( le classi XD sono riferite alla corrosione da cloruri in genere, le classi XS a quella in ambiente marino).

Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi
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 di parcheggi
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

Figura 3.6 - Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali ( da EC2). [21]

### 3.2.1 Velocità di corrosione

I modelli di diffusione permettono di prevedere con buona approssimazione il tempo di innesco della corrosione: si tratta ora di valutare la velocità con cui avviene il

processo corrosivo per poterne studiare l'evoluzione nel tempo una volta che la corrosione è iniziata.

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

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

3-6

Solitamente viene misurata in  $\mu\text{m}/\text{anno}$ , anche se nella prove di laboratorio si usano le unità elettrochimiche, ovvero  $\text{mA}/\text{m}^2$ ; l'espressione di conversione tra le due unità di misura viene riportata di seguito:

$$1 \text{ mA}/\text{m}^2 = 0.1 \mu\text{A}/\text{cm}^2 = 1.16 \mu\text{m}/\text{anno}$$

Il punto cruciale è quindi la determinazione di  $i_{corr}$ , per tale ragione si riporteranno alcuni modelli che lo determinano empiricamente.

### 3.2.1.1 **Modello di Andrade et al. [22]**

Dai dati relativi ad una campagna sperimentale condotta in Spagna si possono fare delle osservazioni relative alla dipendenza della velocità di corrosione dalla temperatura (nelle ore più calde della giornata la velocità è maggiore) e dall'umidità del calcestruzzo (in seguito ad un evento di pioggia la velocità aumenta).

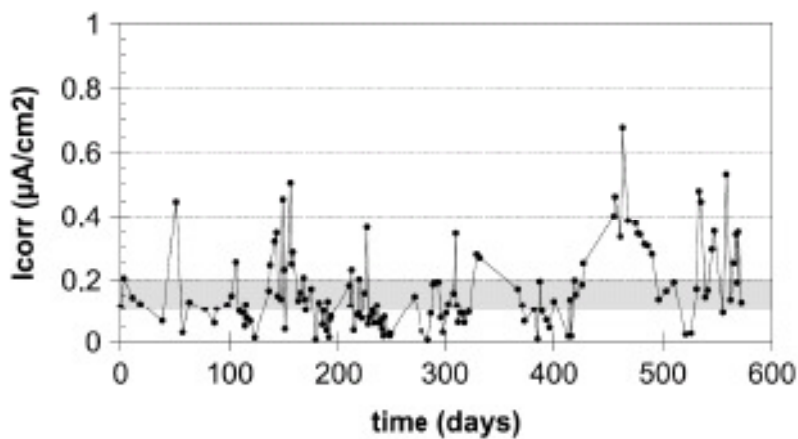


Figura 3.7 - Andamento dell'intensità di corrente in una trave esposta all'atmosfera nel corso di due anni (Andrade et al. 2002).[22]

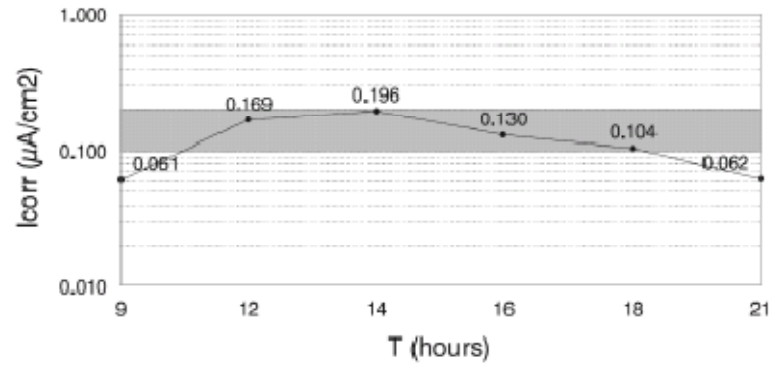


Figura 3.8 - Andamento dell'intensità di corrente in una trave esposta all'atmosfera nel corso di 12 ore, dalle nove del mattino alle nove di sera (Andrade et al. 2002). [22]

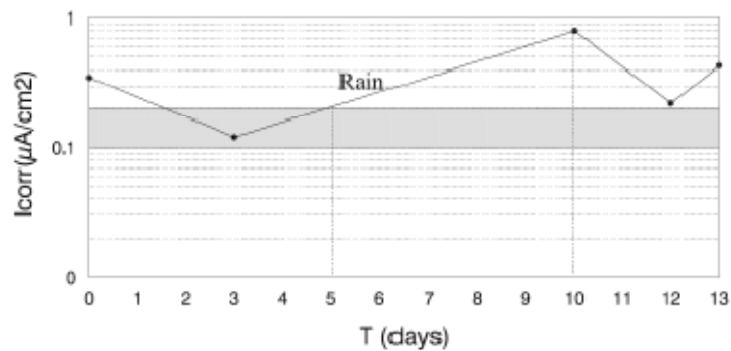


Figura 3.9 - Andamento dell'intensità di corrente in una trave in seguito ad un evento di pioggia (Andrade et al. 2002).[22]

Altro fattore da cui la velocità di corrosione è altamente dipendente è la resistività del calcestruzzo: la conducibilità aumenta all'aumentare del contenuto d'acqua nei pori, quindi aumenta all'aumentare dell'umidità relativa.

La resistività dipende, infatti, principalmente dal contenuto d'acqua del calcestruzzo, come si può osservare dal seguente grafico:

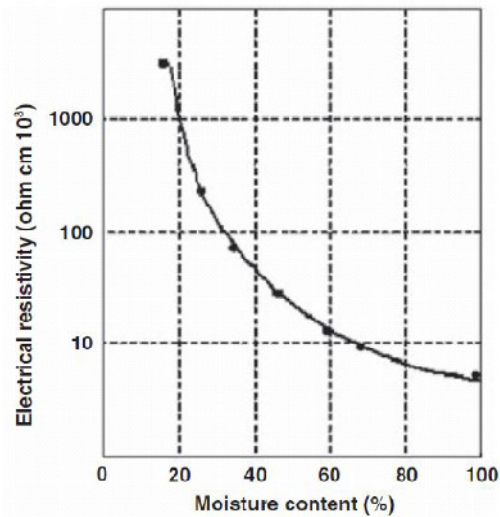


Figura 3.10 - Effetto del contenuto d'acqua sulla resistività del calcestruzzo.[22]

Gli stessi autori propongono dei valori di resistività medi misurati su strutture esposte a diversi tipi di clima e in funzione della piovosità annua e della resistenza del calcestruzzo.

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

Tabella 3-1 - Valori di resistività medi misurati su strutture esposte a diversi tipi di clima e in funzione della piovosità annua e della resistenza del calcestruzzo.[22]

Entrando con tali valori nel grafico riportato qui sotto si possono ricavare i valori di velocità di corrosione da utilizzare nella relazione di Faraday per ogni caso specifico.

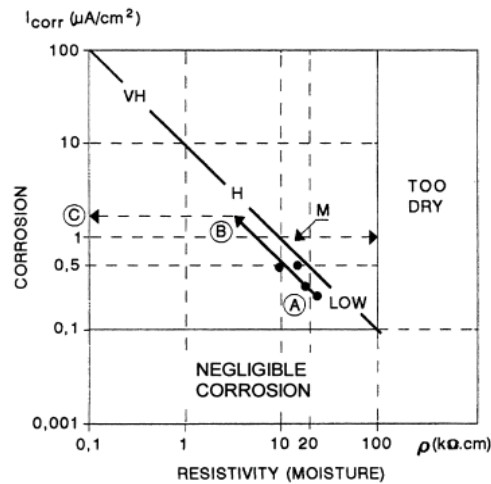


Figura 3.11 - Dipendenza della velocità di corrosione dalla resistività del calcestruzzo: VH = very high, H = high, M = moderate; (Andrade et al., 2002).[22]

La relazione è la seguente:

$$P_x = 0.0015 \cdot I_{corr} \cdot t_p$$

3-7

Dove:

- $P_x$  = profondità di corrosione media radiale [mm];
- $I_{corr}$  = velocità di corrosione, determinata dalla Figura 3.11 [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ];
- $t_p$  = tempo dall'inizio della fase di propagazione [anni].

### 3.2.1.2 Modello di Sung et al.[12]

In questo modello la velocità di corrosione è trovata tramite l'applicazione di un modello empirico che tiene conto sia di fattori ambientali come la temperatura e l'umidità relativa sia di caratteristiche della struttura ovvero il copriferro.

$$R_{corr}^{prop} = 1.022 \cdot 10^{-3} \cdot (e^{0.04 \cdot T}) \cdot \left( \frac{RH - 45}{100} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot c^{-1.36} \cdot t^{1.83}$$

3-8

Dove:

- $R_{corr}^{prop}$  = velocità di corrosione durante la fase di propagazione [mm/anno];
- T = temperatura media annuale [ $^{\circ}\text{C}$ ];
- RH = umidità relativa annuale media [%];
- c = spessore copriferro [mm];
- t = tempo di servizio della struttura [anni].

$$P_x = R_{corr}^{prop} \cdot t$$

3-9

Dove:

- $P_x$  = profondità di corrosione media radiale [mm];
- $R_{corr}^{prop}$  = velocità di corrosione durante la fase di propagazione [mm/anno];
- $t$  = tempo dall'inizio della fase di propagazione [anni].

### 3.2.1.3 **Modello di Vu e Steward [23]**

Considera la velocità di corrosione variabile con il rapporto acqua/cemento e lo spessore del copriferro. Considera la velocità di corrosione variabile nel tempo in maniera sublineare:

$$i_{corr(1)} = \frac{37.8 \cdot \left(1 - \frac{w}{c}\right)^{-1.64}}{C}$$

3-10

$$i_{corr} = i_{corr(1)} \cdot 0.85 \cdot t_p^{-0.29}$$

3-11

Dove:

- $w/c$  = rapporto acqua/cemento;
- $C$  = spessore copriferro [cm];
- $i_{corr(1)}$  = velocità di corrosione all'inizio della fase di propagazione [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ];
- $t_p$  = tempo dall'inizio della fase di propagazione [anni].
- $i_{corr}$  = velocità di corrosione [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ].

$i_{corr}$  è da inserire in:

$$P_x = 0.0015 \cdot I_{corr} \cdot t_p$$

3-12

Dove:

- $P_x$  = profondità di corrosione media radiale [mm];
- $I_{corr}$  = velocità di corrosione [ $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ ];
- $t_p$  = tempo dall'inizio della fase di propagazione [anni].



### 3.2.1.4 **Modello DuraCrete 2000 [24]**

Nel progetto DuraCrete 2000 viene proposta la seguente formula per valutare la velocità di corrosione delle armature:

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

3-13

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

Si può notare come la velocità di corrosione sia inversamente proporzionale alla resistività del calcestruzzo.

Per la determinazione della resistività del calcestruzzo è proposta nello stesso modello la formula seguente:

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

3-14

in cui  $\rho_0$  è il potenziale di resistività elettrolitica (con un valore medio di  $352 \Omega\text{m}$ ),  $t_0$  è l'età del calcestruzzo al test di accettazione (solitamente 28 giorni),  $t_{hydr}$  è il tempo di idratazione,  $n_{res}$  serve per relazionare l'età del calcestruzzo con la resistività (valore medio di 0,54),  $K_{c,res}$  è un fattore di curing (solitamente assunto pari ad 1),  $K_{RH,res}$  dipende dall'umidità relativa dell'ambiente,  $K_{cl,res}$  dipende dalla quantità di cloruri.

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

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

3-15

in cui  $T$  ( $^{\circ}\text{C}$ ) è la temperatura e  $K$  il fattore di temperatura.

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

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

$$P_x = V \cdot w_t \cdot t_I$$

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

Si riportano di seguito le tabelle con i parametri utilizzati nel modello:

Variabile $w_t$		Variabile K	
Condizione	Valore ( $\mu$ )	Condizione	Valore (k)
Secco	0.00	Temperatura sotto i 20°C	0.025 °C <sup>-1</sup>
Riparata, umidità moderata	0.50	Temperatura sopra i 20°C	0.073 °C <sup>-1</sup>
Esposta	0.75		
bagnato	1.00		

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

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

Figura 3.12 - Parametri utilizzati nel modello DuraCrete 2000.[24]

### 3.3 Tempo di innesco della fessurazione

Nelle sezioni precedenti sono stati trattati i meccanismi che portano all'inizio della corrosione e si è discusso della velocità con cui vengono corrose le armature, citando alcuni modelli. Ora si sposterà l'attenzione su ciò che maggiormente interessa nell'ambito del fenomeno corrosivo, ovvero il processo espansivo (descritto nel paragrafo 2.1) che si instaura nella barra di armatura conseguentemente all'avanzamento della corrosione in essa. La valutazione del tempo di fessurazione dovuto alla corrosione è un elemento chiave nella valutazione della vita di servizio delle strutture di calcestruzzo sottoposte a corrosione. Questo perché la comparsa della prima fessura da corrosione è tipicamente usata per definire la fine della vita funzionale e il momento in cui il recupero dell'elemento strutturale danneggiato diventa necessario.

D'ora in poi perciò ci si occuperà dello studio di questo particolare aspetto del degrado, facendo una rassegna dettagliata dei modelli esistenti in letteratura proposti dai vari autori che si sono interessati al problema, e quindi si passerà alla definizione di un modello numerico creato al fine di studiare lo stesso problema.

### 3.3.1 Modelli di danno

#### 3.3.1.1 Bazant [25-27]

Il primo modello analitico del meccanismo di fessurazione indotta da corrosione è stato proposta da Bazant. Il modello si basa sulle seguenti assunzioni:

- Il cemento intorno alla barra soggetta a corrosione è considerato un materiale omogeneo elastico lineare;
- L'espansione generata dal maggior volume dei prodotti di corrosione rispetto a quello dell'acciaio consumato è modellata come un incremento uniforme,  $\Delta d$ , del diametro del foro cilindrico intorno alla barra d'armatura. La deformazione dei prodotti di corrosione e dell'acciaio rimanente sono trascurate, perciò  $\Delta d$  può essere ricavato dalla seguente:

$$\frac{\pi}{4} [(d + \Delta d)^2 - d^2] = \frac{W_{rust}}{\rho_{rust}} - \frac{W_{steel}}{\rho_{steel}}$$

3-17

Dove  $W_{rust}$  e  $W_{steel}$  sono rispettivamente la massa dei prodotti di corrosione e dell'acciaio perso per unità di lunghezza della barra d'armatura, e  $\rho_{rust}$  e  $\rho_{steel}$  sono le rispettive densità. Trascurando  $\Delta d^2$  dal momento che  $\Delta d \ll d$  e tenendo conto che  $W_{steel} = \gamma W_{rust}$  si può arrivare a dire che:

$$\Delta d = \frac{2W_{rust}}{\pi d} \left( \frac{1}{\rho_{rust}} - \frac{\gamma}{\rho_{steel}} \right)$$

3-18

- La velocità di produzione della ruggine  $j_{rust}$  rimane costante nel tempo perciò:

$$W_{rust} = j_{rust} t$$

3-19

Dove  $t$  è il tempo dall'inizio della corrosione;

- Una relazione tra l'espansione  $\Delta d$  e la pressione,  $P$ , causata da essa, è trovata come media delle due soluzioni del classico problema di Lamé, la prima relativa ad un cilindro forato in parete sottile sottoposto ad uno stato piano di tensione (Figura 3.13):

$$\Delta d = \frac{d}{E_{c,ef}} \left[ 1 + \nu_c + \frac{d^2}{2c(c+d)} \right] P$$

3-20

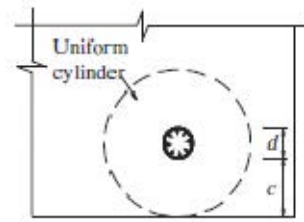


Figura 3.13 [27]

E la seconda per una cavità circolare in un piano infinito (Figura 3.14):

$$\Delta d = \frac{d}{E_{c,ef}} (1 + \nu_c) P$$

3-21

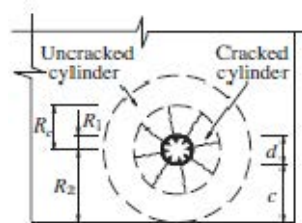


Figura 3.14 [27]

$\Delta d$  è la media delle equazioni 3-20 e 3-21:

$$\Delta d = \frac{d}{E_{c,ef}} \left[ 1 + \nu_c + \frac{d^2}{4c(c+d)} \right] P$$

3-22

Dove  $\nu_c$  è il modulo di Poisson del cemento,  $E_{c,ef} = E_c / (1 + \varphi_t)$  è il modulo di elasticità effettivo del cemento,  $E_c$  il modulo di elasticità del cemento a 28 giorni, e  $\varphi_t$  il coefficiente di viscosità del cemento. Si assume che la fessurazione avvenga ad un tempo sufficientemente distante dall'inizio della corrosione perciò si adotta  $\varphi_t = 2$  corrispondente ad un tempo infinito.

- Il copriferro è completamente fessurato quando la tensione media è uguale alla resistenza a trazione del materiale,  $f_{ct}$ , che è equivalente ad assumere un comportamento perfettamente plastico del calcestruzzo dal momento in cui la tensione massima nel calcestruzzo raggiunge  $f_{ct}$  fino alla completa

fessurazione del copriferro. La tensione media nel copriferro è stimata come la media dello sforzo tangenziale sulla parete del cilindro. Di conseguenza la pressione interna critica che causa la fessurazione del calcestruzzo  $P_{cr}$ , che è trovata con una condizione di equilibrio su metà cilindro, è pari a:

$$P_{cr} = \frac{2cf_{ct}}{d}$$

3-23

Perciò se  $j_{rust}$ ,  $\rho_{rust}$  e  $\gamma$  sono note allora si può determinare il tempo dall'inizio della corrosione alla fessurazione del copriferro sostituendo le equazioni 3-18, 3-19, 3-23 nell'equazione 3-22.

Per determinare  $j_{rust}$  Bazant ha proposto un modello fisico complesso, dipendente da un grande numero di parametri il quale non è stato verificato sperimentalmente. I valori di  $\rho_{rust}$  e  $\gamma$  dipendono dalla composizione dei prodotti di corrosione. Bazant ha assunto che la ruggine fosse principalmente composta da  $Fe(OH)_3$  e basandosi su ciò a posto  $\gamma=0.523$  e  $\rho_{rust} = \rho_{steel}/4$  (dati più recenti pongono  $\rho_{rust} = \rho_{steel}/2$ ). Comparazioni con dati sperimentali hanno mostrato che il modello di Bazant sottostima in maniera significativa il tempo di fessurazione. Tale risultato è spiegato principalmente dalla penetrazione di parte dei prodotti di corrosione nei pori e nelle microfessurazioni del calcestruzzo osservate in numerosi esperimenti, i quali alleggeriscono il calcestruzzo da parte della pressione.

### 3.3.1.2 **Morinaga [28, 29]**

Morinaga ha proposto una formula empirica, basata su dati sperimentali e ottenuti da osservazioni su strutture esistenti, per stimare il tempo dall'inizio della corrosione alla fessurazione.

$$T_{cr} = \frac{0.602D \left(1 + 2\frac{C}{D}\right)^{0.85}}{i_{corr}}$$

3-24

Dove:

- $T_{cr}$  è il tempo dall'inizio della corrosione alla fessurazione (giorni);
- $D$  è il diametro della barra d'acciaio (mm);
- $C$  è lo spessore del copriferro (mm);
- $i_{corr}$  è la velocità di corrosione ( $10^{-4}$  g/cm<sup>2</sup>/giorno).

In accordo con l'equazione di Morinaga, il tempo di fessurazione è funzione della velocità di corrosione, dello spessore del copriferro e del diametro della barra. È evidente che la formulazione empirica di Morinaga non tiene conto delle proprietà meccaniche del calcestruzzo che influenzano significativamente il tempo di fessurazione.

### 3.3.1.3 *Liu & Weyers [27, 30, 31]*

Per tenere conto della penetrazione di parte dei prodotti di corrosione nei pori e nelle microfessurazioni del calcestruzzo, che invece venivano ignorate da Bazant, Liu & Weyers hanno suggerito di assumere l'esistenza di una zona porosa intorno alla barra. I prodotti di corrosione non esercitano alcuna pressione nel calcestruzzo fino a che non riempiono completamente questa zona. Alla luce di ciò l'equazione 3-17 proposta da Bazant diventa:

$$\frac{\pi}{4} [(d + 2\delta_0 + \Delta d)^2 - d^2] = \frac{W_{rust}}{\rho_{rust}} - \frac{W_{steel}}{\rho_{steel}}$$

3-25

Dove  $\delta_0$  è lo spessore della zona porosa. Se si trascura  $(d + 2\delta_0 + \Delta d)^2$ , poiché  $2\delta_0 + \Delta d \ll d$ , si può trovare, al posto dell'equazione 3-18, per determinare  $\Delta d$  la formula seguente:

$$\Delta d = \frac{2W_{rust}}{\pi d} \left( \frac{1}{\rho_{rust}} - \frac{\gamma}{\rho_{steel}} \right) - 2\delta_0$$

3-26

Per aumentare il tempo stimato per l'inizio della fessurazione rispetto a quello dato dal modello di Bazant, la relazione tra l'espansione  $\Delta d$  e la pressione P usata da Liu & Weyers è basata solamente sulla soluzione di un cilindro forato in parete sottile, eq. 3-20, che da un valore ridotto di P per lo stesso valore di  $\Delta d$ . La pressione che causa la fessurazione del copriferro è stimata come faceva Bazant nel suo modello con l'eq. 3-23. Bisogna notare che nel modello di Liu & Weyers il diametro interno del cilindro cavo è uguale a  $d + 2\delta_0$  e, perciò, in un'analisi rigorosa questa espressione dovrebbe sostituire d nelle eq. 3-20 e 3-23. Tuttavia, dal momento che  $2\delta_0 \ll d$ , l'utilizzo delle equazioni 3-20 e 3-23, porta ad un errore trascurabile.

Infine, con lo scopo di incrementare ulteriormente il tempo di fessurazione, Liu & Weyers hanno assunto che la velocità di produzione di ruggine  $J_{rust}$  non fosse

costante ma inversamente proporzionale all'ammontare dei prodotti di corrosione, e quindi decrescente nel tempo:

$$J_{rust}(t) = \frac{dW_{rust}}{dt} = \frac{k_p}{W_{rust}}$$

3-27

Dove  $k_p$  è una costante. La soluzione di questa equazione differenziale è:

$$W_{rust}(t) = \sqrt{2k_p t}$$

3-28

Se la massa critica di prodotti di corrosione,  $W_{rust,cr}$ , che può essere calcolata dalle eq. 3-20, 3-23 e 3-25, è nota allora il tempo di fessurazione  $t_{cr}$  può essere stimato come:

$$t_{cr} = \frac{W_{rust,cr}^2}{2k_p}$$

3-29

La sostituzione della soluzione data dalla eq. 3-28 nella eq. 3-27 permette di stabilire anche una relazione tra  $J_{rust}$  e  $t$ :

$$J_{rust}(t) = \sqrt{\frac{k_p}{2t}}$$

3-30

Cioè, la velocità di produzione della ruggine è inversamente proporzionale alla radice quadrata del tempo dall'inizio della corrosione. Usando la legge di Faraday dell'elettrolisi:

$$\frac{dW_{steel}}{dt} = \frac{I_{corr}(t)M}{zF}$$

3-31

Dove  $I_{corr}$  è la corrente di corrosione,  $M$  la massa molare del ferro (55.85 g/mol),  $z$  la valenza della reazione (2 per  $Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$ ), e  $F$  la costante di Faraday (96,458 C/mol). Tenendo conto che  $W_{steel} = \gamma W_{rust} J_{rust}$  può essere espressa anche tramite la densità di corrente di corrosione,  $i_{corr} = I_{corr}/(\pi d)$  (per unità di lunghezza della barra), come:

$$J_{rust}(t) = \frac{M \pi d}{zF \gamma} i_{corr}(t)$$

3-32

Il risultato mostra che  $i_{corr}$  è direttamente proporzionale a  $J_{rust}$  e, conseguentemente, per le considerazioni precedenti, anche inversamente proporzionale alla radice quadrata del tempo dall'inizio della corrosione.

Come si può vedere dall'equazione 3-29, per stimare il tempo di fessurazione occorre determinare un  $k_p$ . Ciò può essere fatto utilizzando risultati sperimentali, ad esempio dati che mostrano l'evoluzione di  $W_{rust}$  nel tempo. In ogni caso, Liu & Weyers non hanno determinato  $k_p$  correttamente. Hanno indicato  $k_p$  come la velocità di produzione della ruggine e poi lo hanno espresso tramite la densità di corrente di corrosione come:

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

3-33

Dove  $k$  è una costante il quale valore dipende dalle unità di misura dei parametri che compaiono nelle equazioni. Come risulta dalla precedente discussione, l'eq. 3-33 non può essere corretta in quanto  $i_{corr}$  non può essere costante; in questo particolare soluzione deve essere inversamente proporzionale a  $\sqrt{t}$ .

Tarando la loro soluzione ai loro dati sperimentali Liu & Weyers hanno stimato lo spessore della zona porosa  $\delta_0$  come 12.5  $\mu\text{m}$ . Nell'analisi  $\gamma$  variava da 0.523 a 0.622,  $\rho_{rust} = 3.6 \text{ g/cm}^3$ , e  $\varphi_t=2$  che erano assunzioni valide tenendo conto del fatto che  $t_{cr}$  osservato negli esperimenti era tra 0.72 e 3.54 anni.

### **3.3.1.4 El Maaddawy [29, 32]**

El Maaddawy hanno notato che utilizzare l'assunzione che la velocità di produzione della ruggine diminuisca col tempo, proposta da Liu & Weyers, porta ad una sottostima della massa d'acciaio persa osservata nei test. Alla luce di ciò, è stato suggerito di continuare ad utilizzare il modello del cilindro uniforme in parete sottile e l'assunzione di Bazant a riguardo della velocità di produzione costante di ruggine, che è stata stimata utilizzando la legge di Faraday, ma di adottare l'assunzione di Liu & Weyers che ipotizzano una zona porosa intorno alla barra.

Considerando il calcestruzzo intorno alla barra un cilindro in parete sottile costituito da materiale omogeneo, la pressione radiale,  $P_{cor}$ , richiesta per provocare uno



spostamento del calcestruzzo  $\delta_c$ , necessario per accogliere il volume aumentato nella trasformazione da acciaio a ruggine, è data da:

$$\delta_c = kP_{corr}$$

3-34

Dove k è la costante di flessibilità del foro che mette in relazione lo spostamento radiale con la pressione interna agente sul cilindro in parete sottile. Dal momento che c'è una zona porosa in corrispondenza dell'interfaccia tra calcestruzzo e acciaio, i prodotti di corrosione devono occupare questo spazio prima che la loro espansione inizi a generare pressione nel calcestruzzo circostante. Questa zona porosa viene inclusa nella derivazione della flessibilità del foro, k, nell'equazione seguente che si può trovare in letteratura:

$$\delta = \frac{a}{E_{ef}} \left[ \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu \right] P$$

3-35

Dove  $\delta$  è lo spostamento radiale interno, P è la corrispondente pressione radiale interna,  $E_{ef}$  è il modulo elastico effettivo di un cilindro in parete sottile, a è il raggio interno del cilindro, b è il raggio esterno del cilindro, e  $\nu$  è il modulo di Poisson del cilindro. Assumendo  $D + \delta_0 = D'$ , con D diametro della barra e  $\delta_0$  spessore della zona porosa e considerando  $a = D'/2$  e  $b = C + D'/2$  dove C è lo spessore del cilindro, si può riscrivere l'eq. 3-35 come segue:

$$\delta = \frac{D'}{2E_{ef}} \left[ \frac{D'^2}{2C(C + D')} + 1 + \nu \right] P$$

3-36

Quindi considerando,  $\psi = D'^2/2C(C + D')$ , l'equazione 3-35 assume la forma:

$$\delta = \frac{D'}{2E_{ef}} [\psi + 1 + \nu] P$$

3-37

Quindi, la flessibilità del foro, k, è data da:

$$k = \frac{[\psi + 1 + \nu]D'}{2E_{ef}} = \frac{[\psi + 1 + \nu](D + 2\delta_0)}{2E_{ef}}$$

3-38

Il cambio del diametro della barra d'acciaio causato dalla corrosione è mostrato in Figura 3.15.

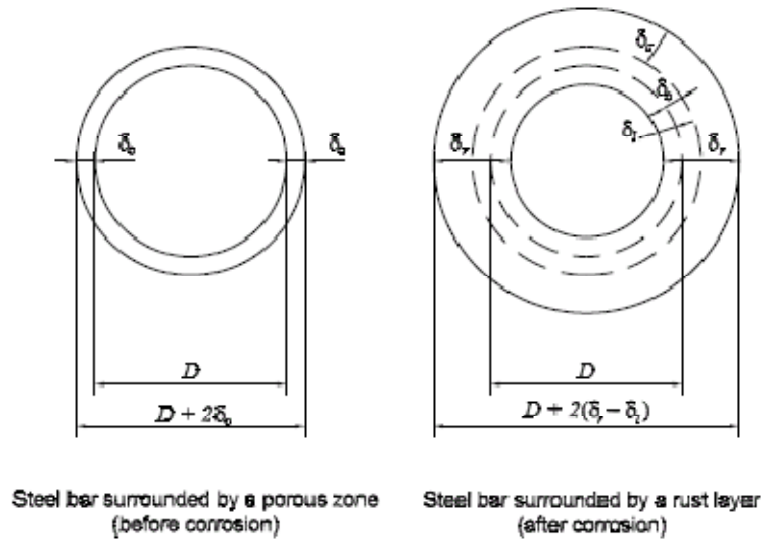


Figura 3.15 - Variazione del diametro della barra causata dalla corrosione.[29]

La previsione della pressione radiale interna causata dalla corrosione richiede la determinazione dello spessore della ruggine,  $\delta_r$ , dello spessore dell'acciaio perso per formare la ruggine intorno alla barra,  $\delta_l$ , e dello spessore della zona porosa,  $\delta_0$ . Si indica con  $M_r$  la massa di ruggine per unità di lunghezza di una barra e con  $M_{loss}$  la massa d'acciaio per unità di lunghezza consumata per produrre  $M_r$ .

Come mostrato in Figura 3.15, la formazione della ruggine ha come conseguenza l'aumento del diametro della barra da  $D$  a  $D + 2(\delta_r - \delta_l)$ . Eguagliando l'incremento di volume per unità di lunghezza, calcolato dalla differenza tra il volume di ruggine prodotto e il volume di acciaio consumato per unità di lunghezza alla variazione di area in termini di diametro si ottiene:

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

3-39

Dove  $\rho_r$  è la densità di massa della ruggine,  $\rho_s$  è la densità di massa dell'acciaio e  $D$  è il diametro originale della barra. Lo spessore della ruggine,  $\delta_r$ , può essere espresso come segue:

$$\delta_r = \delta_l + \delta_0 + \delta_c$$

3-40

Dove  $\delta_c$  è lo spostamento nel calcestruzzo che genera la pressione radiale  $P_{corr}$ . Considerando la eq. 3-40 la eq. 3-39 può essere riscritta come segue:

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

3-41

Il termine  $4(\delta_0 + \delta_c)^2$  può essere trascurato, perciò la eq.3-41 assume la forma:

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

3-42

La relazione tra  $M_r$  e  $M_{loss}$  è stata espressa da vari ricercatori come segue:

$$M_{loss} = \gamma M_r$$

3-43

Dove  $\gamma$  è il rapporto tra la massa molecolare dell'acciaio e la massa molecolare della ruggine che varia tra 0.523 e 0.622. Combinando le eq. 3-34, 3-38, 3-42, 3-43, con  $\gamma = 0.622$ , la pressione radiale causata dalla corrosione,  $P_{corr}$ , è data da:

$$P_{corr} = \frac{2M_{loss}E_{ef} \left[ \left( \frac{1}{0.622\rho_r} \right) - \left( \frac{1}{\rho_s} \right) \right]}{\pi d(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} - \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)}$$

3-44

I valori negativi di  $P_{corr}$  nell'eq.3-44, che rappresentano il periodo in cui la ruggine occupa i vuoti intorno alla barra, sono posti uguali a zero.

Per determinare la relazione tra la percentuale di massa persa,  $m_l$ , e la pressione interna causata dalla corrosione, è necessario conoscere il rapporto tra densità di massa della ruggine,  $\rho_r$ , e densità di massa dell'acciaio originale,  $\rho_s$ . Il rapporto suggerito da altri ricercatori, che è  $\rho_r = 0.5\rho_s$ , viene adottato anche da El Maaddawy nel suo modello. Sostituendo  $\rho_r = 0.5\rho_s$  nell'equazione 3-44, la pressione radiale interna causata dalla corrosione può essere espressa come segue:

$$P_{corr} = \frac{4.4 \left( \frac{M_{loss}}{\rho_s} \right) E_{ef}}{\pi d(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} - \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)}$$

3-45

La percentuale di massa persa,  $m_l$ , è data da:

$$m_l = 100 \frac{M_{loss}}{M_{st}}$$

3-46

Dove  $M_{loss}$  è la massa di acciaio per unità di lunghezza consumata per formare ruggine, e  $M_{st}$  è la massa d'acciaio per unità di lunghezza originale prima del danno da corrosione.

Per esprimere la pressione radiale interna causata dalla corrosione come funzione della percentuale di massa perduta  $m_l$ , è usata la seguente relazione:

$$\left(\frac{M_{loss}}{\rho_s}\right) = \left(\frac{M_{loss}}{M_{st}}\right) \left(\frac{M_{st}}{\rho_s}\right) = \frac{m_l A_b}{100} = \frac{m_l (\pi D^2)}{400}$$

3-47

Dove  $A_b$  è l'area originale della barra d'acciaio. Combinando le eq.3-45 e 3-47, la relazione tra la percentuale di massa d'acciaio persa e la pressione radiale interna causata dalla corrosione è data da:

$$P_{corr} = \frac{m_l E_{ef} D}{90.9(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} - \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)}$$

3-48

Un modello ad anello di calcestruzzo è mostrato nella Figura 3.16

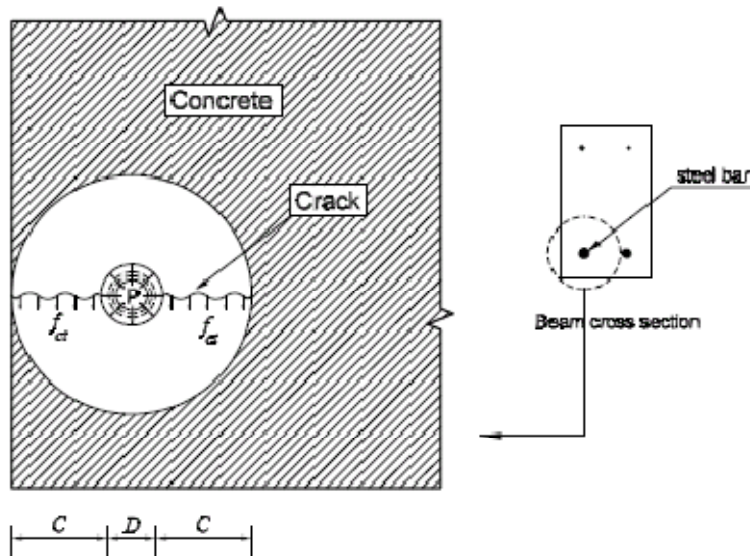


Figura 3.16 – Modello ad anello di calcestruzzo.[29]

Come spiegato precedentemente, il calcestruzzo intorno alla barra d'armatura è modellato come un cilindro in parete sottile con uno spessore di parete uguale al copriferro più sottile. Si assume che l'anello di calcestruzzo si fessuri quando lo sforzo di trazione in direzione circonferenziale in ogni parte dell'anello abbia

raggiunto la resistenza a trazione del calcestruzzo. La pressione radiale richiesta per provocare la fessurazione del calcestruzzo,  $P_{cr}$ , è quindi data da:

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

3-49

Dove  $f_{ct}$  è la resistenza a trazione del calcestruzzo. Se trascuriamo i termini con ordine di grandezza inferiore possiamo ottenere:

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

3-50

L'equazione governante della fessurazione può essere determinata uguagliando  $P_{cor}$  a  $P_{cr}$ :

$$\frac{m_l E_{ef} D}{90.9(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} - \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} = \frac{2Cf_{ct}}{D}$$

3-51

Per introdurre la variabile temporale nell'eq.3-51 viene usata la nota legge di Faraday. Diversi ricercatori hanno usato la legge di Faraday per stimare la perdita di massa d'acciaio causata da una densità di corrente monitorata:

$$M_l = \frac{MIT}{zF}$$

3-52

Dove T è il tempo (s),  $M_l$  è la massa di acciaio consumata nel tempo T(g) per formare la ruggine, I è la corrente (A), F è la costante di Faraday (96,500 A s), z è la carica ionica (2 per  $Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$ ), e M è la massa atomica del metallo (56 g per il Fe). Quindi, la relazione tra il tempo, T, e la massa di acciaio consumata per formare la ruggine,  $M_l$ , è data da:

$$T = \frac{24125(M_l/a_s)}{7i}$$

3-53

Dove i è la densità di corrente ( $A/cm^2$ ), e  $a_s$  è la superficie della barra. Il rapporto  $M_l/a_s$  può essere espresso come segue:

$$\frac{M_l}{a_s} = \frac{m_l \left( \frac{\pi D^2}{4} \right) \rho_s}{100 \pi D} = \frac{m_l D \rho_s}{400}$$

3-54

Dove  $m_l$  è la percentuale di massa di acciaio persa, e  $\rho_s$  è la densità di massa dell'acciaio.

Combinando le eq.3-53 e 3-54 con  $\rho_s=7.85 \text{ g/cm}^3$ , e adattando le unità di misura l'eq.3-53 può essere riscritta come segue:

$$T = \frac{78.3 m_l D}{i}$$

3-55

Dove T è il tempo (giorni),  $m_l$  è la percentuale di massa d'acciaio persa, D è il diametro della barra (mm), e i è la densità di corrente ( $\mu\text{A/cm}^2$ ).

Combinando le eq.3-51 e 3-55, il tempo dall'inizio della corrosione alla fessurazione,  $T_{cr}$ , è dato da:

$$T_{cr} = \left[ \frac{7117.5(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)}{i E_{ef}} \right] \left[ \frac{2C f_{ct}}{D} + \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(\psi + 1 + \nu)(D + 2\delta_0)} \right]$$

3-56

Dove  $E_{ef}$  è il modulo elastico effettivo che è uguale a  $[E_c/(1 + \phi_{cr})]$ ,  $E_c$  è il modulo elastico del calcestruzzo,  $\phi_{cr}$  è il coefficiente di creep del calcestruzzo (2.35), e  $\nu$  è il modulo di Poisson del calcestruzzo (0.18).

Lo spessore della zona porosa è tipicamente nell'intervallo tra 10 e 20  $\mu\text{m}$ .

### 3.3.1.5 **Papakonstantinou, Shinozuka [33]**

Shinozuka basa il proprio modello principalmente sul lavoro di El Maaddawy. Ripercorrendone vari passaggi giunge a delle formulazioni analoghe. A differenza di El Maaddawy, Shinozuka definisce alcune grandezze utilizzando un approccio a step, come si riporta di seguito.

Afferma che la massa d'acciaio consumata nel tempo è dipendente dall'entità della corrente  $I_{corr}$  (A) che scorre che fluisce attraverso la cella elettrochimica corrosiva.

Tale processo è descritto dalla legge di Faraday:

$$\frac{dM_{loss}}{dt} = \frac{I_{corr} A_{Fe}}{zF} = (2.315 \cdot 10^{-4}) I_{corr} \left( \frac{g}{s} \right)$$

3-57

Dove  $A_{Fe}$  è il peso atomico del ferro, pari a 55.85 g/mol, F è la costante di Faraday, uguale a 96,500 C/mol e z indica il numero di elettroni scambiati nella reazione. Poiché l'esatta composizione chimica dei prodotti di corrosione, e quindi z, è difficilmente quantificabile, Shinozuka assume un valore empirico di 2.5 (2 per  $Fe(OH)_2$  e 3 per  $Fe(OH)_3$ ). Può essere stabilita una relazione tra  $I_{corr}$  (A) e  $i_{corr}$  ( $A/m^2$ ):

$$I_{corr} = \begin{cases} \pi D_0 i_{corr} L (t = t_{init}) \\ \pi D_r i_{corr} L (t > t_{init}) \end{cases}$$

3-58

Dove  $D_r = D_0 - \delta_t$  è il diametro della barra ridotto dopo la corrosione,  $t_{init}$  il tempo di inizio della corrosione, e L la lunghezza della barra corrosa. La massa di ferro corrosa per unità di lunghezza è ottenuta da:

$$\Delta M_{loss,j} \left( \frac{g}{m} \right) = \begin{cases} (2.315 \cdot 10^{-4}) \pi D_0 i_{corr} (31,536 \cdot 10^3) \Delta t (t_1 = t_{init} + 1) \\ (2.315 \cdot 10^{-4}) \pi D_{r,j-1} i_{corr} (31,536 \cdot 10^3) \Delta t (t_j > t_{init} + 1) \end{cases}$$

3-59

Con t e  $\Delta t$  in anni. Il volume di ferro corrosa per unità di lunghezza può essere dato da:

$$\Delta V_{loss,j} \left( \frac{m^3}{m} \right) = \frac{\Delta M_{loss,j}}{\rho_s} = \begin{cases} (2.949 \cdot 10^{-11}) \pi D_0 i_{corr} (31,536 \cdot 10^3) \Delta t (t_1 = t_{init} + 1) \\ (2.949 \cdot 10^{-11}) \pi D_{r,j-1} i_{corr} (31,536 \cdot 10^3) \Delta t (t_j > t_{init} + 1) \end{cases}$$

3-60

E il diametro ridotto della barra dopo la corrosione,  $D_r$ , può essere calcolato:

$$D_{r,j} = \sqrt{\left( D_{r,j-1}^2 - 4 \frac{\Delta V_{loss,j}}{\pi} \right)} \quad (m)$$

3-61

Le tre equazioni precedenti vengono risolte in maniera ricorsiva.  $i_{corr}$  di ogni step è calcolato come la media dei valori degli step attuale e precedente.





## 4 MODELLAZIONE ANALITICA

Per avere un termine di confronto e, al contempo, cercare di studiare in maniera più approfondita i fenomeni coinvolti nel degrado per aggressione dei cloruri, è stato implementato un modello di analisi numerica nel software ad elementi finiti Abaqus 6.12-3. Il prodotto offerto da SIMULIA contiene un pacchetto modulare di prodotti per l'analisi unificata, in tale modo si intende superare il diffuso problema di dover ricorrere a strumenti di simulazione diversi per simulare appunto attributi progettuali diversi. Questo aspetto del software verrà sfruttato cercando di studiare il fenomeno nel suo insieme dall'inizio, ingresso e diffusione dei cloruri, alla fine, fessurazione del copriferro, in un'unica analisi.

Abaqus è costituito da due prodotti principali, l'Abaqus/Standard e l'Abaqus/Explicit; il primo permette di avviare analisi di tipo statico lineare e non, mentre il secondo permette di simulare analisi dinamiche. A questi due prodotti, che funzionano come dei veri e propri solutori, sono associati diversi moduli, cioè dei programmi che svolgono funzioni specifiche di implementazione e postprocessamento dei modelli. L'Abaqus/CAE, per esempio, è un vero e proprio ambiente di lavoro che permette di creare modelli e lanciarne l'analisi monitorandola passo passo; l'Abaqus/Viewer è invece un postprocessore che permette quindi di leggere e gestire i file di output prodotti dai solutori. In aggiunta esistono molti altri moduli, sviluppati dalla stessa ditta o da altre case produttrici, che permettono di generare e testare le più diverse situazioni. La Figura 4.1, riportata di seguito, sintetizza le relazioni che intercorrono tra i diversi moduli disponibili sul mercato.

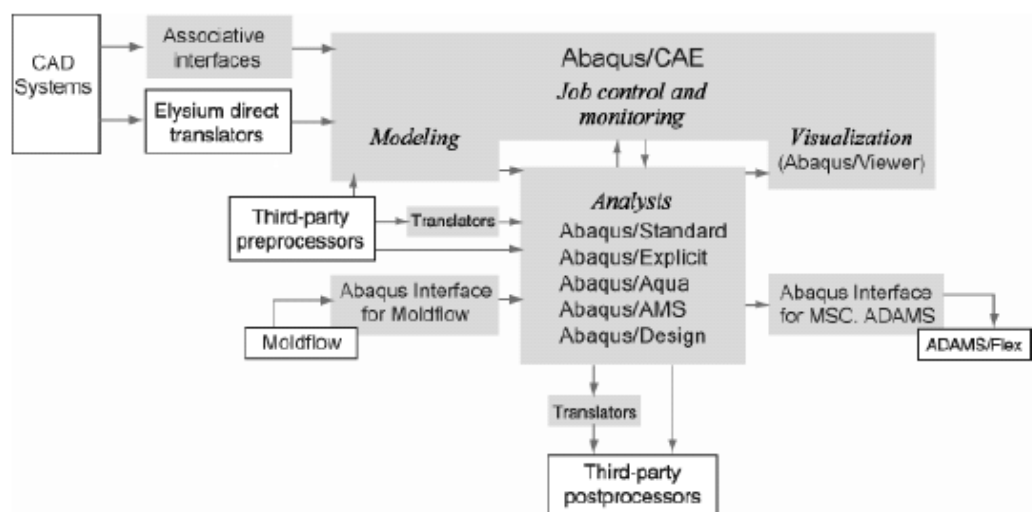


Figura 4.1 - Pacchetti Abaqus e loro interazioni [35]

Si illustreranno ora le diverse componenti del software che verranno sfruttate nell'analisi, procedendo nell'ordine cronologico di questa. La modellazione che segue sarà effettuata con il prodotto Abaqus/Standard in quanto non ci sono effetti dinamici significativi di cui interessa tener conto.

#### 4.1 Diffusione [36]

Il primo fenomeno di cui bisogna tenere conto e che quindi bisogna implementare è quello della diffusione dei cloruri all'interno del mezzo poroso che è il calcestruzzo. Per far sì che questo processo avvenga nella stessa analisi che comprende l'intero studio del fenomeno di degrado, ovvero fino all'espansione della barra dovuta alla corrosione, bisogna ricorrere ad un espediente numerico. Si utilizzerà perciò una tipologia di analisi termico-tensionale accoppiata (Fully coupled thermal-stress analysis), sfruttando poi l'analogia tra i fenomeni di trasporto, nel presente caso tra trasporto di calore e di materia.

In generale l'analisi accoppiata termico-tensionale, che permette di ottenere simultaneamente la soluzione termica e quella meccanica, richiede l'esistenza nel modello di elementi con gradi di libertà sia termici che di spostamento. Nell'ambito di Abaqus/Standard l'analisi accoppiata termico-tensionale ignora eventuali effetti legati all'inerzia e può essere in regime stazionario o transitorio.

Un'esatta implementazione del metodo di Newton include una matrice jacobiana non simmetrica come illustrato di seguito:

$$\begin{bmatrix} K_{uu} & K_{u\theta} \\ K_{\theta u} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta \theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_u \\ R_\theta \end{Bmatrix}$$

4-1

Dove  $\Delta u$  e  $\Delta \theta$  sono le rispettive correzioni agli spostamenti e alla temperatura incrementali,  $K_{ij}$  sono le sottomatrici della matrice jacobiana accoppiata, e  $R_u$  e  $R_\theta$  sono rispettivamente i vettori dei residui meccanici e termici.

La risoluzione di questo sistema di equazioni richiede l'utilizzo di matrici e schemi risolutivi non simmetrici. In più, le equazioni termiche e quelle meccaniche devono essere risolte simultaneamente. Il metodo prevede convergenza quadratica quando la stima della soluzione è entro il raggio di convergenza dell'algoritmo. L'implementazione esatta è utilizzata di default.

#### 4.1.1 Analogia tra i fenomeni di trasporto [37, 38]

Ciò che si è interessati a rappresentare correttamente nel modello non è però il trasporto di energia termica quanto invece la diffusione di una massa. Vengono perciò in aiuto le analogie esistenti tra i due fenomeni, che possono essere ricondotti, rispettando certe condizioni, ad una trattazione più generale che li comprende entrambi.

La forza motrice del trasferimento di calore è la differenza di temperatura, quella del trasferimento di massa è la differenza di concentrazione. Si può vedere la temperatura come una misura di concentrazione di calore, e quindi una regione dove la temperatura è più alta ha anche una concentrazione di calore maggiore. In più, sia il calore che la massa sono trasferiti da regioni dove la concentrazione è maggiore ad altre dove questa è inferiore. Se non c'è differenza di concentrazioni, di temperatura o massa che sia, tra le due regioni non avviene neppure alcun fenomeno di trasporto. L'analogia tra i due processi è stata riconosciuta per la prima volta da Fick (1855), che per primo ha posto lo studio della diffusione su basi quantitative adottando l'equazione matematica della conduzione del calore derivata qualche decennio prima da Fourier (1822). La teoria matematica della diffusione in sostanze isotrope è basata sull'ipotesi che la velocità di trasferimento della sostanza diffondente attraverso un'unità d'area della sezione è proporzionale al gradiente di concentrazione misurato normalmente alla sezione, si ottiene così la prima legge di Fick:

$$F = -D \frac{\partial C}{\partial x}$$

4-2

Dove F è il flusso di massa per unità di area della sezione, C la concentrazione della sostanza diffondente, x la coordinata spaziale misurata perpendicolarmente alla sezione e D è chiamato coefficiente di diffusione.

Per comprendere l'analogia tra i due fenomeni si riporta l'equazione di Fourier:

$$q = -k \frac{\partial T}{\partial x}$$

4-3

Dove q è il flusso di calore per unità di area della sezione, T la temperatura, x la coordinata spaziale misurata perpendicolarmente alla sezione e k è detta conducibilità termica.

Queste due equazioni descrivono i rispettivi fenomeni in uno stato stazionario e appare evidente che adottando opportuni parametri per le due formulazioni, i risultati possano essere coincidenti.

Per trattare il caso transitorio, quello di interesse nel problema in esame, bisogna fare riferimento alla seconda legge di Fick e alla forma integrale della legge di Fourier, detta anche equazione del calore, che per un caso monodimensionale con materiale omogeneo assumono rispettivamente le forme seguenti.

Seconda legge di Fick:

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

4-4

Equazione del calore:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{k}{c_p \rho} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}$$

4-5

Con  $\alpha = \frac{k}{c_p \rho}$  chiamata diffusività termica, dipendente dalla conducibilità termica  $k$ , la densità di massa  $\rho$  e la capacità termica specifica  $c_p$ .

L'analogia è valida se vengono rispettate alcune condizioni:

- Il coefficiente di diffusione sia costante (corrisponde ad una diffusività termica costante);
- Non ci siano reazioni omogenee nel mezzo che generano o consumano la specie diffondente (corrisponde ad una generazione di calore nulla);
- Concentrazione della specie inizialmente, a  $t=0$ , costante nel mezzo (corrisponde ad una temperatura iniziale uniforme).

Tali condizioni possono considerarsi rispettate nel presente caso di studio. Come riportato precedentemente nel Capitolo 3, introducendo determinate ipotesi, che si possono considerare ragionevoli nel caso di interesse, si può giungere alla soluzione dell'equazione per un semipiano infinito.

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

4-6

Con  $\epsilon$  che sta ad indicare un particolare tipo di funzione chiamata funzione degli errori:

4-7

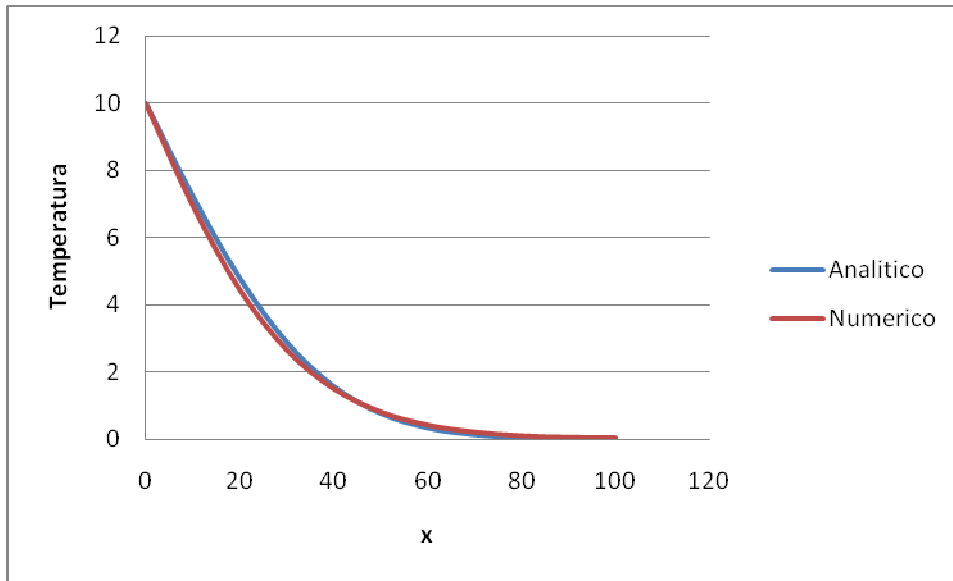


Figura 4.2 - Confronto tra i risultati ottenuti con la soluzione analitica per un semipiano infinito e i risultati numerici ottenuti con Abaqus

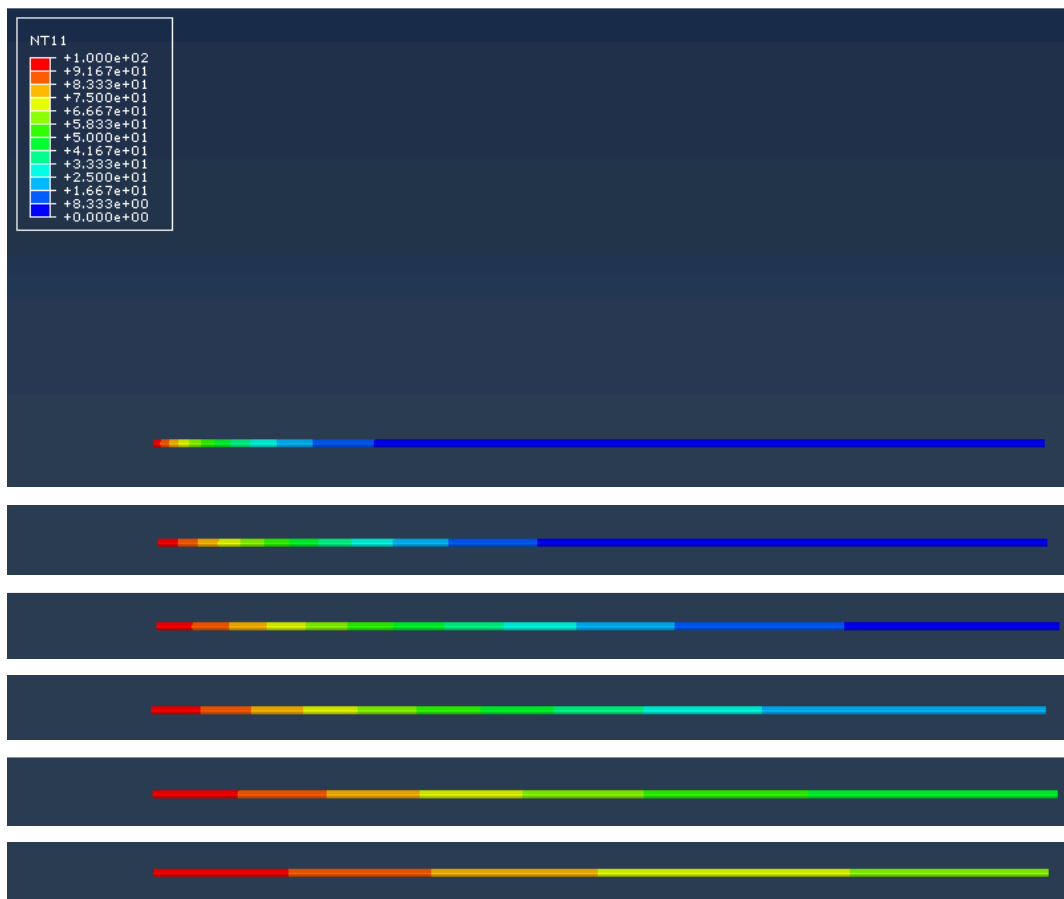


Figura 4.3 – Avanzamento della diffusione/conduzione per una caso monodimensionale

## 4.2 Corrosione

Una volta che, come illustrato in precedenza, si è trovato un modo per rappresentare correttamente il fenomeno della diffusione dei cloruri all'interno del corpo cementizio, è possibile e necessario procedere con le fasi successive. La prima, nell'ordine cronologico, è la definizione del tempo di inizio della corrosione, questa sarà poi seguita dall'evoluzione di tale fenomeno. L'aspetto della corrosione di cui interessa tener conto nell'analisi, come spiegato nelle precedenti sezioni, è quello legato alla caratteristica espansiva di tale fenomeno. È, infatti, proprio tale effetto della reazione che porta alla generazione di un campo tensionale nell'intorno della barra, il quale avrà come conseguenza ultima l'obiettivo dell'indagine, la rottura del materiale costituente il copriferro.

Per affrontare le diverse fasi, si sfruttano delle features del software Abaqus che permettono di includere ogni aspetto dell'analisi all'interno di un singolo step di analisi, dall'inizio della diffusione fino alla fessurazione del copriferro, che coinciderà con il punto finale di ciò che interessa analizzare. Uno dei punti critici dell'analisi è perciò legare insieme, nello stesso step, due aspetti differenti del processo, quali sono

la diffusione è l'espansione della barra. La difficoltà sta nel fatto che i due fenomeni descritti vengono generalmente trattati dal programma di calcolo in maniera indipendente l'uno dall'altro.

Ciò che viene in aiuto, è la possibilità di includere nel processo di calcolo un certo numero ed una certa varietà di subroutine definite dall'utente, che permettono di tenere conto di molti più aspetti di quanto non sia possibile fare con il software così come esce dalla casa produttrice. Come verrà spiegato in seguito, sfruttando questa funzionalità, è possibile legare insieme le diverse fasi di diffusione ed espansione. Il termine di passaggio dall'uno all'altro, che viene definito da una subroutine, è a tutti gli effetti definibile come il tempo di inizio della corrosione.

#### **4.2.1 User subroutine UAMP [39]**

ABAQUS/Standard fornisce agli utenti un pacchetto estensivo di user subroutine, scritte in linguaggio di programmazione FORTRAN, che permette di adattare ABAQUS alle particolari richieste d'analisi. Nel caso in esame la subroutine che viene sfruttata è UAMP .

La user subroutine UAMP:

- Permette di definire il valore di una definizione di ampiezza come funzione del tempo;
- Può essere usata per modellare aspetti ingegneristici del proprio sistema qualora vengano usati sensori (i valori dai sensori sono relativi all'inizio dell'incremento);
- Può usare un numero predefinito di variabili di stato;
- Può, in maniera opzionale, calcolare le derivate e gli integrali della funzione d'ampiezza.

L'interfaccia della user subroutine UAMP riportata dal manuale viene presentata di seguito:

```
SUBROUTINE UAMP (  
    *   ampName, time, ampValueOld, dt, nProps, props, nSvars,  
    *   svars, lFlagsInfo,  
    *   nSensor, sensorValues, sensorNames, jSensorLookUpTable,  
    *   AmpValueNew,  
    *   lFlagsDefine,  
    *   AmpDerivative, AmpSecDerivative, AmpIncIntegral,
```

```

*      AmpDoubleIntegral)
C
  INCLUDE 'ABA_PARAM.INC'

C      time indices
  parameter (iStepTime      = 1,
*           iTotTime       = 2,
*           nTime          = 2)

C      flags passed in for information
  parameter (iInitialization = 1,
*           iRegularInc     = 2,
*           iCuts           = 3
*           ikStep          = 4
*           nFlagsInfo     = 4)

C      optional flags to be defined
  parameter (iComputeDeriv   = 1,
*           iComputeSecDeriv = 2,
*           iComputeInteg    = 3,
*           iComputeDoubleInteg = 4,
*           iStopAnalysis    = 5,
*           iConcludeStep    = 6,
*           nFlagsDefine     = 6)
  dimension time(nTime), lFlagsInfo(nFlagsInfo),
*           lFlagsDefine(nFlagsDefine)
  dimension jSensorLookUpTable(*)
  dimension      sensorValues(nSensor),      svars(nSvars),
props(nProps)
  character*80 sensorNames(nSensor)
  character*80 ampName

  user coding to define AmpValueNew, and
  optionally lFlagsDefine, AmpDerivative, AmpSecDerivative,
  AmpIncIntegral, AmpDoubleIntegral
  RETURN
  END

```

Con maggior dettaglio, una curva d'ampiezza:

- Permette una variazione arbitraria nel tempo (o secondo una frequenza) di carico, spostamento e di altre variabili che vengono definite per tutto lo step (usando il tempo dello step) o per tutta l'analisi (usando il tempo totale);



- Può essere definita come una funzione matematica (ad esempio una variazione sinusoidale), come una serie di valori in certi punti nel tempo (come registrazioni di accelerogrammi di un terremoto), come definizioni personalizzate dall'utente tramite user subroutine, o, in Abaqus/Standard, come valori calcolati sulla base di variabili dipendenti dalla soluzione ;
- Possono essere riferite ad un qualsiasi numero di condizioni al contorno, carichi e campi predefiniti.

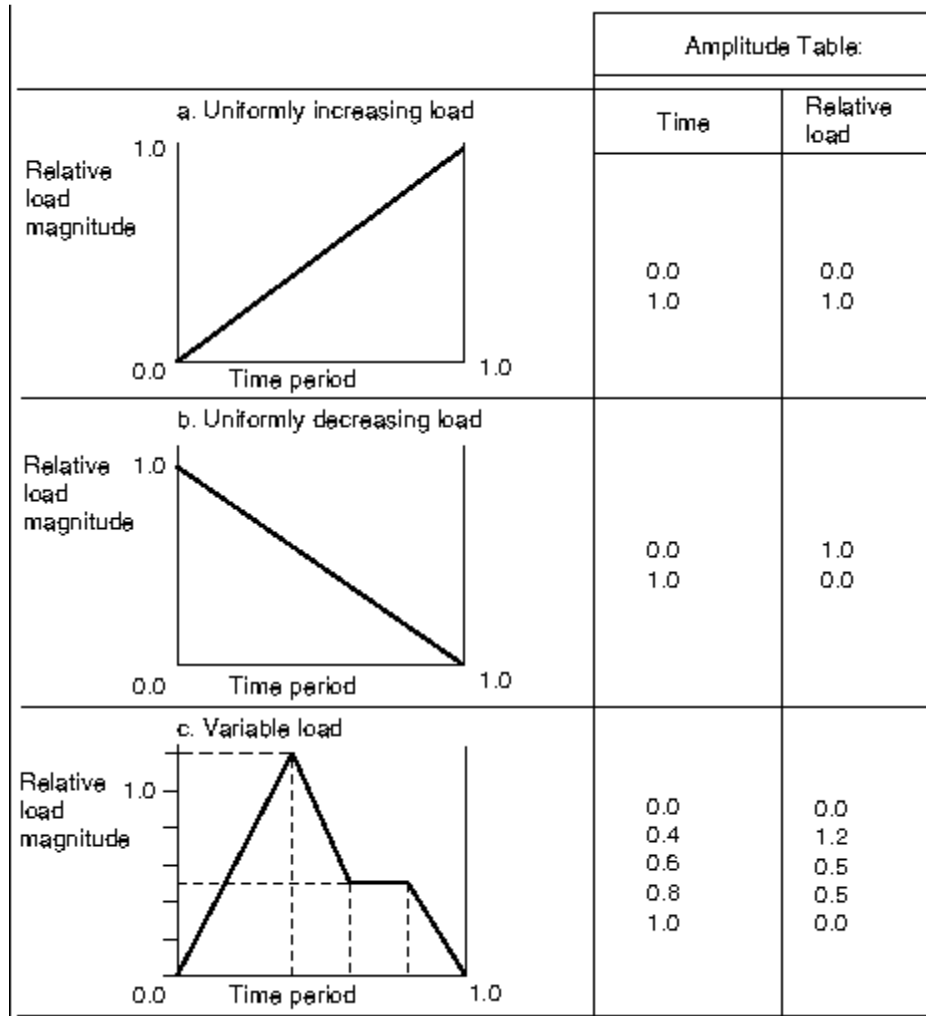


Figura 4.4 – Esempi di ampiezze definite in maniera tabulare.[36]

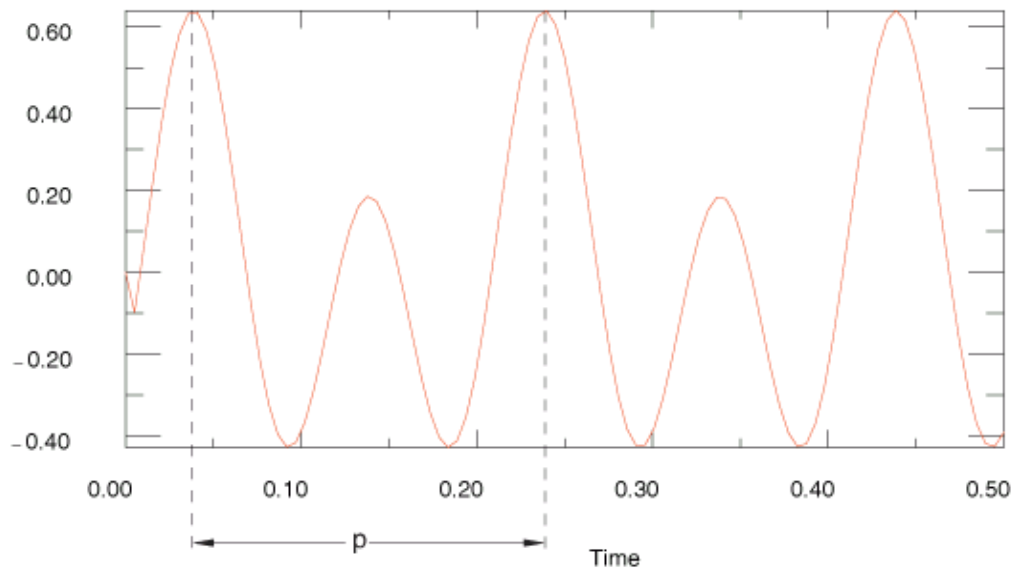


Figura 4.5 – Esempio di ampiezza periodica.[36]

#### 4.2.2 Sensore [36]

Ciò che permette di riconoscere ed immagazzinare il valore di una certa variabile in determinati punti al variare del tempo, è la funzione di sensore. Una volta definito un determinato sensore ed avergli attribuito un nome, questo si può richiamare all'interno della subroutine, in modo che il valore che è memorizzato in esso, e che viene aggiornato ad ogni intervallo temporale, possa essere utilizzato all'interno della subroutine. I comandi da utilizzare nel processo appena descritto sono in seguenti:

```

character*80 sensorNames(nSensor)
c
c      Get the sensor value
      temp_sensor1 = GetSensorValue('SENS01',
*                                     jSensorLookUpTable,
*                                     sensorValues)

```

Questi permettono di riconoscere il sensore e di creare all'interno della subroutine un parametro che contiene il valore che gli viene fornito dal sensore ad ogni incremento temporale.

Ogni sensore deve essere definito in modo che esso corrisponda ad uno ed un solo nodo appartenente al modello.

### 4.2.3 Espansione

Andando a vedere i modelli numerici per la previsione della fessurazione del copriferro indotta da corrosione che sono stati proposti in letteratura, si trova che sono stati applicati vari metodi per modellare la natura espansiva dei prodotti della corrosione:

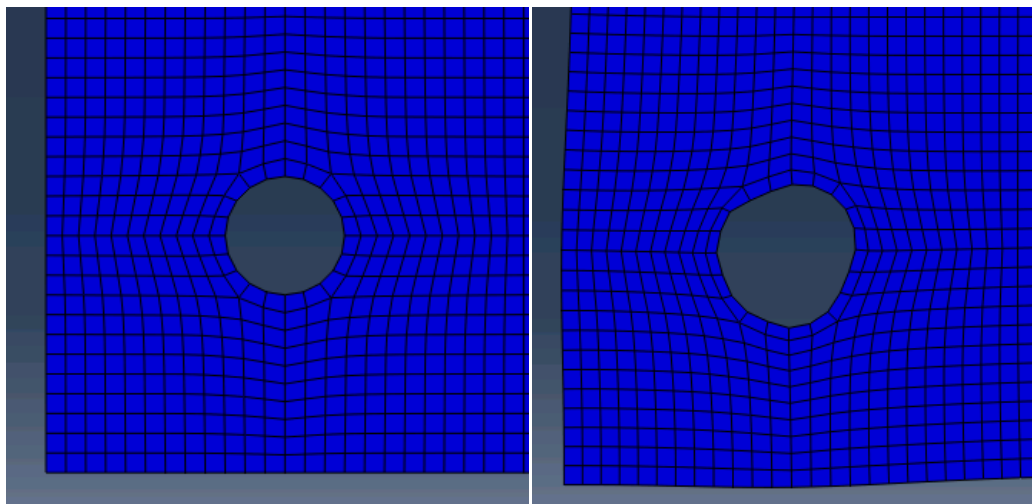
- Applicazione di pressione interna uniforme o non uniforme;
- Spostamenti espansivi radiali uniformi o non uniformi;
- Analogia termica (sfrutta il coefficiente termico di espansione).

Nel presente studio la scelta è ricaduta sull'applicazione al modello di spostamenti radiali espansivi non uniformi.

In Abaqus si può creare una condizione al contorno di spostamento/rotazione per vincolare il movimento dei gradi di libertà selezionati o per imporre lo spostamento o la rotazione di ogni grado di libertà selezionato.

È significativo soffermarsi sul fatto che gli spostamenti che vengono imposti nel modello sono non uniformi. È infatti in questo che il modello si discosta dalla maggior parte dei modelli che sono stati trovati in letteratura, sia numerici che analitici.

Non viene infatti considerata un'espansione uniforme della barra, come invece avviene nei modelli analitici trattati, invece questa viene fatta iniziare progressivamente lungo la circonferenza della barra, man mano che nei vari nodi viene raggiunta la concentrazione critica di cloruri in seguito all'avanzamento progressivo di essi (nel modello rappresentata in maniera fittizia da una temperatura). Con questa accortezza si intende rappresentare una rottura progressiva del film protettivo che riveste la barra a causa dell'ingresso dei cloruri.



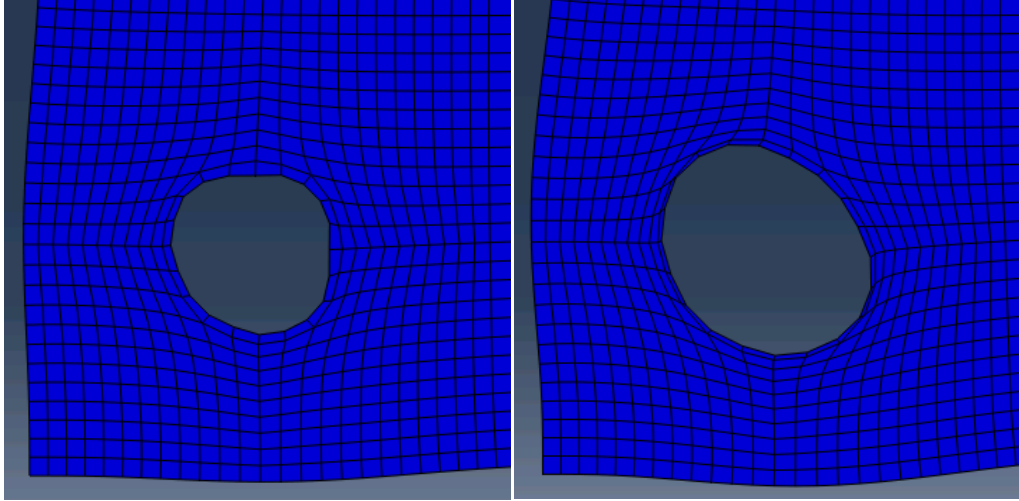


Figura 4.6 – Espansione progressiva della barra d'armatura soggetta a corrosione.

Per quanto riguarda il calcolo della velocità di corrosione ci si affida comunque ad uno dei modelli analitici che si trovano in letteratura, ma il valore che si trova, in termini di spostamento, viene applicato in maniera indipendente ad ogni singolo nodo.

Lo studio teorico dal quale, appunto, si parte per il calcolo dello spostamento, è quello riportato da Papakonstantinou e Shinozuka nella propria pubblicazione [34]. Per la trattazione dettagliata si fa riferimento al capitolo precedente, si riportano qui le formulazioni finali.

Il volume di ferro corroso per unità di lunghezza può essere dato da:

$$\Delta V_{loss,j} \left( \frac{m^3}{m} \right) = \frac{\Delta M_{loss,j}}{\rho_s} = \begin{cases} (2.949 \cdot 10^{-11}) \pi D_0 i_{corr} (31,536 \cdot 10^3) \Delta t & (t_1 = t_{init} + 1) \\ (2.949 \cdot 10^{-11}) \pi D_{r,j-1} i_{corr} (31,536 \cdot 10^3) \Delta t & (t_j > t_{init} + 1) \end{cases}$$

4-8

Da qui si può facilmente passare al calcolo della perdita radiale nel tempo sfruttando le relazioni proposte da Bazant (3-18), sempre nel capitolo terzo:

$$R_{loss}(m) = \frac{V_{loss}}{\pi d_0}$$

4-9

Dove  $V_{loss}$  è la somma di tutti gli intervalli  $\Delta V_{loss,j}$  fino al tempo considerato.

Procedendo si trova la relazione per il calcolo dell'espansione radiale che verrà poi usata nel modello:

$$R_{esp}(m) = (\gamma_{vol} - 1) \frac{V_{loss}}{\pi d_0}$$

4-10

Dove  $\gamma_{vol}$  è il rapporto volumetrico tra la ruggine e l'acciaio.

Si è già detto che la user subroutine che si implementa nel codice di calcolo svolge la funzione di controllo su una funzione d'ampiezza, si illustrerà ora come questa serve a far aderire il comportamento del modello numerico a quello descritto da modelli analitici basati su osservazioni su dati reali.

Si riporta innanzitutto la parte di codice della subroutine che serve a definire il parametro AmpValueNew, ovvero il parametro che definisce il valore dell'ampiezza per ogni incremento.

```

if (ampName(1:6) .eq. 'AMP-01') then
  if (temp_sensor1 .lt. "valore limite") then
    svars(1) = svars(1)+dt
    ampValueNew = 0.0
  else
    if (temp_sensor1 .ge. "valore limite") then
      tim = time(iStepTime)
      amplitudine = tim-svars(1)-timePoroso
      if (amplitudine .lt. 0) then
        ampValueNew = 0.0
      else
        if (amplitudine .ge. 0) then
          ampValueNew = tim-svars(1)-
timePoroso
        end if
      end if
    end if
  end if
end if
end if

```

Bisogna precisare che la precedente parte di codice è relativa ad un singolo nodo e dovrà perciò essere ripetuta all'interno della subroutine, inserendo di volta in volta i nome adeguati, tante volte quanti sono i nodi che si intende sottoporre ad espansione.

La stessa necessità vale anche per altre componenti del modello. Il valore degli spostamenti imposti e i sensori vanno definiti nel singolo nodo e ripetuti per ciascuno di essi.

Quanto segue è la descrizione del funzionamento del processo. Lo spostamento che si impone come condizione al contorno è relativo ad un tempo di riferimento totale, pari alla durata complessiva dell'analisi. Tale spostamento deve essere perciò opportunamente scalato, funzione questa che viene svolta dalla funzione d'ampiezza definita nella user subroutine. Questa funzione è dipendente dal tempo, ed essendo questo un dato che viene fornito alla subroutine ed aggiornato con l'avanzamento dell'analisi ad ogni incremento, il processo avviene in maniera automatica.

Si distinguono due fasi principale all'interno dell'analisi e il termine che caratterizza il passaggio da l'una all'altra va fornito come dato esterno ed è il parametro "valore limite".

Tale dato viene confrontato ad ogni incremento con il valore che viene letto, sempre ad ogni incremento, dal sensore.

Se il valore proveniente dal sensore, che rappresenta la temperatura (o equivalentemente la concentrazione di cloruri), risulta inferiore a quello definito come soglia, allora la funzione d'ampiezza `ampValueNew` sarà impostata pari a zero, in quanto questo caso corrisponde nella realtà fisica a quello in cui il valore limite dei cloruri debba essere ancora raggiunto, e perciò il film protettivo sia ancora intatto e la corrosione, con la conseguente espansione, debba ancora avere luogo.

Fintanto che si rimane all'interno di questo caso si tiene conto del tempo che trascorre e lo si fa accumulare all'interno della variabile `svars(1) = svars(1) + dt`.

Ciò serve a costruire il parametro che definisce il tempo di inizio della corrosione rispetto all'inizio dell'analisi, ovvero quando comincia l'ingresso dei cloruri.

Con il procedere della diffusione dei cloruri (in questo caso della conduzione di temperatura) all'interno del corpo, si giunge al momento in cui il valore critico di soglia viene superato, ciò determina il passaggio alla seconda fase, quella in cui inizia la corrosione e in cui conseguentemente l'effetto espansivo di essa deve essere riprodotto nel modello.

In questa fase la funzione di ampiezza aumenta nel tempo secondo la seguente relazione, `amplitude = tim - svars(1) - timePoroso`.

Essa è pari quindi al tempo dell'analisi `tim` decurtato del tempo di inizio precedentemente registrato nella variabile cumulativa `svars(1)` e dal valore riportato dal parametro `timePoroso`, che viene fornito come dato esterno.

Questo ultimo dato serve a tenere conto del ritardo dell'inizio della sovrappressione interna dovuta all'espansione rispetto all'inizio, appunto, dell'espansione, causato dalla presenza nell'intorno della barra d'armatura di una fascia porosa che deve essere saturata dai primi prodotti di corrosione prima che altri di questi possano andare a spingere sulla parete interna del cilindro di calcestruzzo. Tale teoria, introdotta da Liu & Weyers [30], è stata trattata in maggior dettaglio nell'apposita sezione.

Un ultimo ciclo "if" di controllo è stato inserito con lo scopo di evitare che la funzione di ampiezza assuma valori negativi a causa dell'inserimento del ritardo causato dalla fascia porosa.

Questo procedimento, combinato con l'assegnazione di uno spostamento riferito al tempo totale, permette di avere, per ciascun incremento di tempo, la corretta assegnazione di uno spostamento imposto in ciascun nodo, il che consente di tenere conto in modo adeguato dei diversi tempi di inizio della corrosione nei diversi punti.

Si riporta ora di seguito una rappresentazione grafica, presa da un file di output del modello Abaqus, di quanto descritto sopra, in modo che il funzionamento dell'intero processo possa avere maggiore chiarezza. Nella colonna a sinistra vengono riportati gli stati del campo di temperatura, in quella di destra lo stato tensionale, che assume valori positivi nel momento in cui inizia l'espansione

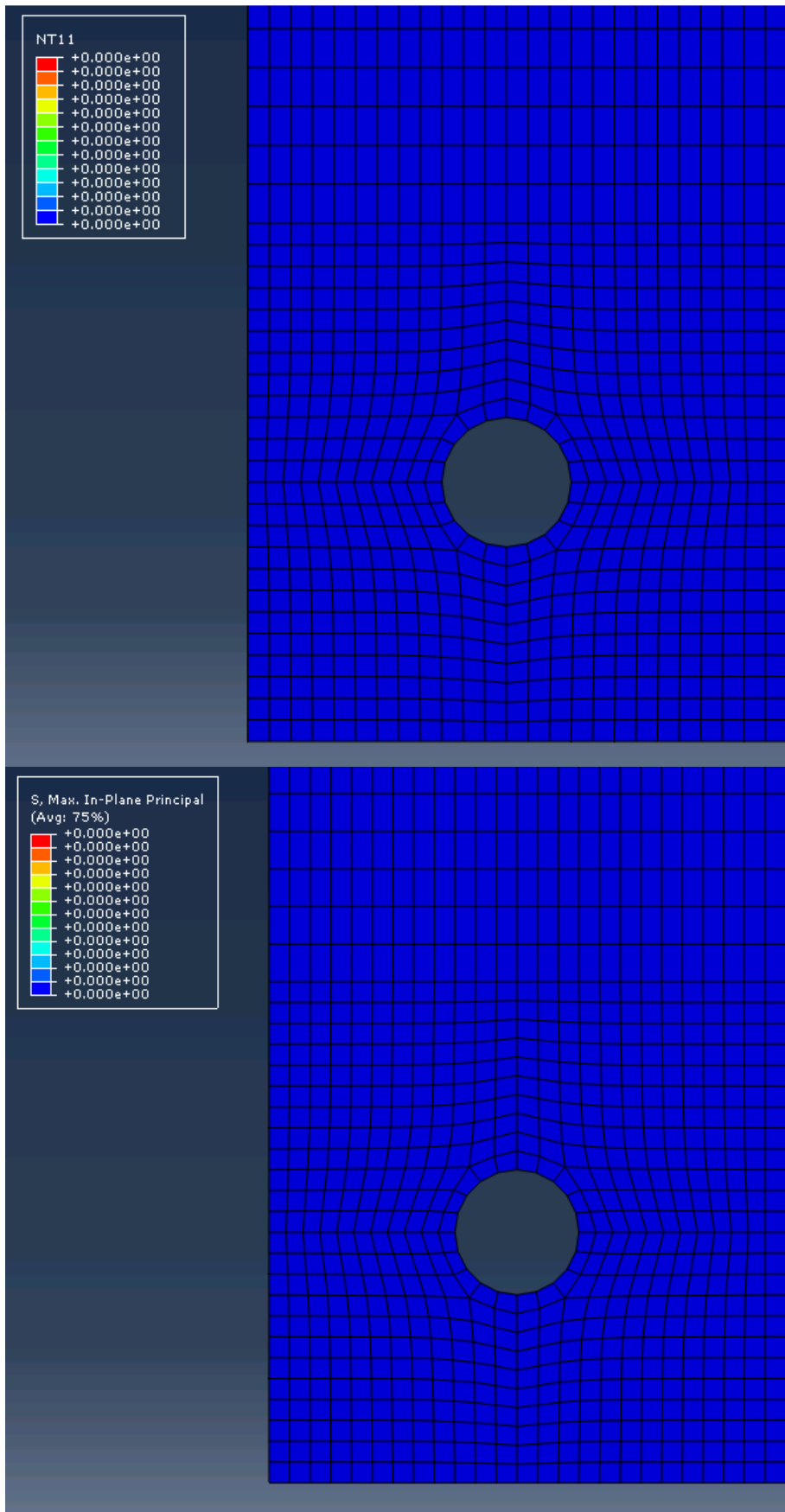


Figura 4.7 – Stato iniziale



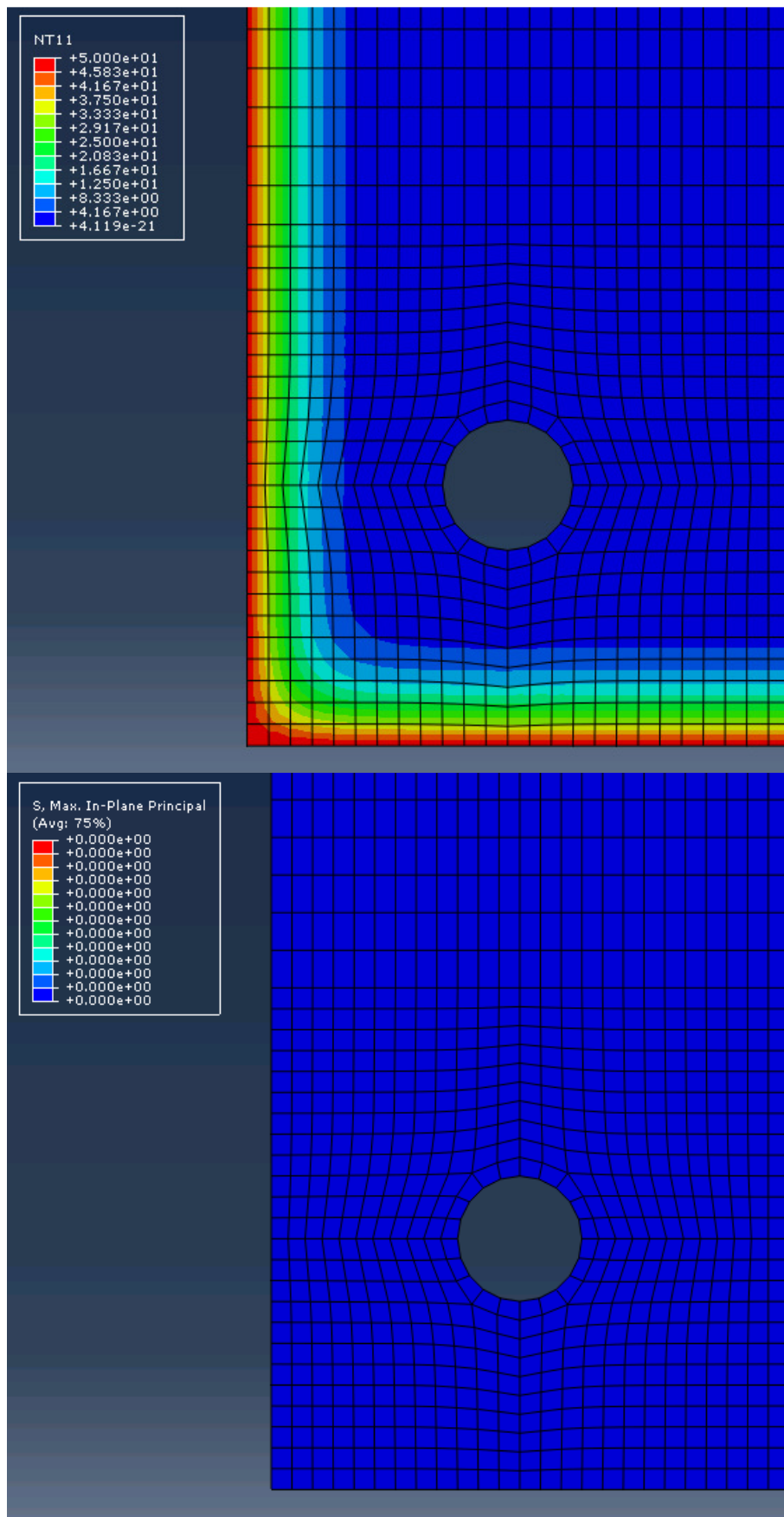


Figura 4.8 – I cloruri (temperatura) stanno diffondendo all'interno del mezzo, tuttavia devono ancora raggiungere la barra. Perciò l'espansione deve ancora iniziare e di conseguenza il campo tensionale è ancora nullo.

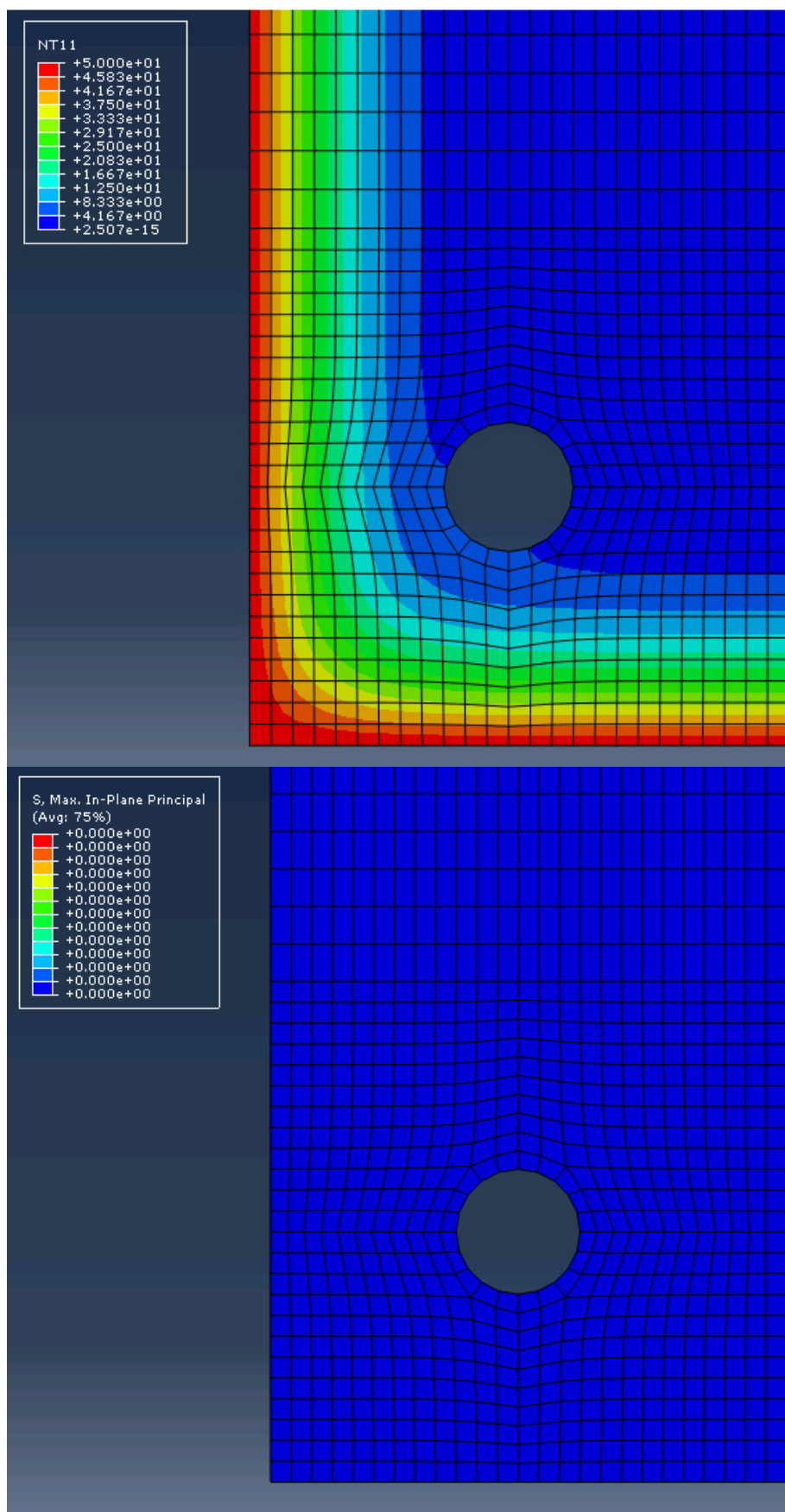


Figura 4.9 – I cloruri hanno raggiunto la barra ma non ancora in misura sufficiente da rompere il film e dare inizio alla corrosione.

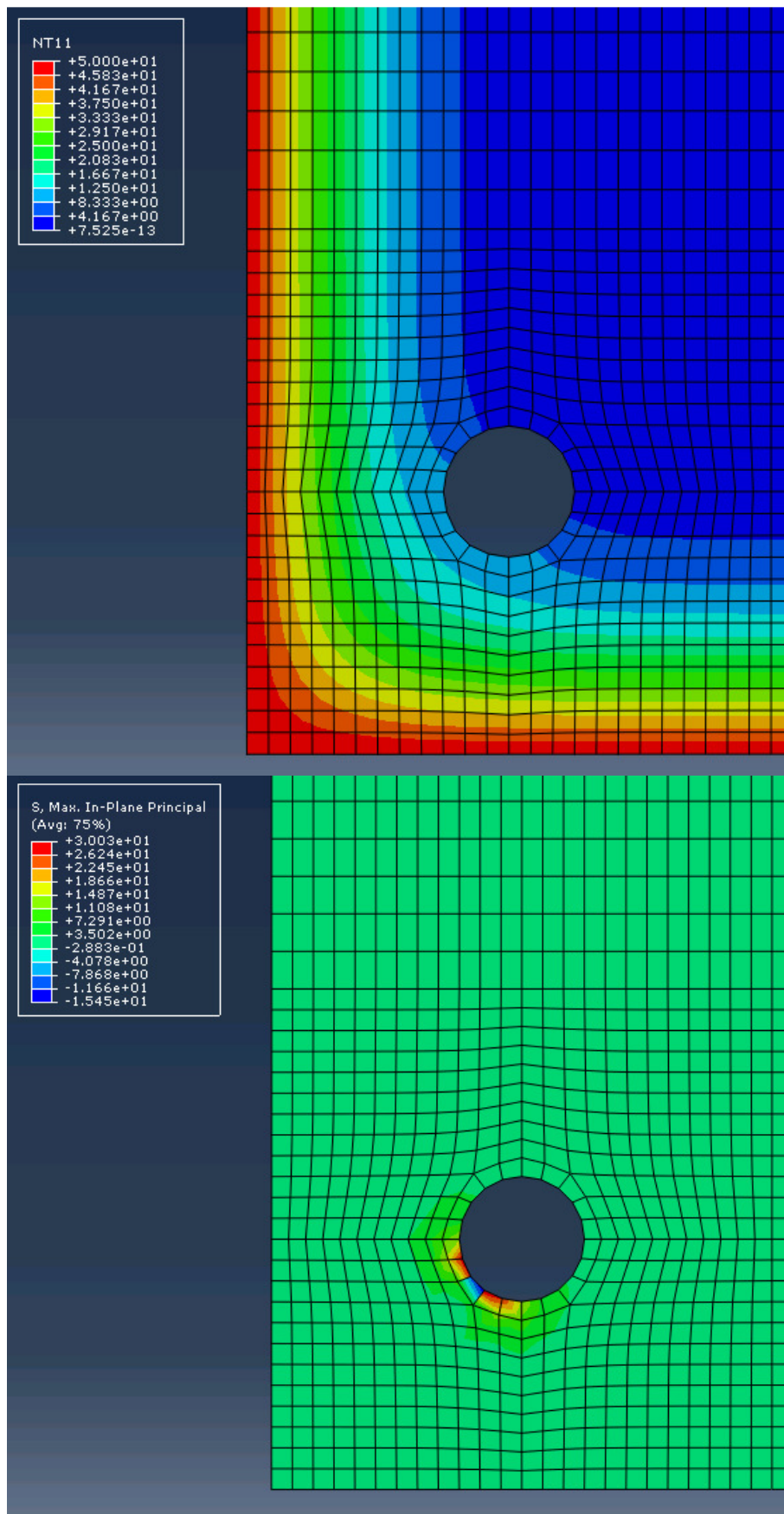
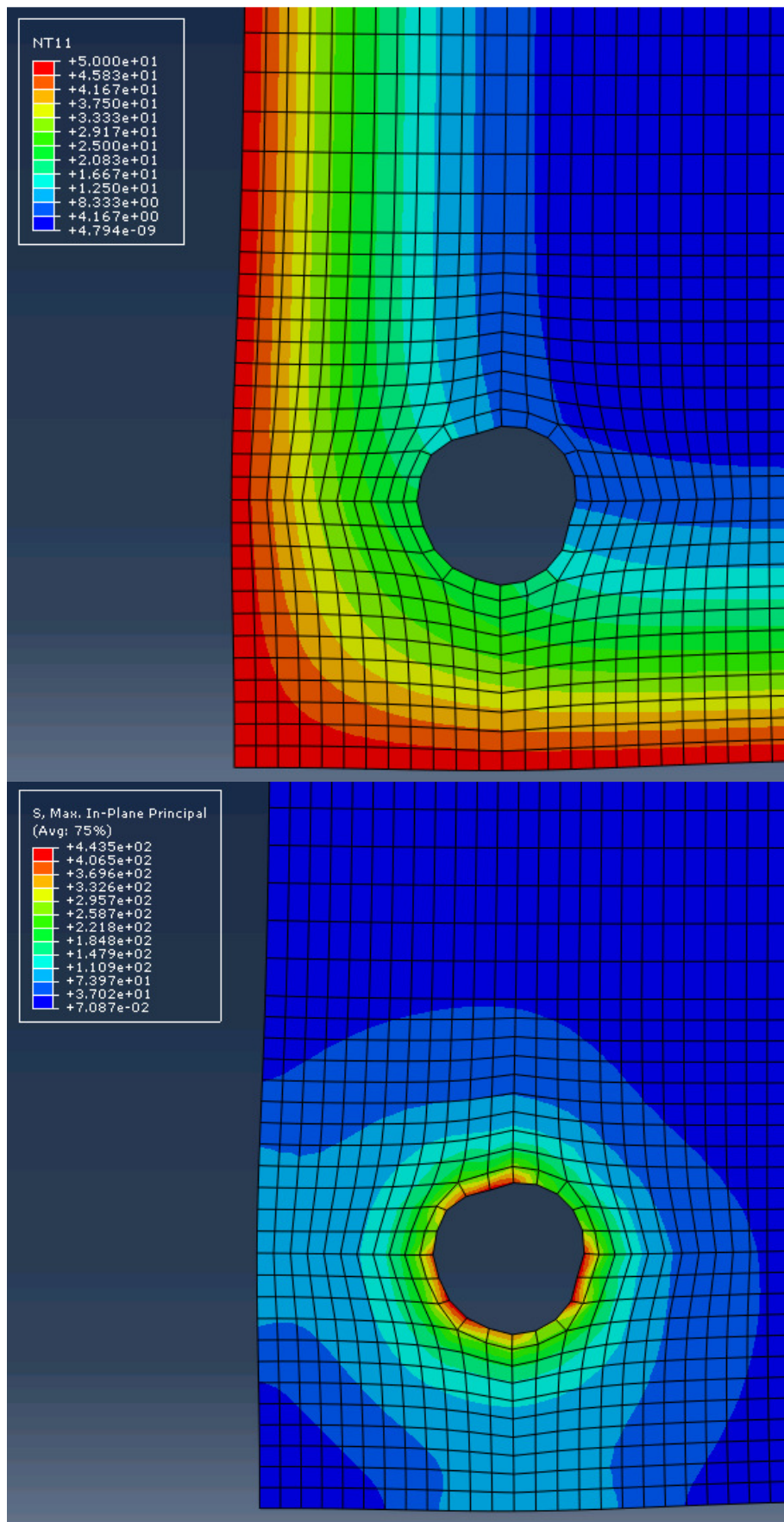
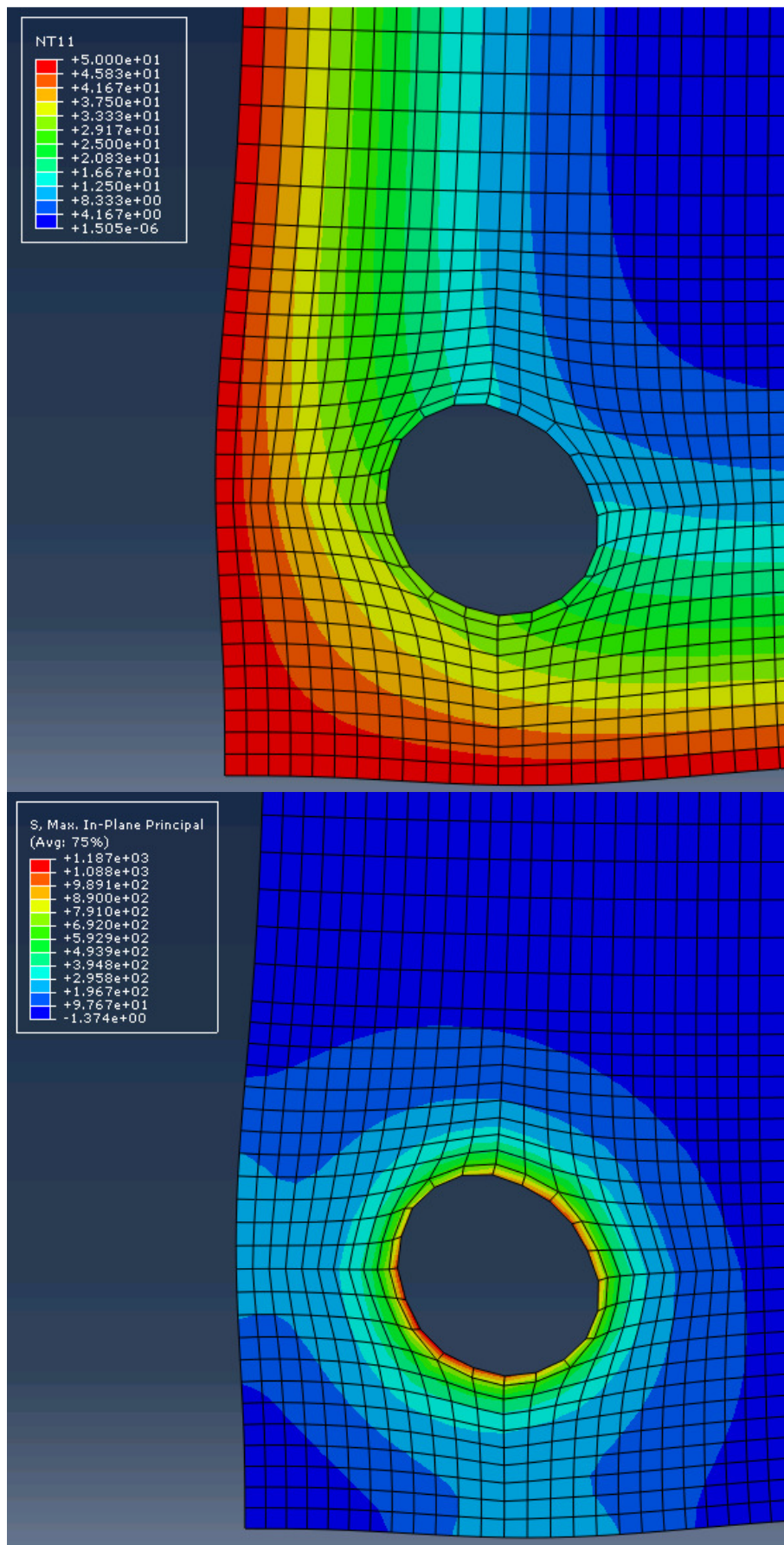


Figura 4.10 – Superamento del valore di soglia e inizio dell'espansione.



. Figura 4.11 – Avanzamento del fronte dei cloruri e superamento del limite progressivo lungo la circonferenza della barra. Dove il limite è già stato superato l'espansione procede in maniera indipendente dalla diffusione dei cloruri.



. Figura 4.12 – Ulteriore avanzamento dell’espansione, tutta la barra viene coinvolta.

### **4.3 Danno [36]**

Una volta implementato il comportamento espansivo della barra, e di conseguenza il campo tensionale ad esso associato, resta da definire un criterio di rottura del materiale per arrivare a rappresentare la fessurazione del copriferro.

Abaqus fornisce diverse possibilità per l'implementazione del materiale calcestruzzo, semplice e armato. Nel caso in esame il modello non lineare del calcestruzzo che è stato preso in considerazione è quello che prende il nome di Concrete Damaged Plasticity.

#### **4.3.1 Concrete Damaged Plasticity**

Il modello Concrete Damaged Plasticity in Abaqus:

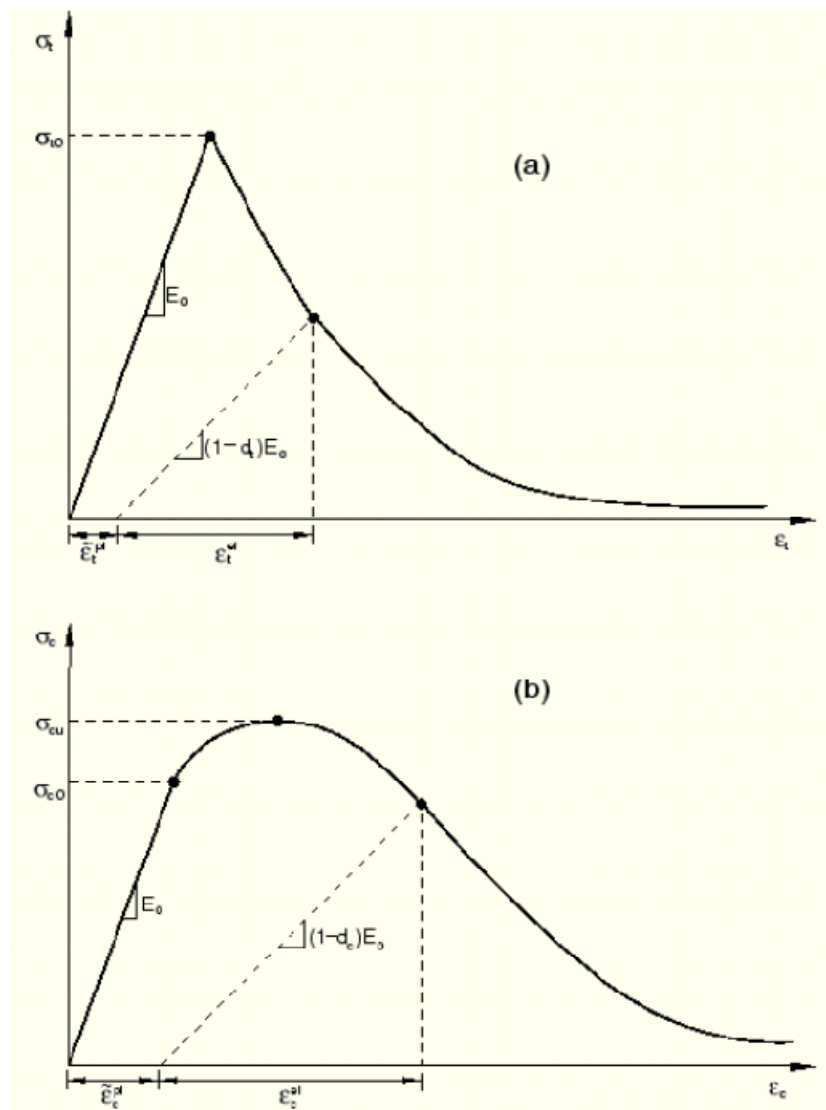
- Fornisce la possibilità di modellare calcestruzzo e altri tipi di materiale con comportamento quasi fragile in tutti i tipi di struttura (travi, truss, shell e solidi);
- Usa i concetti di danneggiamento elastico isotropico e plasticità isotropica a trazione e compressione per rappresentare il comportamento non elastico del calcestruzzo;
- Può essere utilizzato sia per calcestruzzo rinforzato che per calcestruzzo non rinforzato;
- È ideato per applicazioni dove il calcestruzzo è soggetto a carichi monotonic, ciclici o dinamici in condizioni di bassa pressione di confinamento.
- Consiste nella combinazione non associata di plasticità multi inelastica e danneggiamento elastico scalare (isotropico) per descrivere il danno irreversibile che si verifica durante il processo di frattura.
- Permette il controllo da parte dell'utente dell'effetto della variazione della rigidità nel caso di inversione del carico;
- Può essere definito per essere sensibile alla velocità di stiramento;
- Può essere utilizzato con un modello di regolarizzazione viscoplastica delle equazioni risolutive, modello questo che migliora la convergenza in regime di softening;
- Richiede che il comportamento lineare del materiale sia lineare ed isotropico.

#### 4.3.1.1 *Comportamento meccanico*

Il modello Damaged Plasticity si basa sull'assunzione che i due meccanismi principali di rottura siano la fessurazione per trazione e lo schiacciamento per compressione del calcestruzzo; l'evoluzione della superficie di snervamento che divide il regime elastico dal regime plastico è controllata da due variabili,  $\widetilde{\varepsilon}_t^{pl}$  (deformazione plastica di trazione equivalente), e  $\widetilde{\varepsilon}_c^{pl}$  (deformazione plastica di compressione equivalente), collegate ai meccanismi di rottura per trazione e per compressione, rispettivamente.

#### 4.3.1.2 *Comportamento delle tensioni di trazione e compressione monoassiali*

Il modello assume che la risposta di trazione e compressione monoassiale sia di tipo elasto-danno, come rappresentato nella figura 4.13:



4.13 - Risposta del calcestruzzo al carico in trazione (a), e compressione (b), monoassiale.[36]

La figura 4.13 mostra come sotto un carico monoassiale di trazione il diagramma tensione-deformazione segua un percorso lineare fino al valore della tensione di rottura  $\sigma_{t0}$ , valore che corrisponde alla formazione nel materiale di numerose microfessure; oltre tale livello la formazione di micro fessure viene rappresentata nel modello attraverso l'implementazione di un ramo di softening che traduce il formarsi di deformazioni localizzate nella struttura in calcestruzzo.

Quando il provino sia invece sottoposto a carico di compressione monoassiale, viene fornita una risposta lineare fino al valore del primo snervamento  $\sigma_{c0}$ , mentre successivamente il regime plastico è caratterizzato da un primo ramo di irrigidimento delle deformazioni e da un successivo ammorbidimento (softening), dopo aver superato il valore della tensione ultima  $\sigma_{cu}$ .

Nonostante le semplificazioni e le approssimazioni adottate, questa modellazione coglie bene le principali caratteristiche del comportamento del calcestruzzo.

In questo tipo di modelli, la curva di tensione-deformazione viene convertita automaticamente dal programma nella curva di tensione-deformazione plastica, utilizzando i parametri definiti dall'utente:

$$\sigma_t = \sigma_t(\widetilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i)$$

4-11

$$\sigma_c = \sigma_c(\widetilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i)$$

4-12

Con:

- $\widetilde{\varepsilon}_t^{pl}$  e  $\widetilde{\varepsilon}_c^{pl}$  deformazioni plastiche equivalenti;
- $\dot{\varepsilon}_t^{pl}$  e  $\dot{\varepsilon}_c^{pl}$  tassi di deformazione plastica equivalente;
- $\theta$  temperatura;
- $f_i (i = 1, 2 \dots)$  variabili di campo predefinite.

Come mostrato nella figura 4.13, quando il provino in calcestruzzo subisce uno scarico dal ramo di softening la sua risposta risulta indebolita a causa del fatto che la rigidità elastica si è danneggiata (o degradata). Tale effetto viene caratterizzato nel modello dalla definizione di due variabili di danno,  $d_t$  (danno di trazione), e  $d_c$  (danno di compressione), funzioni della deformazione plastica, della temperatura e di altre variabili di campo predefinite:



$$d_t = d_t(\widetilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_t \leq 1$$

4-13

$$d_c = d_c(\widetilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_c \leq 1$$

4-14

Le variabili di danno possono assumere un valore che varia da 0, per il materiale totalmente integro, a 1, che rappresenta la totale perdita di rigidità (materiale completamente danneggiato).

Definita  $E_0$  la rigidità elastica iniziale del materiale (cioè materiale ancora non danneggiato), le relazioni tensione-deformazione di tensione e compressione monoassiale sono, rispettivamente:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \widetilde{\varepsilon}_t^{pl})$$

4-15

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \widetilde{\varepsilon}_c^{pl})$$

4-16

Mentre le tensioni di coesione di trazione e compressione effettive, che determinano le dimensioni della superficie di rottura, sono:

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \widetilde{\varepsilon}_t^{pl})$$

4-17

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \widetilde{\varepsilon}_c^{pl})$$

4-18

### **4.3.1.3 Comportamento ciclico monoassiale**

Quando si sottopone un elemento ad un carico ciclico monoassiale, il meccanismo di degradazione diventa più complesso in quanto coinvolge sia l'apertura e chiusura delle microfessure che la loro reciproca interazione. Sperimentalmente si può osservare che, quando il carico cambia verso in un'analisi ciclica, vi è un certo recupero della rigidità elastica; tale fenomeno, conosciuto anche come effetto unilaterale (unilateral effect), è un aspetto importante del comportamento del calcestruzzo e risulta maggiormente marcato nel passaggio da carico di trazione a carico di compressione piuttosto che viceversa, determinando la chiusura delle fessure di trazione che si traduce in un recupero della rigidità a compressione.

Il modello Concrete Damaged Plasticity descrive l'effetto di riduzione del modulo elastico attraverso l'utilizzo di uno scalare, la variabile di degradazione  $d$ :

$$E = (1 - d)E_0$$

4-19

Con  $E_0$  modulo elastico iniziale (non danneggiato). L'equazione 4-19 è valida sia nel caso di tensione di trazione che nel caso di tensione di compressione nel ciclo di carico; la variabile di degradazione della rigidezza,  $d$ , è una funzione dello stato di tensione e delle variabili di danno monoassiali  $d_t$  e  $d_c$  secondo la relazione seguente:

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c) (1 - s_c d_t)$$

4-20

dove  $s_t$  e  $s_c$  sono funzioni dello stato di tensione introdotte al fine di modellare la variazione della rigidezza associata al cambio di verso del carico; vengono definite come:

$$s_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11}) \quad 0 \leq w_t \leq 1$$

4-21

$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})) \quad 0 \leq w_c \leq 1$$

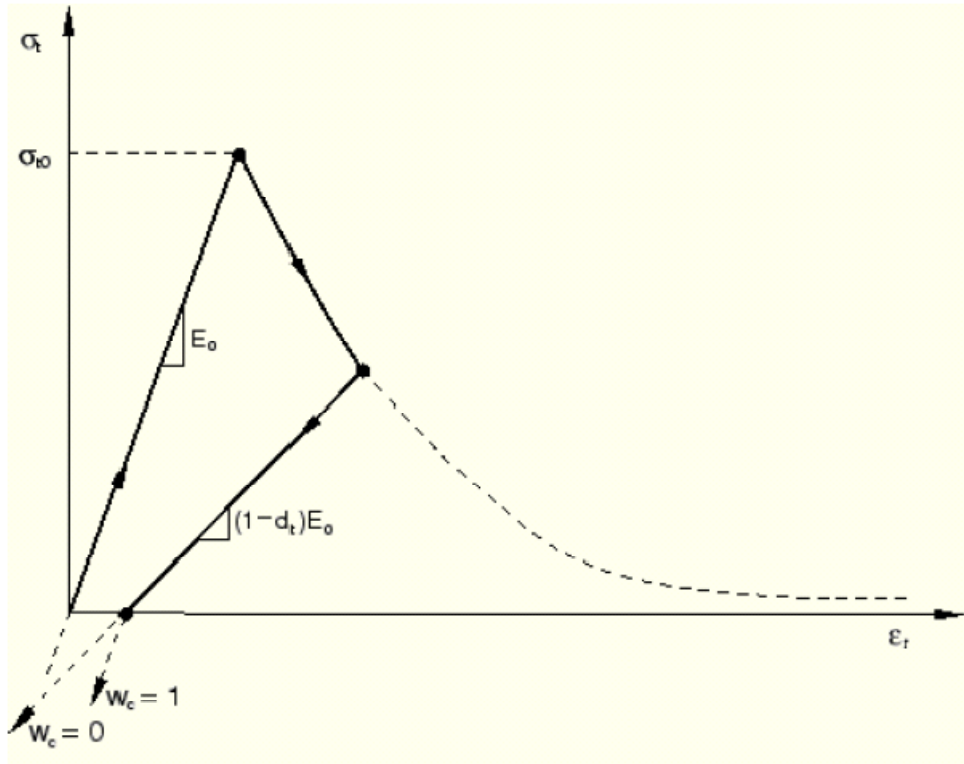
4-22

Con:

$$r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{se } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{se } \sigma_{11} < 0 \end{cases}$$

4-23

I termini  $w_t$  e  $w_c$  rappresentano dei fattori di peso funzioni delle proprietà del materiale; controllano il recupero della rigidezza a trazione e compressione conseguenza di un'inversione di carico. La figura seguente rappresenta una situazione tipo in cui si passa da carico di trazione a carico di compressione:



4.14 - Effetto del parametro del recupero della rigidità a compressione  $w_c$ . [36]

Assumendo che non vi sia stato alcun danno di compressione precedente (ovvero lo schiacciamento del calcestruzzo), il che corrisponde alla situazione in cui  $\tilde{\epsilon}_c = 0$  e  $d_c = 0$ , allora possiamo scrivere:

$$(1 - d) = (1 - s_c d_t) = (1 - 1 - w_c(1 - r^*(\sigma_{11})))d_t$$

4-24

- Se consideriamo la trazione ( $\sigma_{11} > 0$ ), risulta  $r^* = 1$  e  $d = d_t$  come ci si aspettava;
- Se si considera invece la compressione ( $\sigma_{11} < 0$ ), risulta  $r^* = 0$  e  $d = (1 - w_c)d_t$ . Se  $w_c$  assume valore unitario si ottiene  $d = 0$ , quindi il materiale recupera tutta la rigidità elastica e non risulta in nessun punto danneggiato (è il caso in cui il modulo elastico resta sempre non danneggiato,  $E = E_0$ ). Se invece  $w_c$  assume valore nullo allora risulta  $d = d_t$  e non vi è alcun recupero della rigidità. Valori intermedi del parametro  $w_c$  forniscono risultati di recupero parziale della rigidità.

#### 4.3.1.4 **Comportamento biassiale**

La relazione tensione-deformazione nello spazio tridimensionale per una sollecitazione multiassiale generica è data dalla seguente equazione matriciale:

$$\sigma(1-d)\mathbf{D}_0^{el}:(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl})$$

4-25

dove  $\boldsymbol{\sigma}$  è la matrice delle tensioni e  $\mathbf{D}_0^{el}$  è la matrice elastica iniziale (non danneggiata). Per quanto riguarda l'estensione al caso multiassiale della variabile di degradazione della rigidità,  $d$ , si sostituiscono nelle equazioni precedentemente descritte i termini  $r^*(\sigma_{11})$  con la matrice dei pesi delle tensioni multiassiale  $r(\hat{\boldsymbol{\sigma}})$ , definita come:

$$r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) = \frac{\sum_{i=1}^3 \langle \hat{\sigma}_i \rangle}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad 0 \leq r(\hat{\boldsymbol{\sigma}}) \leq 1$$

4-26

Dove  $\sigma_i (i = 1,2,3)$  sono le componenti principali di tensione. Si ricorda che l'operatore di Macaulay è definito come  $\langle \cdot \rangle = 0.5(|x| + x)$ .

#### 4.3.1.5 **Tension stiffening**

Il comportamento post-fessurativo del calcestruzzo viene ricreato attraverso il fenomeno del tension stiffening; tale modello permette di controllare l'ammorbidimento delle deformazioni nel calcestruzzo fessurato e anche di tener conto dell'interazione tra il calcestruzzo propriamente detto e le armature in acciaio.

Abaqus permette di definire il modello Tension Stiffening attraverso l'implementazione della relazione tensione-deformazione, o in alternativa della relazione tensione-spostamento (criterio dell'energia di rottura).

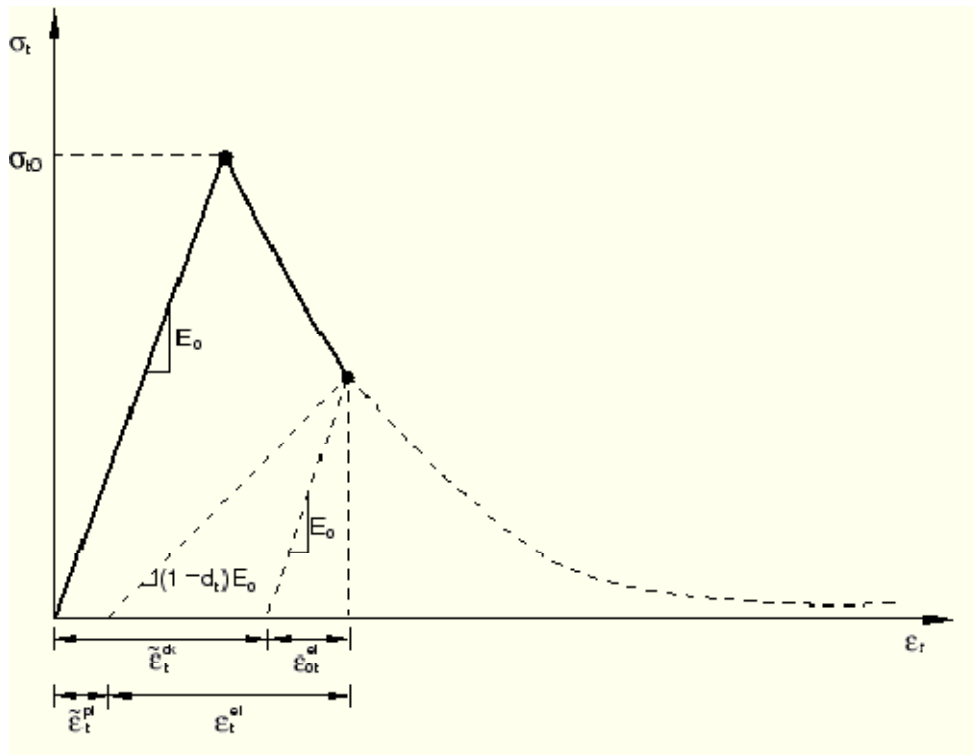
#### 4.3.1.6 **Relazione tensione-deformazione post-fessurativa**

Definire il comportamento post-fessurativo del calcestruzzo rinforzato generalmente significa implementare l'andamento delle tensioni dopo il raggiungimento del limite ultimo come funzioni della deformazione di rottura  $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{ck}$ ; quest'ultimo parametro è definito come la differenza tra la deformazione totale e la deformazione elastica corrispondente al materiale non danneggiato:

$$\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{ck} = \boldsymbol{\varepsilon}_t - \boldsymbol{\varepsilon}_{0t}^{el}$$

92

Con  $\varepsilon_{0t}^{el} = \sigma_t/E_0$ .



4.15 - Deformazione di rottura  $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$  utilizzata nella definizione del Tension Stiffening.[36]

In Abaqus l'implementazione dei dati relativi al ramo di softening viene effettuata definendo la deformazione di rottura  $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ . Quando siano disponibili anche dati riguardanti lo scarico del materiale, è possibile implementarli in termini di curva di danno a trazione,  $d_t - \tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ ; il programma provvede automaticamente a convertire i valori di deformazione di rottura in valori di deformazione plastica, applicando la seguente equazione:

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0}$$

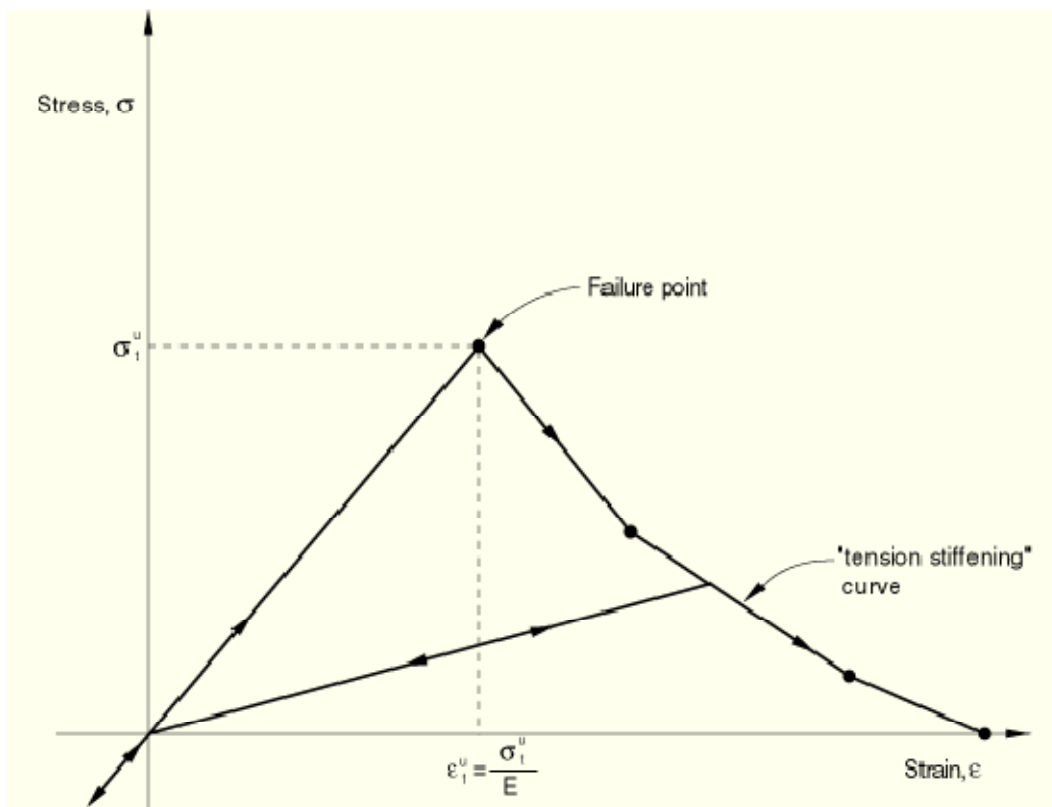
4-28

Nel caso in cui tale relazione non sia rispettata, cioè vengano forniti risultati di deformazione plastica negativi o decrescenti al crescere della deformazione di rottura, Abaqus blocca automaticamente l'analisi mandando in output un messaggio d'errore. Nel caso in cui l'utente non specifichi alcuna variabile di danno a trazione, per impostazione predefinita si assume  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ .

Per i provini in cui siano assenti armature di rinforzo o siano presenti in piccole quantità, l'implementazione del Tension Stiffening con una relazione di tipo

tensione-deformazione introduce una certa sensibilità della mesh nei risultati, nel senso che la soluzione non converge ad un unico valore col procedere dell'infittimento della mesh, dal momento che le fessure divengono più sottili. Questa problematica si presenta soprattutto in quei casi in cui la fessurazione si manifesta solo in alcune regioni localizzate del modello e, nonostante si infittisca la mesh, non si ottengono nuove zone fessurate; nei casi in cui il quadro fessurativo è ben distribuito e le armature attraversano la maggior parte degli elementi, tuttavia, quest'effetto è trascurabile.

L'effetto di tension stiffening di un particolare elemento o struttura deve essere stimato; dipende da numerosi fattori tra cui la densità del rinforzo presente, la qualità della superficie di adesione tra l'acciaio e il calcestruzzo, la dimensione degli aggregati rispetto al diametro delle armature e non ultimo dalla mesh. Nel caso in esame, in assenza di valori certi, i valori utilizzati sono stati presi facendo riferimento a valori standard da normativa per il calcestruzzo.



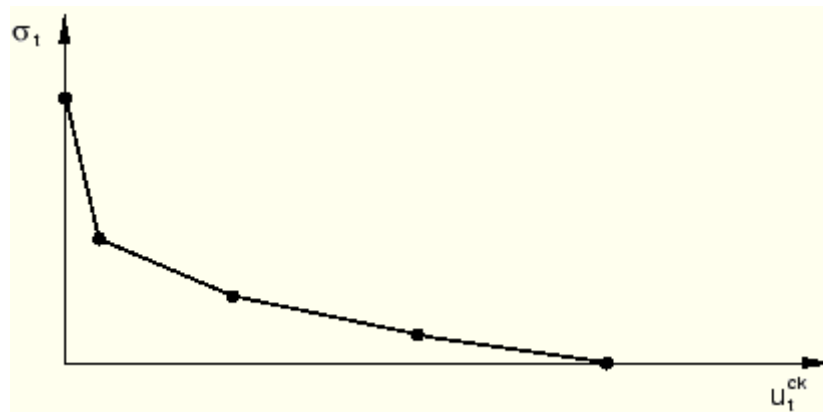
4.16 - Modello di Tension Stiffening.[36]

#### 4.3.1.7 Criterio dell'energia di rottura

Nei casi in cui in regioni significative del modello non siano presenti armature, il procedimento per la definizione del tension stiffening precedentemente descritto introduce un'indesiderata sensibilità della mesh sui risultati. Per far fronte a tale

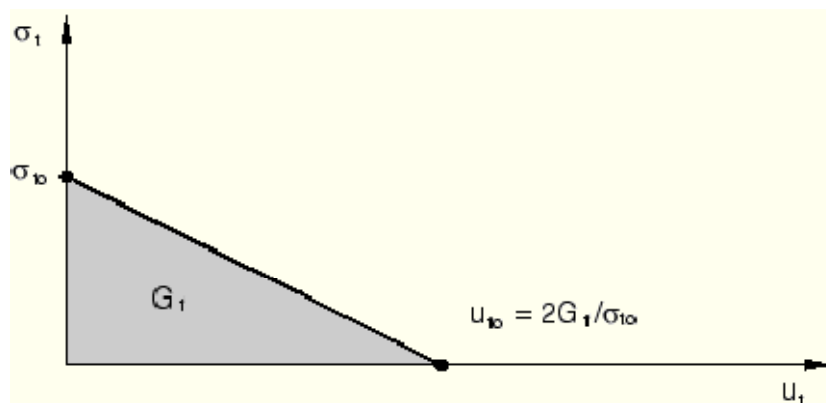
problema, è stato adottato per la maggioranza delle applicazioni il criterio di rottura proposto da Hilleborg (1976) [40], il quale definisce l'energia necessaria all'apertura di un'unità di fessura,  $G_f$ , come un parametro del materiale, utilizzando concetti di rottura fragile; in questo modo il comportamento fragile del calcestruzzo viene caratterizzato da una relazione di tensione-spostamento piuttosto che da una relazione di tensione-deformazione.

Questo modello dell'energia di rottura può essere definito implementando le tensioni post-fessurative come funzioni dello spostamento associato ad un punto, come mostrato nella figura seguente.



4.17 - Curva tensione-spostamento post-fessurativa.[36]

In alternativa l'energia di frattura  $G_f$ , può essere specificata direttamente come proprietà del materiale, definendo la tensione di rottura  $\sigma_{t0}$  in funzione dell'energia di rottura associata; questo modello si basa sulla diminuzione lineare della resistenza dopo la rottura, così come mostrato dalla figura successiva.



4.18 - Curva tensione-energia di rottura post-fessurativa.[36]

La spostamento della fessura a cui avviene la completa perdita di resistenza risulta quindi:

$$u_{t0} = 2G_f/\sigma_{t0}$$

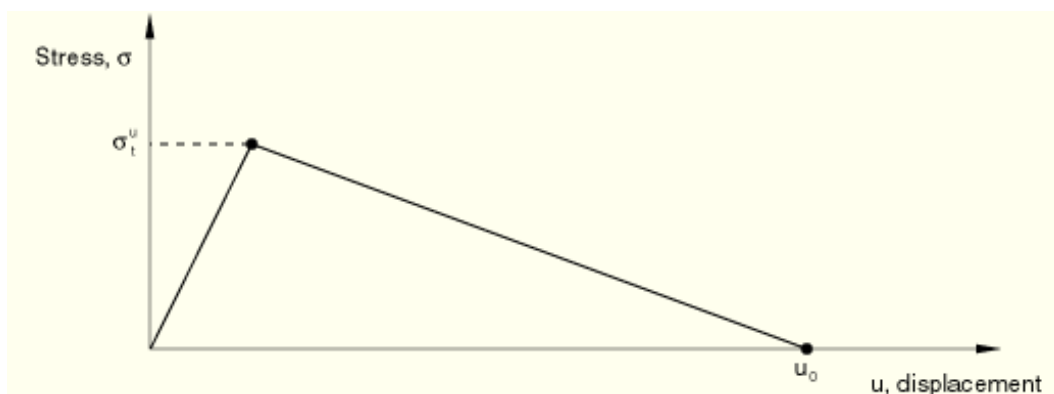
Valori tipici dell'energia di rottura  $G_f$  variano da 40 N/m per un calcestruzzo generalmente utilizzato nelle normali costruzioni (resistenza a compressione  $R_{ck} = 20$  MPa), a 120 N/m per un calcestruzzo ad alta resistenza ( $R_{ck} = 40$ MPa).

Anche in questo caso, se la variabile di danno a trazione viene specificata dall'utente, Abaqus converte automaticamente il valore dello spostamento di rottura nel valore di spostamento plastico applicando l'equazione:

$$u_t^{pl} = u_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_t l_0}{E_0}$$

4-30

dove la lunghezza del provino  $l_0$  viene assunta come lunghezza unitaria. Tale lunghezza, che rappresenta la dimensione tipica di una fessura, dipende dalla geometria dell'elemento e dalla sua formulazione; generalmente si considera la lunghezza di una linea attraverso un elemento del primo ordine (lineare), oppure metà della medesima linea se l'elemento considerato è del secondo ordine (quadratico). Per elementi beam e truss solitamente si considera una lunghezza caratteristica, facilmente la dimensione della mesh, lungo il loro asse longitudinale, mentre membrane e shell hanno una lunghezza caratteristica rappresentata da una delle dimensioni delle superfici ad esse associate. La definizione di una lunghezza caratteristica è necessaria in quanto non si conosce a priori la direzione della fessura, quindi elementi con forme e dimensioni molto differenti avranno un comportamento molto discrepante secondo la direzione in cui si propagano le fessure; per questo motivo rimarrà sempre e comunque una certa sensibilità della mesh e, per risultati il più corretti e univoci possibili, è consigliabile l'utilizzo di elementi quanto possibile più vicini al quadrato.



4.19 - Criterio dell'energia di rottura.[36]



Questo approccio per la modellazione del comportamento fragile del calcestruzzo richiede la definizione dello spostamento  $u_0$  a cui l'approssimazione lineare del ramo di softening fornisce tensione nulla (si veda in proposito la figura precedente). La tensione di rottura  $\sigma_t^u$  si manifesta in corrispondenza di una deformazione di rottura (definita dal rapporto tra la tensione ed il modulo elastico), tuttavia per l'implementazione si considera lo spostamento a cui la tensione va a zero, spostamento che per sua definizione è indipendente dalla lunghezza del provino. Per questo motivo, perché la struttura in oggetto rimanga in equilibrio dopo l'apertura di fessure, è necessario che le sue dimensioni siano tali che la deformazione a rottura  $\varepsilon_t^u$  sia minore della tensione corrispondente a quel valore di spostamento:

$$\varepsilon_t^u < u_0/l$$

4-31

Lo spostamento ultimo  $u_0$  può essere stimato attraverso l'energia di rottura per unità di area  $G_f$  come  $u_0 = 2G_f/\sigma_t^u$ , dove  $\sigma_t^u$  è la tensione a trazione massima del calcestruzzo. Valori tipici di  $u_0$  variano da 0.05 mm per calcestruzzi normali fino a 0.08 mm per calcestruzzi ad alta resistenza. Un valore tipico di  $\varepsilon_t^u$  è  $10^{-4}$ , così che la lunghezza critica sia limitata a  $L < 500$  mm.

Se il provino risultasse di lunghezza maggiore della lunghezza critica  $L$ , ciò implicherebbe un accumulo di una quantità di energia maggiore di quella che è in grado di dissipare tramite il processo di fessurazione; parte dell'energia di deformazione dovrà perciò essere convertita in energia cinetica e la rottura dovrà avvenire in modo dinamico anche se in presenza di un carico statico. Ciò significa che quando questo approccio venga utilizzato nei problemi ad elementi finiti, la lunghezza caratteristica dell'elemento non deve superare la lunghezza critica oppure devono essere introdotte considerazioni di tipo dinamico. Il solutore di Abaqus controlla automaticamente la lunghezza caratteristica di ciascun elemento e non permette l'analisi se non viene rispettata la relazione  $l < u_0/\varepsilon_t^u$ . In questo caso è necessario infittire la mesh oppure utilizzare il sopramenzionato criterio tensione-deformazione per la definizione del tension stiffening. Dal momento che l'approccio dell'energia di frattura è generalmente utilizzato per il calcestruzzo non rinforzato, raramente vengono superati limiti nella meshatura.

### 4.3.1.8 *Comportamento a compressione*

Nell'ambito del modello Concrete Damaged Plasticity, il comportamento del calcestruzzo al di fuori del regime elastico viene descritto implementando per punti la tensione misurata in funzione della deformazione anelastica  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$  e, se richiesto, del tasso di deformazione, della temperatura e di altre variabili di campo predefinite.

Abaqus legge solamente valori positivi delle tensioni, quindi è necessario implementarne i valori assoluti (si ricorda che per convenzione in Abaqus le tensioni di trazione sono considerate positive, mentre quelle di compressione sono considerate negative); i valori del ramo di hardening vengono dati in funzione della deformazione anelastica  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ , invece che della deformazione plastica  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ , essendo la deformazione anelastica di compressione definita come differenza tra la deformazione totale e la deformazione elastica corrispondente al materiale non danneggiato:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el}$$

4-32

Con  $\varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c / E_0$ .

I dati relativi allo scarico vengono implementati definendo per punti la curva di danno a compressione,  $d_c - \tilde{\varepsilon}_c^{in}$ ; il programma provvede automaticamente a convertire i valori di deformazione anelastica nei corrispondenti valori di deformazione plastica utilizzando la seguente equazione:

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0}$$

4-33

Così come accade nel caso dell'implementazione del diagramma tensione-deformazione, se le deformazioni plastiche risultassero negative o decrescenti al crescere della deformazione anelastica, il solutore si blocca e viene mandato in output un messaggio di errore. Nel caso non venga specificato alcun parametro di danno a compressione, come impostazione predefinita risulta  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in}$ .

### 4.3.1.9 *Variabili di danno*

Le variabili di danno  $d_t$  e  $d_c$  possono essere specificate puntualmente, come valori associati ad una certa deformazione o spostamento dei punti del modello. Se non

viene specificata alcuna variabile di danno, come già accennato in precedenza, il modello risulta un modello plastico semplice, in cui cioè  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{ck}$  e  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in}$ .

Le suddette variabili di danno sono trattate come proprietà del materiale non decrescenti: ad ogni incremento dell'analisi il nuovo valore delle variabili di danno è ottenuto come il massimo tra il valore all'incremento precedente e il valore corrispondente allo stato attuale, ottenuto interpolando i valori introdotti dall'utente.

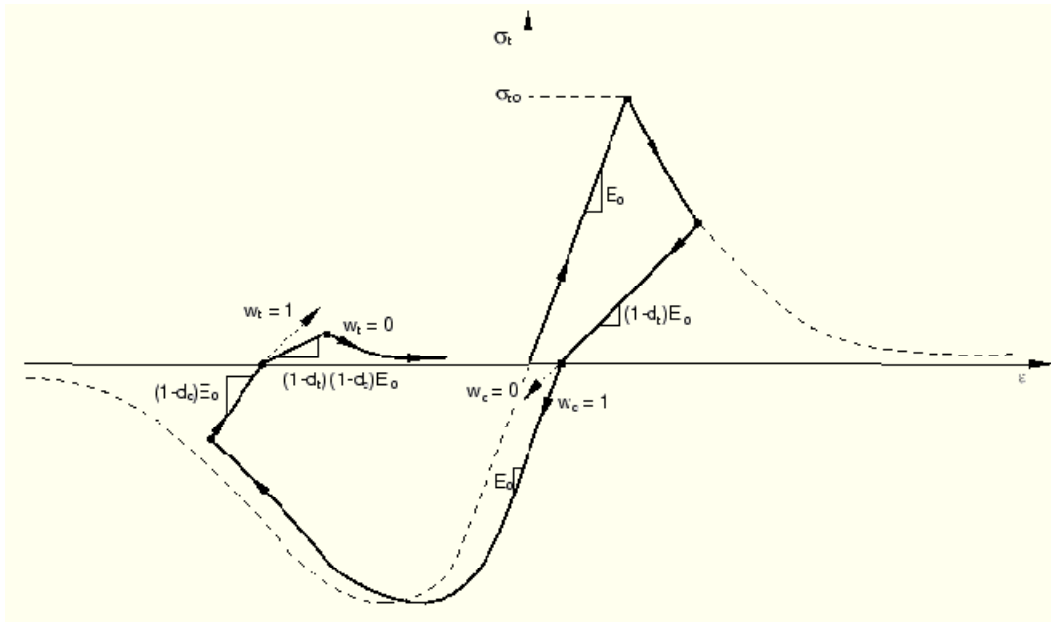
La scelta delle variabili di danno, così come dell'ampiezza del ramo di softening, sono molto importanti poiché influiscono sul tasso di convergenza della simulazione; si raccomanda di evitare l'utilizzo di variabili di danno superiori allo 0.99, che corrisponde al 99% della riduzione della rigidità.

#### **4.3.1.10 Recupero della rigidità**

Come già discusso in precedenza, il modello Concrete Damaged Plasticity è particolarmente adatto alla gestione di problemi che coinvolgano carichi ciclici del calcestruzzo; in tali applicazioni il recupero della rigidità risulta essere un aspetto molto importante, Abaqus permette quindi la definizione diretta di tale comportamento tramite l'implementazione di due opportuni fattori di recupero della rigidità  $w_t$  e  $w_c$ .

Le osservazioni sperimentali hanno dimostrato che, nella maggior parte dei materiali quasi-fragili, ivi compreso il calcestruzzo, la rigidità a compressione, danneggiata a causa dell'apertura di fessure di trazione, viene recuperata dopo che il verso del carico è stato invertito, per effetto della chiusura delle fessure stesse. D'altro canto, come facilmente intuibile, la rigidità a trazione non viene recuperata dopo che il carico è stato invertito da compressione a trazione, a causa del permanere delle fessure formatesi. Questo comportamento, impostato automaticamente dal programma in assenza di specificazioni diverse, corrisponde a  $w_t = 0$  e  $w_c = 1$ .

La figura 4.20 mostra l'influenza di questi fattori sul carico ciclico di un provino con le caratteristiche pocanzi descritte.



4.20 - Ciclo di carico monoassiale (trazione - compressione - trazione).[36]

#### 4.3.1.11 Tensioni effettive

Le equazioni risolutive su cui si basa il modello Concrete Damaged Plasticity, cioè quelle equazioni che gestiscono la definizione della superficie di rottura, sono piuttosto complesse poiché un modello del tipo plasto-danno deve gestire contemporaneamente molti differenti effetti di comportamento del materiale (tensioni, scorrimento plastico, rotture).

Le tensioni effettive vengono definite dalla seguente equazione matriciale:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el}: (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl})$$

4-34

Il potenziale di flusso plastico e la superficie di snervamento ricorrono all'uso di due invarianti tensoriali del tensore delle tensioni effettive, la tensione di pressione idrostatica  $\bar{p}$  e la tensione equivalente di Mises  $\bar{q}$ :

$$\bar{p} = -1/3 \text{trace}(\bar{\boldsymbol{\sigma}})$$

4-35

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (\bar{\boldsymbol{S}} : \bar{\boldsymbol{S}})}$$

4-36

Dove  $\bar{\boldsymbol{S}}$  è la tensione deviatorica effettiva, definita come:

$$\bar{\mathbf{S}} = \bar{\boldsymbol{\sigma}} + \bar{p}\mathbf{I}$$

4-37

Il modello Concrete Damaged Plasticity ricorre all'utilizzo di un potenziale di flusso, funzione continua e senza picchi, al fine di garantire che la direzione del flusso sia univocamente definita. Nel caso specifico si tratta di un potenziale di flusso plastico non associato, la funzione iperbolica di Drucker-Prager, definita come:

$$G = \sqrt{(e\sigma_{t0}\tan\psi^2) + \bar{q}^2} - \bar{p}\tan\psi$$

4-38

Con:

- $\psi(\theta, f_i)$  angolo di dilatazione misurato nel piano p-q quando la tensione di confinamento sia elevata;
- $\sigma_{t0}(\theta, f_i) = \sigma_t|_{\tilde{\epsilon}_t^{pl}=0, \tilde{\epsilon}_c^{pl}=0}$  tensione di trazione monoassiale a rottura, calcolata dai dati di Tension Stiffening implementati dall'utente;
- $e(\theta, f_i)$  parametro detto eccentricità che definisce la pendenza con cui la funzione si approccia all'asintoto (il potenziale di flusso tende ad essere una linea retta col tendere a zero dell'eccentricità).

L'eccentricità predefinita è  $e = 0.1$ , il che induce il materiale ad avere quasi lo stesso angolo di dilatazione per un grande intervallo di valori di tensioni di confinamento; aumentando il valore dell'eccentricità si aumenta la curvatura del potenziale di flusso, determinando la rapida crescita dell'angolo di dilatazione col decrescere della tensione di confinamento. Valori di eccentricità che siano significativamente minori del valore predefinito ( $e = 0.1$ ), possono portare a problemi di convergenza in simulazioni ove la tensione di confinamento sia bassa a causa della curvatura troppo scarsa del potenziale di flusso in corrispondenza dell'intersezione con l'asse p.

Per quanto riguarda la superficie di snervamento (o rottura), il modello fa uso della funzione di snervamento di Lubliner et al. (1989) [41], con le modifiche apportate da Lee et Fenves (1998) [42], per tenere in conto il differente comportamento della resistenza a compressione piuttosto che a trazione.

L'evoluzione della superficie di snervamento è controllata dalle variabili di irrigidimento  $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$  e  $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$ , e in termini di tensione equivalente può essere scritta come:

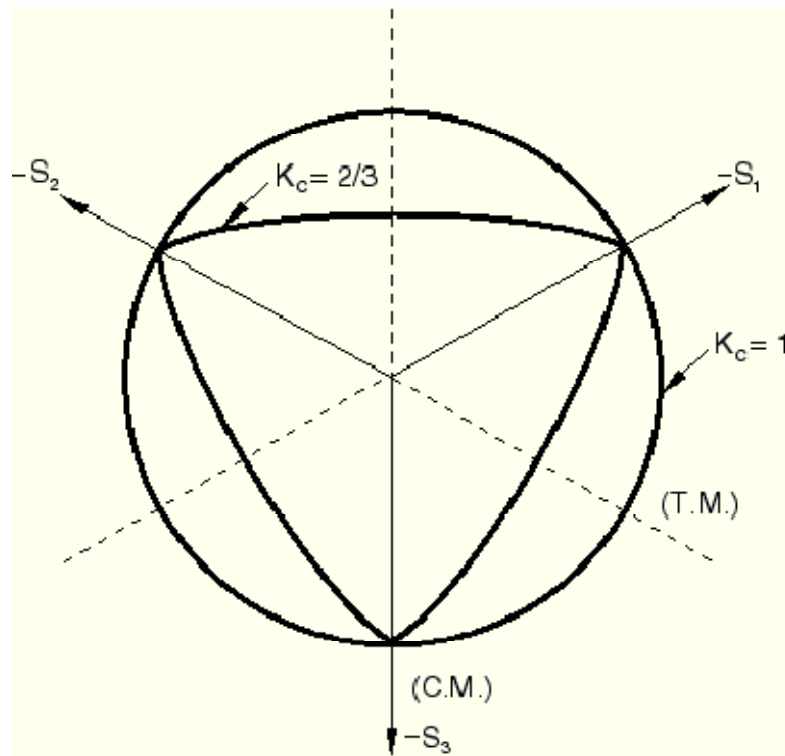
$$F = \frac{1}{1 - \alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^{pl})\langle\hat{\sigma}_{max}\rangle - \gamma\langle-\hat{\sigma}_{max}\rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}) = 0$$

4-39

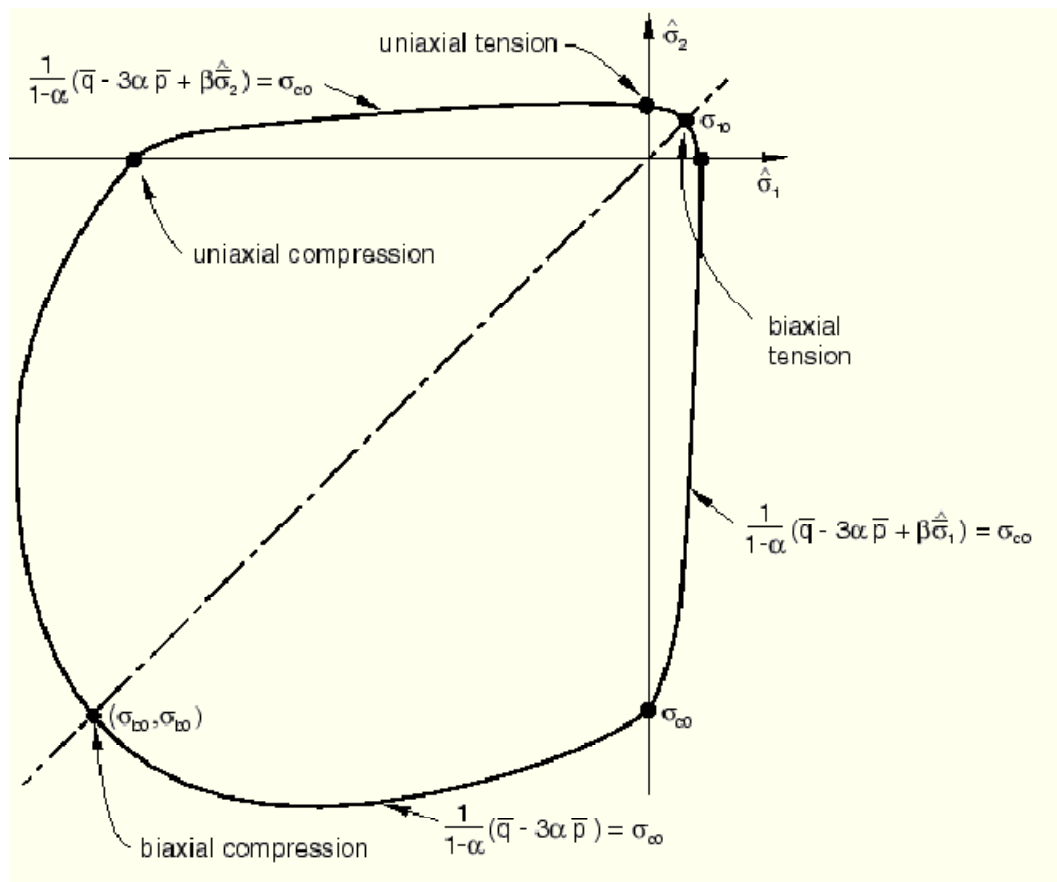
Con:

- $\alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)^{-1}}{2\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}\right)^{-1}-1}; 0 \leq \alpha \leq 0.5;$
- $\beta = \frac{\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha);$
- $\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}$
- $\hat{\sigma}_{max}$  tensione effettiva principale massima;
- $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$  rapporto tra la tensione di snervamento iniziale biassiale a compressione e la tensione di snervamento iniziale monoassiale a compressione (nel caso non si specifichi nulla il valore predefinito è di 1.16);
- $K_c$  ( $0.5 < K_c \leq 1.0$ ) rapporto tra la seconda invariante della tensione nel meridiano di trazione,  $q_{(TM)}$ , e quella nel meridiano di compressione,  $q_{(cM)}$ , allo snervamento iniziale per ogni valore dell'invariante di pressione p, in modo tale che la tensione principale massima sia negativa ( $\hat{\sigma}_{max}$ );
- $\bar{\sigma}_t(\bar{\epsilon}_t^{pl})$  tensione di coesione a trazione effettiva;
- $\bar{\sigma}_c(\bar{\epsilon}_c^{pl})$  tensione di coesione a compressione effettiva.

Dal momento che il flusso plastico, come già accennato, non è associato, l'utilizzo del modello Concrete Damaged Plasticity porta alla scrittura di una matrice di rigidezza non simmetrica; per questo motivo, al fine di mantenere durante tutta l'analisi un adeguato tasso di convergenza, è necessario utilizzare lo schema risolutivo non simmetrico. Abaqus attiva automaticamente tale opzione di soluzione non simmetrica nel momento in cui viene utilizzato il modello di danno plastico; è possibile, comunque, disattivare tale opzione per uno o più step di carico presenti nell'analisi.



4.21 - Superficie di snervamento corrispondente a diversi valori di  $K_c$ . [36]



4.22 - Superficie di snervamento nel caso di tensioni piane. [36]

#### 4.3.1.12 **Regolarizzazione viscoplastica**

Modelli in cui i materiali costitutivi presentino un ramo di softening e un degrado della rigidità spesso portano ad avere gravi difficoltà di convergenza nei programmi di analisi implicita; una tecnica comune e molto utilizzata per superare alcuni di questi problemi consiste nell'utilizzare una regolarizzazione viscoplastica delle equazioni costitutive, che costringe la tangente alla curva della rigidità del materiale in softening a diventare positiva per intervalli di incremento temporale sufficientemente piccoli.

Il modello Concrete Damaged Plasticity sopporta questa regolarizzazione viscoplastica che concretamente si traduce nella possibilità delle tensioni di localizzarsi al di fuori della superficie di snervamento. Viene utilizzata una generalizzazione delle equazioni di regolarizzazione di Duvaut-Lions, in accordo con le quali il tensore del grado di deformazione viscoplastica  $\dot{\epsilon}_v^{pl}$ , è definito come:

$$\dot{\epsilon}_v^{pl} = \frac{1}{\mu} (\dot{\epsilon}^{pl} - \dot{\epsilon}_v^{pl})$$

4-40

Dove  $\mu$  è il parametro di viscosità che rappresenta il tempo di rilassamento del sistema viscoplastico e  $\epsilon^{pl}$  è la deformazione plastica misurata nel modello non viscoso.

In maniera analoga viene de

definita una variabile di degrado della rigidità viscosa  $d_v$ , per il sistema viscoplastico:

$$\dot{d}_v = \frac{1}{\mu} (d - d_v)$$

4-41

dove  $d$  è la variabile di degrado misurata nel modello non viscoso. Infine la relazione tensione-deformazione del modello viscoplastico è data da:

$$\sigma(1 - d_v) D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon_v^{pl})$$

4-42

L'utilizzo della regolarizzazione viscoplastica con un valore piccolo del parametro viscoso (piccolo rispetto all'incremento di tempo caratteristico), solitamente aiuta ad



aumentare il tasso di convergenza del modello nel regime di softening senza comprometterne i risultati. L'idea di fondo è che la soluzione del sistema viscoplastico tenda a quella del sistema non viscoso quando  $t/\mu \rightarrow \infty$ , dove  $t$  è il tempo.

In Abaqus il valore predefinito del parametro di viscosità è 0, però è possibile specificarne uno diverso come parte delle caratteristiche del materiale con danno plastico. Se tale parametro è diverso da 0, i risultati delle deformazioni plastiche e del degrado della rigidità saranno forniti in termini viscoplastici,  $\epsilon_v^{pl}$  e  $d_v$ .

#### **4.3.1.13 Visualizzazione della direzione delle fessure**

Diversamente dalla modellazione del calcestruzzo basata sull'approccio smeared crack, il modello di danno plastico non si basa sul concetto dello sviluppo di una fessura a partire da un punto di integrazione. In ogni caso è possibile ricorrere al concetto di direzione effettiva della fessura, con l'obiettivo di ottenere una visualizzazione grafica del quadro fessurativo nella struttura in calcestruzzo.

A tal fine è possibile adottare diversi criteri nell'ambito della definizione della direzione di fessura in modelli di danno plastico; seguendo la proposta di Lubliner (1989) [41], si assume che la fessura inizi nei punti in cui la deformazione plastica equivalente sia maggiore di 0,  $\bar{\epsilon}_t^{pl} > 0$ , e la deformazione plastica massima sia positiva. La direzione del vettore normale al piano di rottura viene considerata parallela alla direzione della deformazione plastica principale e può essere visualizzata nel modulo grafico dei prodotti della famiglia Abaqus.



## 5 MODELLAZIONE NUMERICA

### 5.1 Geometria

Uno degli aspetti fondamentali nell'ambito della modellazione ad elementi finiti, è quello di dover cercare di creare un modello che non risulti oltremodo gravoso in termini di tempo di risoluzione. È necessario che il modello presenti una certa funzionalità, sempre in termini di tempo, senza che venga però a mancare la correttezza dei risultati. Per raggiungere tale obiettivo è doveroso limitare la modellazione dell'entità fisica solamente alla parte di interesse, tralasciando invece quelle che non sono interessate dal fenomeno sotto esame. Ciò contribuisce anche a rendere l'implementazione del modello meno articolata, ma non bisogna dimenticare di prestare attenzione alle semplificazioni geometriche che si introducono, introducendo gli accorgimenti opportuni.

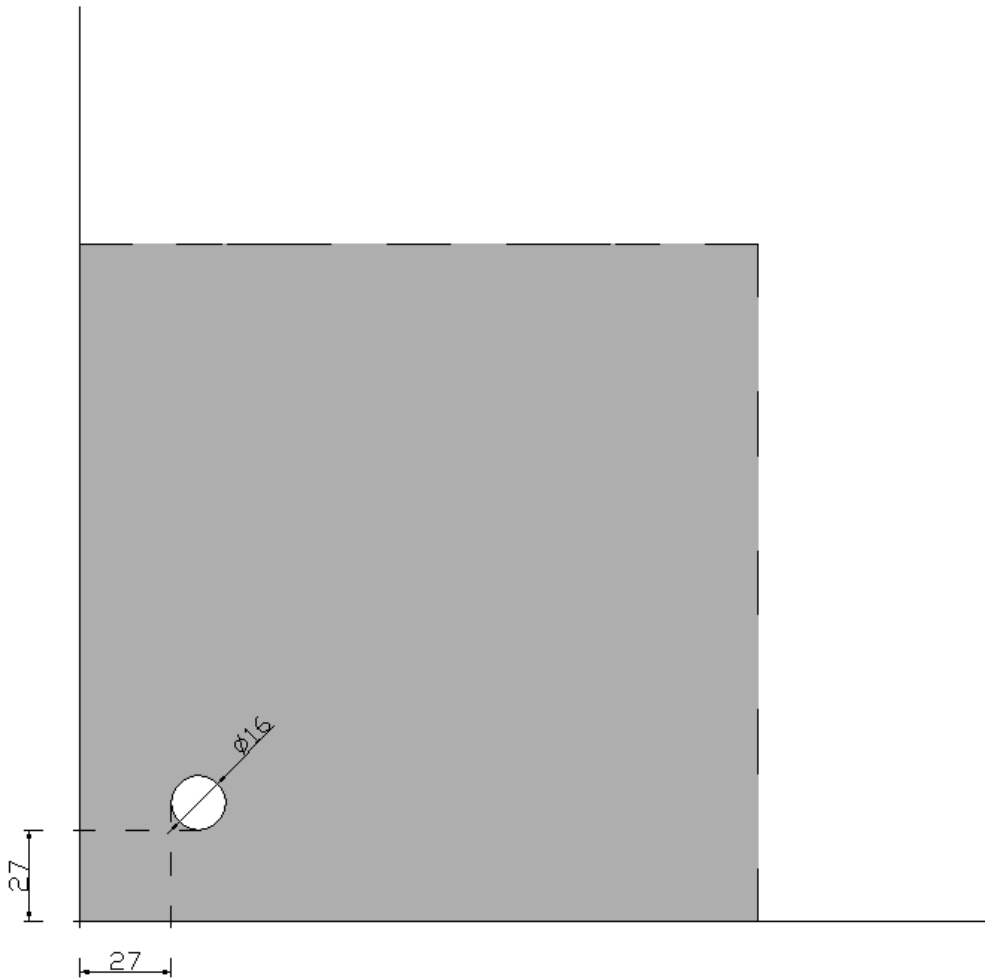
Nel caso in esame, il fenomeno che si vuole analizzare, è quello della fessurazione del copriferro, provocata dall'espansione conseguente alla corrosione innescata dall'ingresso dei cloruri, di un'armatura situata in una zona d'angolo di una trave rettangolare. La scelta è ricaduta in tale zona poiché lì, essendo esposta a due fronti d'ingresso degli agenti esterni, il degrado è più gravoso.

Per i motivi appena descritti, si è deciso di rappresentare solamente la zona angolare della sezione della trave. La soluzione è uno stato piano di deformazione, modellando una sezione con spessore unitario. Si avrà così un quadrato di lato 200 mm, il lato sinistro e quello inferiore costituiscono le pareti esterne della trave, che risultano perciò libere da vincoli meccanici, il lato destro, analogamente a quello superiore, costituiscono le pareti dove la modellazione della trave viene interrotta. I nodi appartenenti a questi ultimi due lati sono stati incastrati imponendo delle condizioni al contorno, rappresentando così la continuità del materiale che si ha nel caso reale.

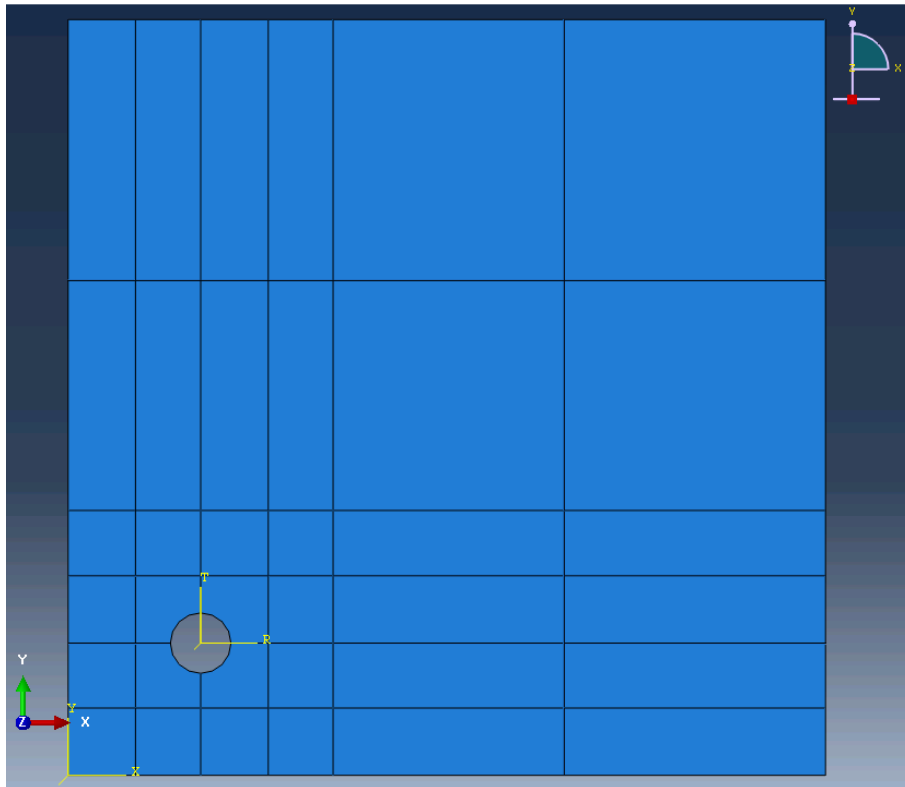
La barra è rappresentata con un foro con diametro di 16 mm all'interno della sezione ed è equidistante dalle due pareti esterne, infatti i due copri ferri hanno lo stesso spessore di 27 mm.

Ciò che permette di considerare la barra un foro all'interno della sezione piuttosto che una sezione circolare di materiale diverso, acciaio, a contatto con il calcestruzzo circostante, è la considerazione, che si trova anche negli studi degli autori presi in considerazione, che il modulo elastico dell'acciaio, e dell'acciaio arrugginito, sia

considerevolmente maggiore di quello del calcestruzzo. Questo corrisponde a dire che la barra risulti incompressibile e che la sua azione sulla parete di contatto con il calcestruzzo corrisponda all'imposizione di spostamenti, metodo con il quale verrà effettivamente implementata la suddetta azione nell'analisi.



5.1 - Schema della geometria della zona implementata nel modello ad elementi finiti.

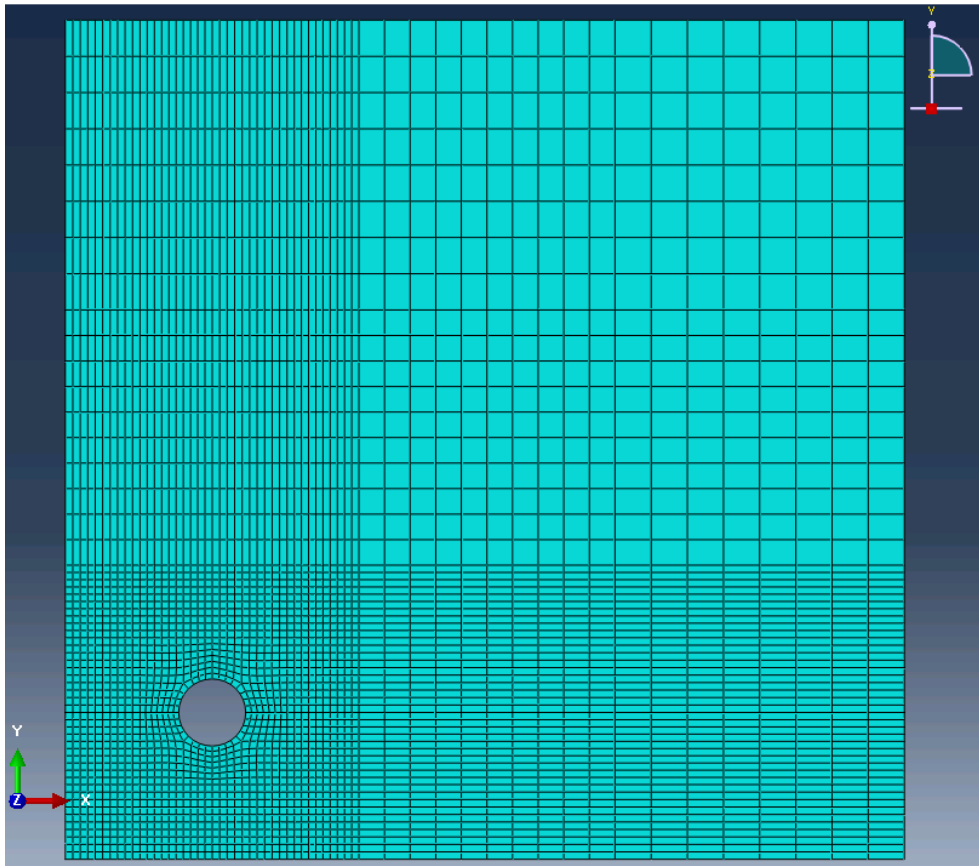


5.2 - Visualizzazione della geometria del modello nel preprocessore di Abaqus.

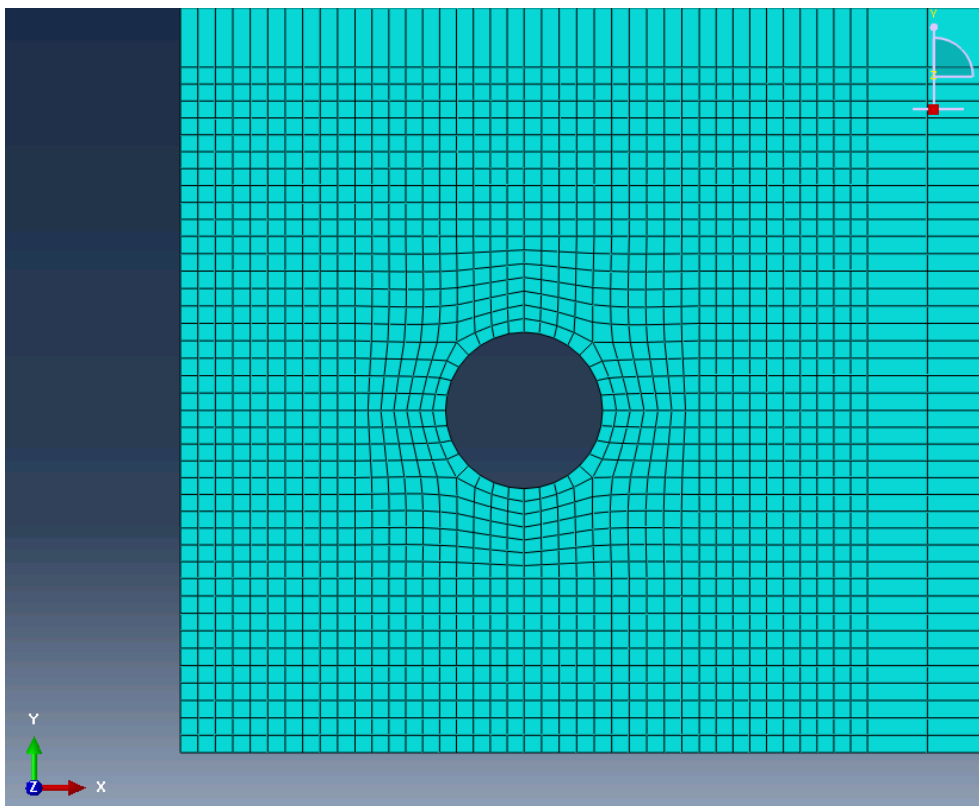
## 5.2 Elementi finiti e mesh

Nella scelta del tipo di elementi finiti da impiegare nel modello è indispensabile tenere conto del fatto che il tipo di analisi che si vuole effettuare ha una duplice natura. Oltre a tener conto degli effetti meccanici, infatti, c'è la necessità di dover risolvere la parte dell'analisi legata alla diffusione del materiale, ovvero del trasporto di temperatura. Per poter svolgere entrambe le analisi in maniera accoppiata si sfrutta un particolare tipologia di elementi finiti presenti nella libreria predefinita di Abaqus. Tali elementi, lineari e a quattro nodi, appartengono alla famiglia “Coupled Temperature-Displacement”, consentono di effettuare un'analisi agli stati piani di deformazione e sono denominati CPE4T. Sono descritti nella seguente maniera da Abaqus: elementi a quattro nodi agli stati piani di tensione accoppiati termicamente, spostamenti e temperatura bilineari.

Per quanto riguarda la mesh, come per ogni modello, bisogna bilanciare l'accuratezza dei risultati e i tempi di risoluzione bilanciando opportunamente il numero di elementi che si utilizzano. Si è cercato di rendere più fine possibile la mesh della zona contenente la barra, dove avvengono i fenomeni di interesse per questo studio, per poi passare ad una mesh più rada nelle zone periferiche, per evitare un inutile incremento dell'onere computazionale.



5.3 - Mesh del modello.



5.4 - Dettaglio della mesh nei pressi della barra.

### 5.3 Materiale e condizioni al contorno

Per quanto concerne i due lati esterni, ovvero quelli che si trovano esposti all'attacco, si è imposta una forzante esterna costante nel tempo, sottoforma di temperatura ma che rappresenta una concentrazione di cloruri. L'ipotesi che il livello di cloruri esterno sia costante è diffusamente accettata in letteratura nelle pubblicazioni trattanti l'argomento.

Per il dato relativo alla concentrazione esterna dei cloruri e per quello relativo alla soglia critica necessaria alla rottura del film protettivo, si è fatto riferimento alla pubblicazione di Papakonstantinou e Shinozuka [33].

Per il primo si è assunto perciò un valore di  $1.3 \cdot 10^{-8}$  kg/ mm<sup>3</sup>, questo dato è stato utilizzato per imporre la condizione al contorno in tutti i nodi appartenenti ai lati esterni della sezione della trave. Abaqus non utilizza alcun sistema di unità di misura, perciò i dati che vanno forniti devono essere consistenti. Ciò permette di sfruttare l'analogia tra diffusione e conduzione, difatti il dato inserito sarebbe per il programma una temperatura.

Il secondo dato, quello relativo alla concentrazione critica di cloruri, assume il valore di  $1.2 \cdot 10^{-9}$  kg/ mm<sup>3</sup>. Tale valore compare all'interno della user subroutine come è stato spiegato in dettaglio nella sezione dedicata.

Resta da definire il valore della diffusività dei cloruri all'interno del mezzo poroso. Tale dato, che può dipendere dal materiale e dalle condizioni ambientali, è stato scelto all'interno del intervallo che va  $10^{-13}$  e  $10^{-10}$  m<sup>2</sup>/s. Questo rappresenta il range di valori tipici per il parametro in questione che è stato proposto per la prima volta da Collepari [2] ed è universalmente accettato in letteratura.

Operando un'opportuna trasformazione di unità di misura, il valore che è stato utilizzato nell'analisi è pari a 1000 mm<sup>2</sup>/anno. Riprendendo le considerazioni fatte a riguardo dell'analogia tra fenomeni di trasporto di diversa natura nella sezione del quarto capitolo, si ricorda che:

Seconda legge di Fick:

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

5-1

Equazione del calore:

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{k}{c_p \rho} \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}$$

5-2

Con  $\alpha = \frac{k}{c_p \rho}$  chiamata diffusività termica, dipendente dalla conducibilità termica  $k$ , la densità di massa  $\rho$  e la capacità termica specifica  $c_p$ .

Il parametro  $D$  va quindi confrontato con  $\alpha = \frac{k}{c_p \rho}$ , in particolare, avendo posto  $D$  uguale a  $k$ , l'uguaglianza è rispettata ponendo  $\rho$  e  $c_p$  unitari.

Per le caratteristiche meccaniche del materiale calcestruzzo si considera un modulo elastico  $E=27$  GPa associato ad un coefficiente di viscosità  $\varphi=2$  e ad un modulo di Poisson pari a  $\nu=0.2$ .

Nell'ambito della definizione dei parametri coinvolti nell'implementazione del danno plastico, sono stati mantenuti i valori di default ed è stata sfruttata la regolarizzazione viscoplastica per far convergere il modello.

Sempre all'interno della definizione dei parametri di danno, sono state implementate le curve che definiscono il comportamento a compressione, il comportamento a trazione e l'andamento del parametro di danno. Le ultime due, quelle di maggior interesse, sono state scelte in modo da seguire un andamento di tipo bilineare.

Yield Stress	Cracking Strain
3.3	0
0.1	0.00035

5-1 –Tensile behavior.

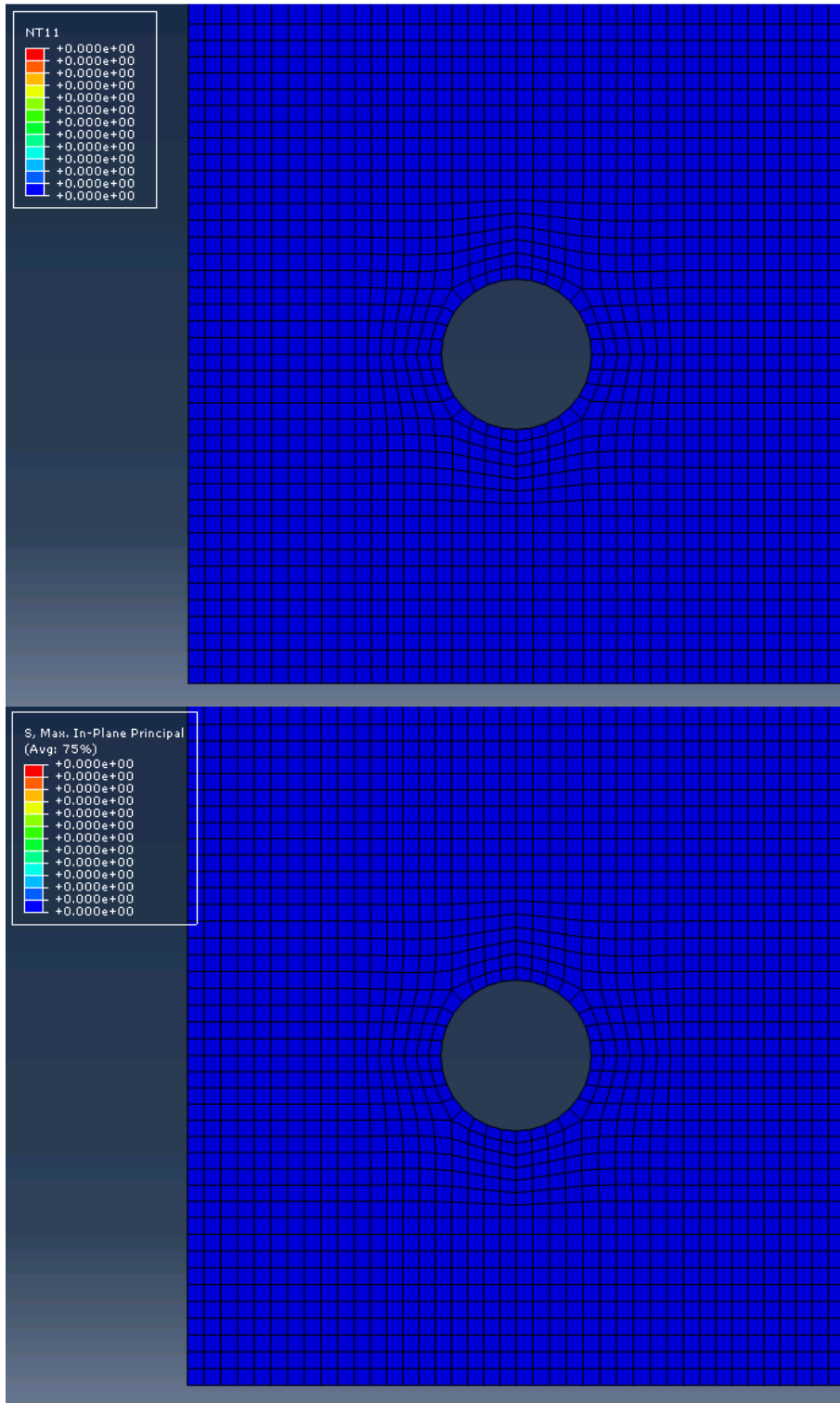
Damage Parameter	Cracking Strain
0	0
0.95	0.00035

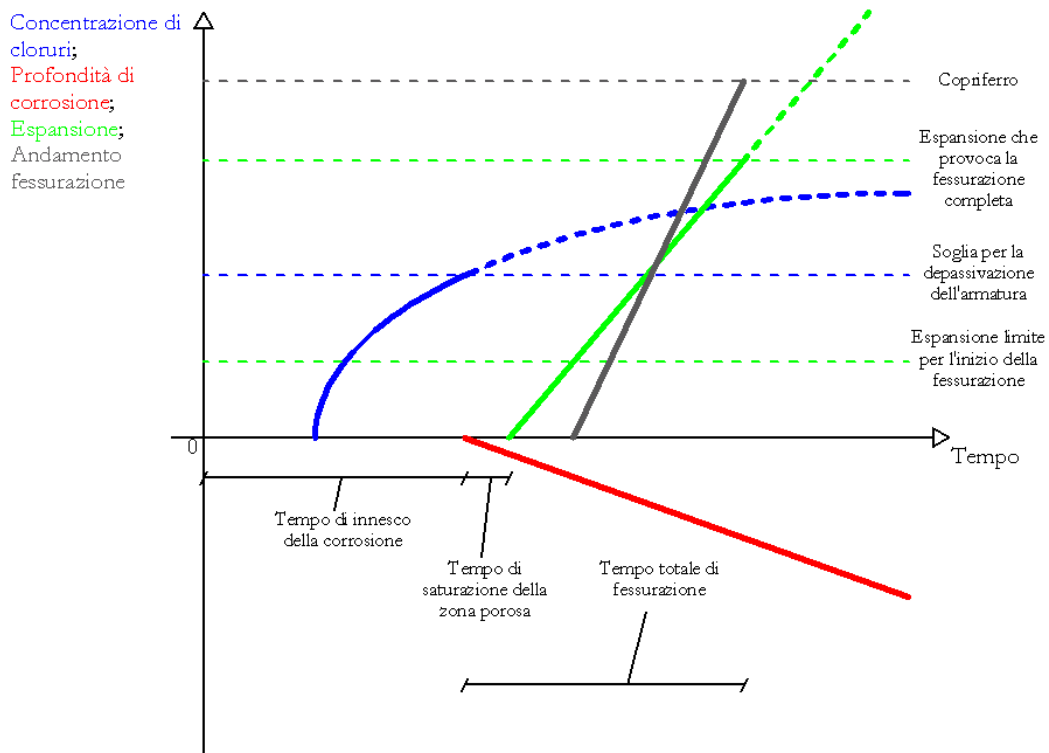
5-2 – Tension damage.

## 5.4 Risultati e validazione del modello

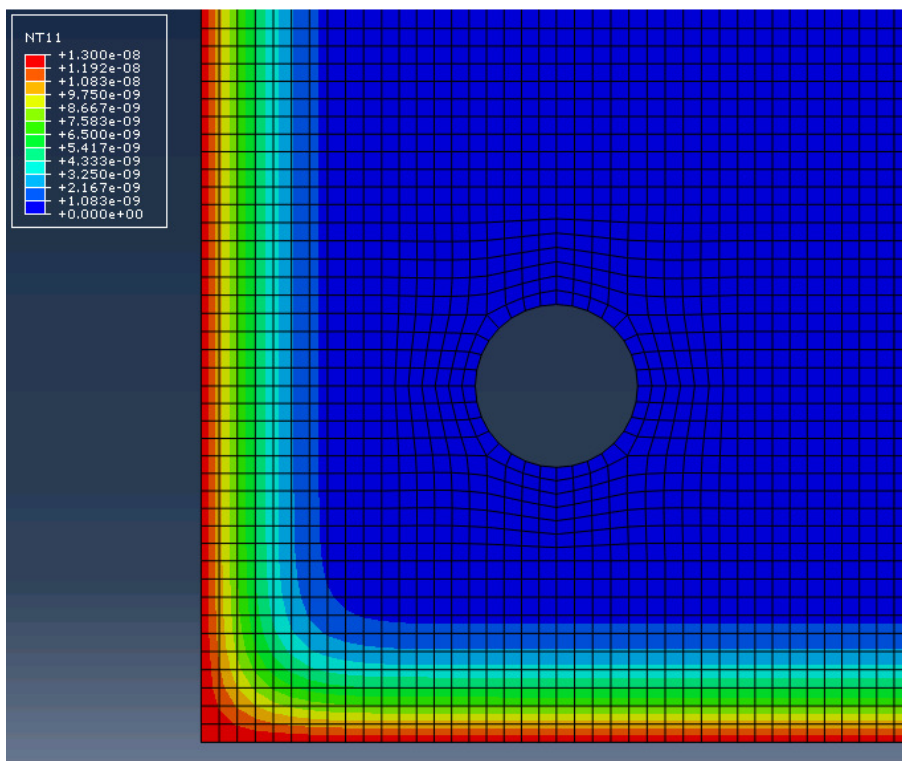
Si riportano di seguito i risultati ottenuti dal modello numerico seguendo un approccio prevalentemente visuale, riportando passaggi significativi ottenuti dal file di output. Tali passaggi saranno commentati nella didascalia di ciascuna immagine, inoltre si potrà seguire l'avanzamento del processo in un grafico che lo riassumerà progressivamente (seguendo l'avanzamento della sfumatura grigia).

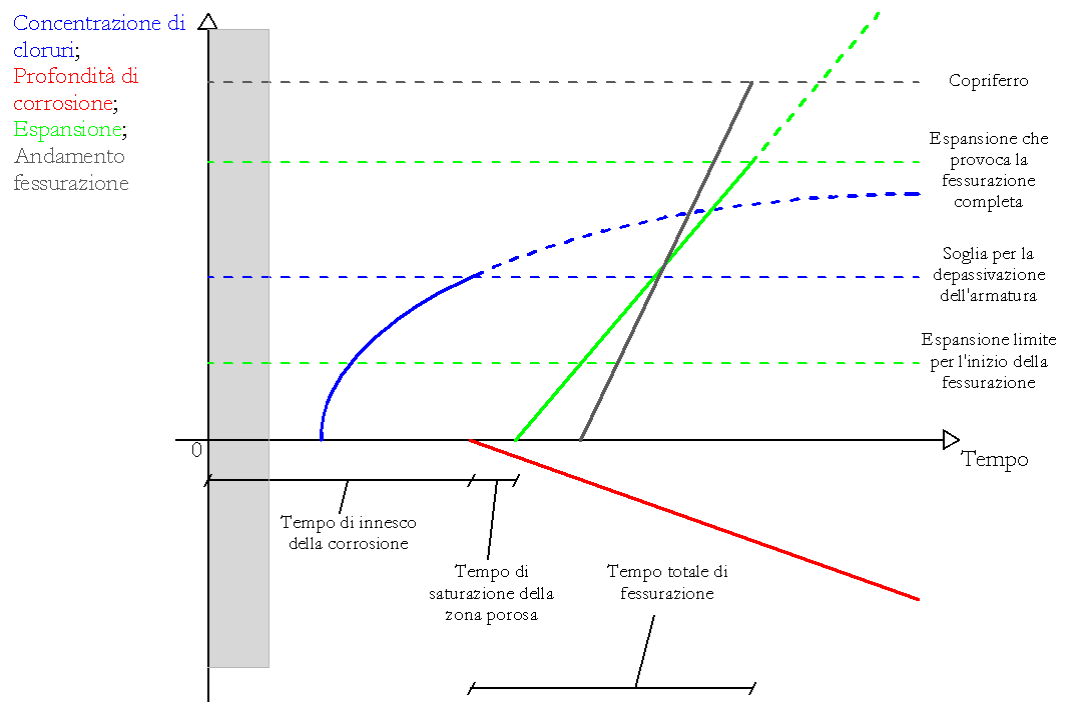
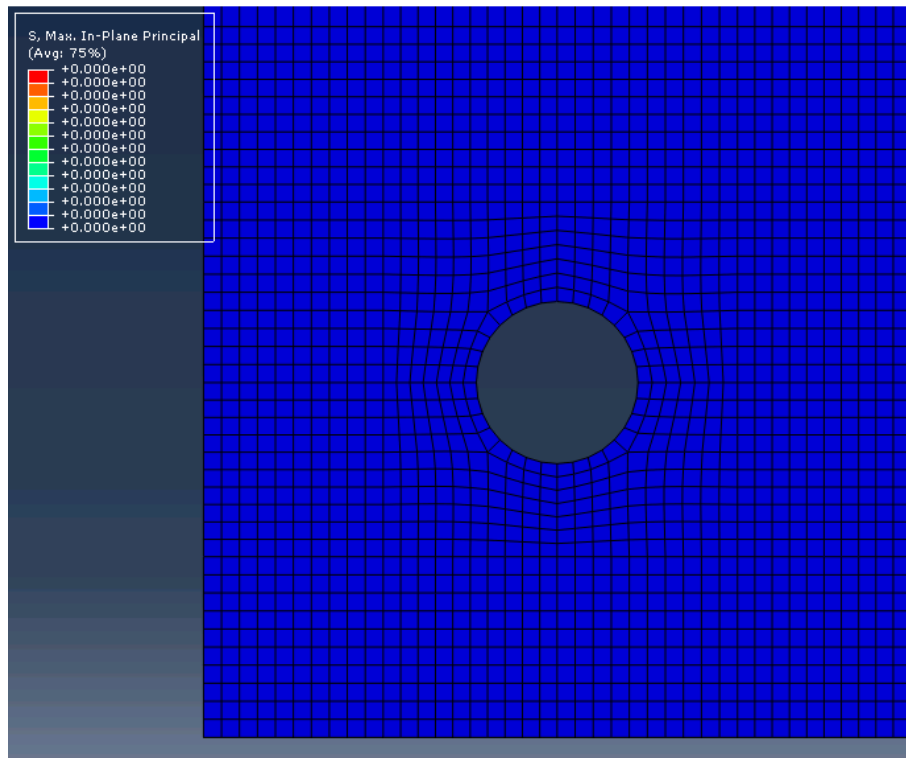






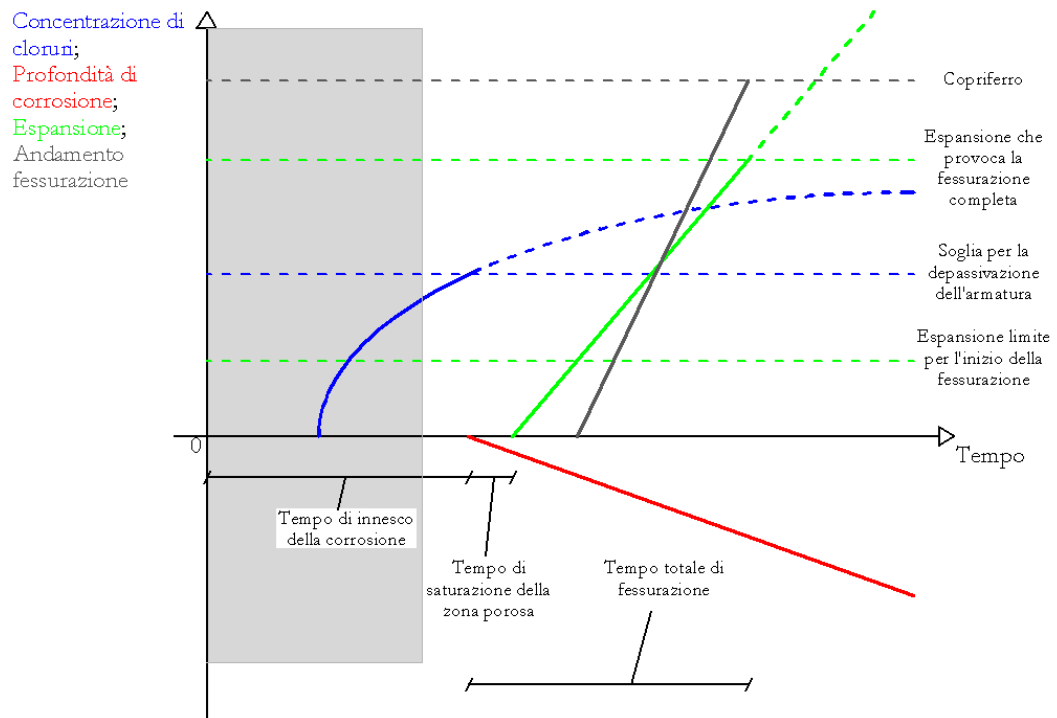
5.5 - Concentrazione/Stress. Stato iniziale del sistema, la diffusione dei cloruri deve ancora iniziare.



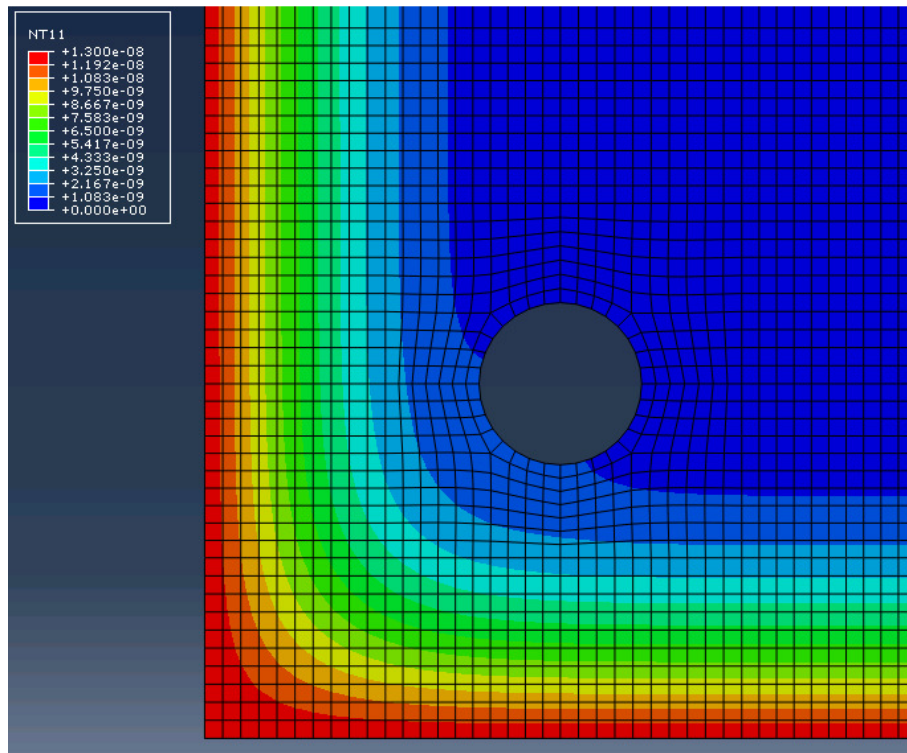


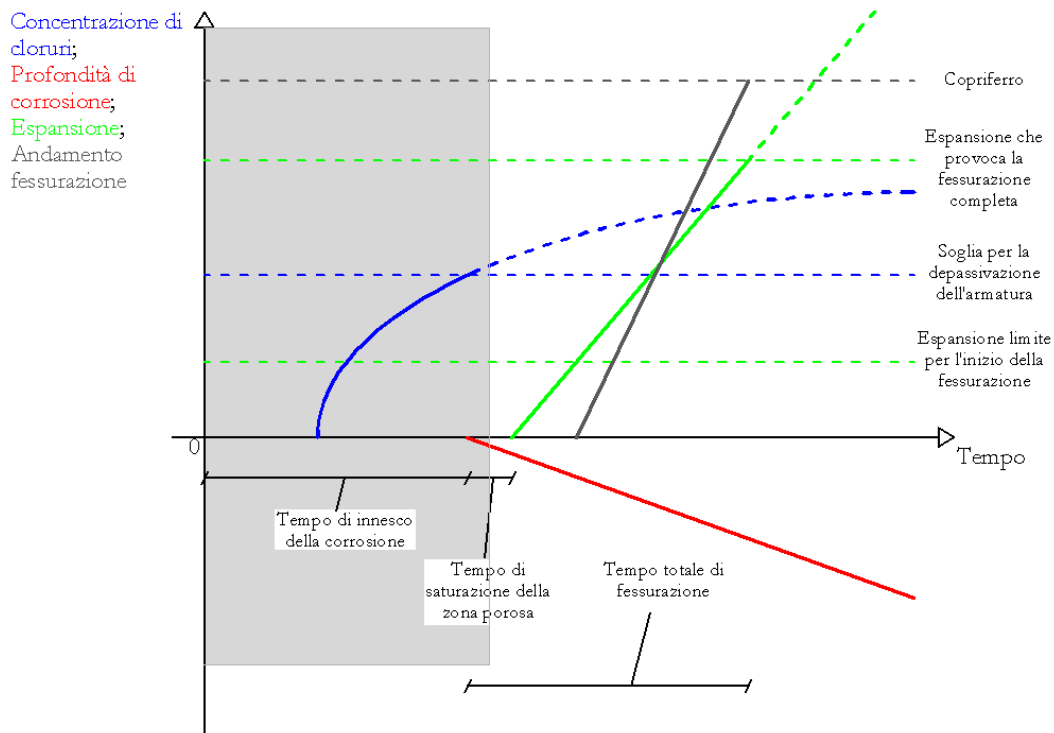
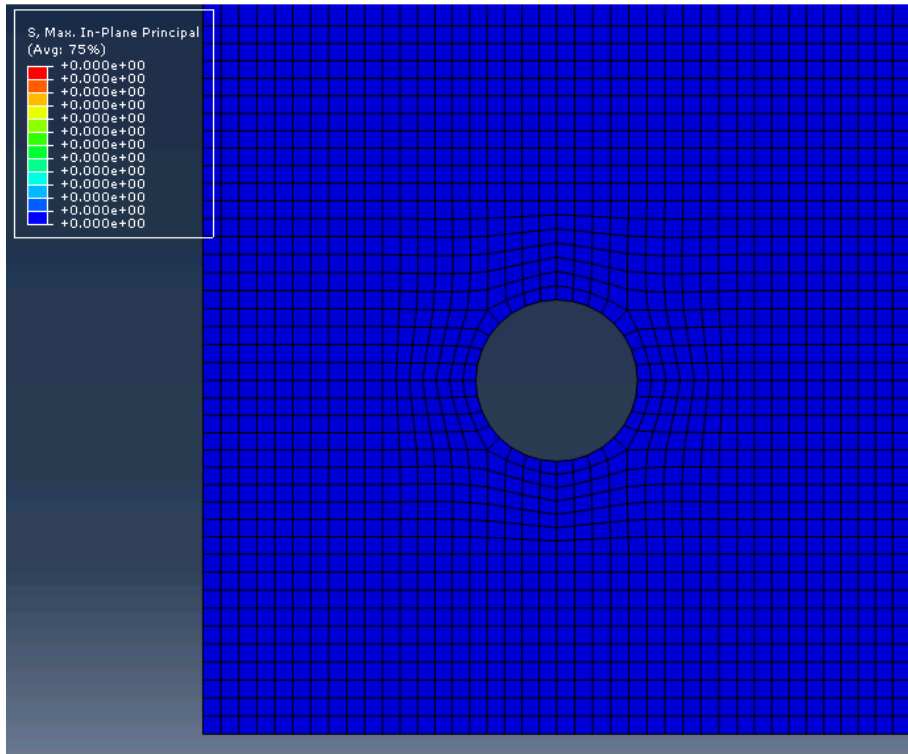
5.6 - Concentrazione/Stress. I cloruri iniziano a diffondere all'interno del mezzo poroso, la barra deve essere ancora raggiunta.



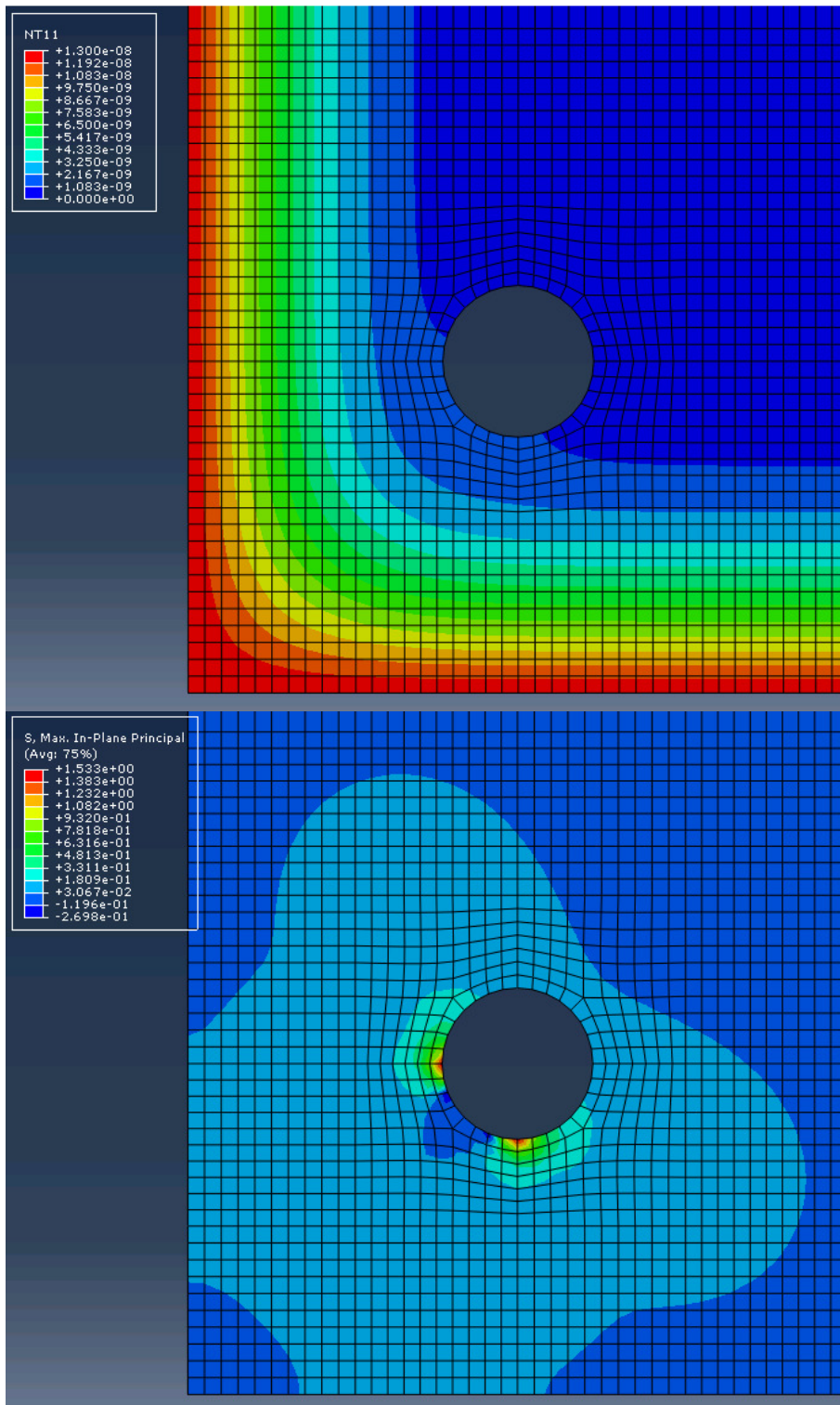


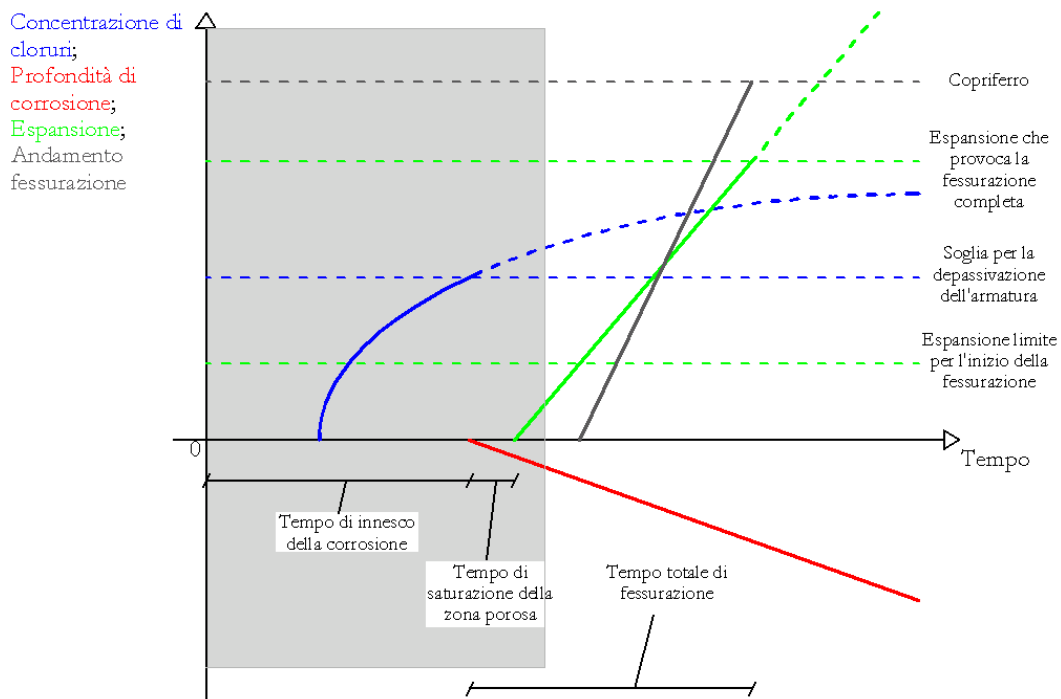
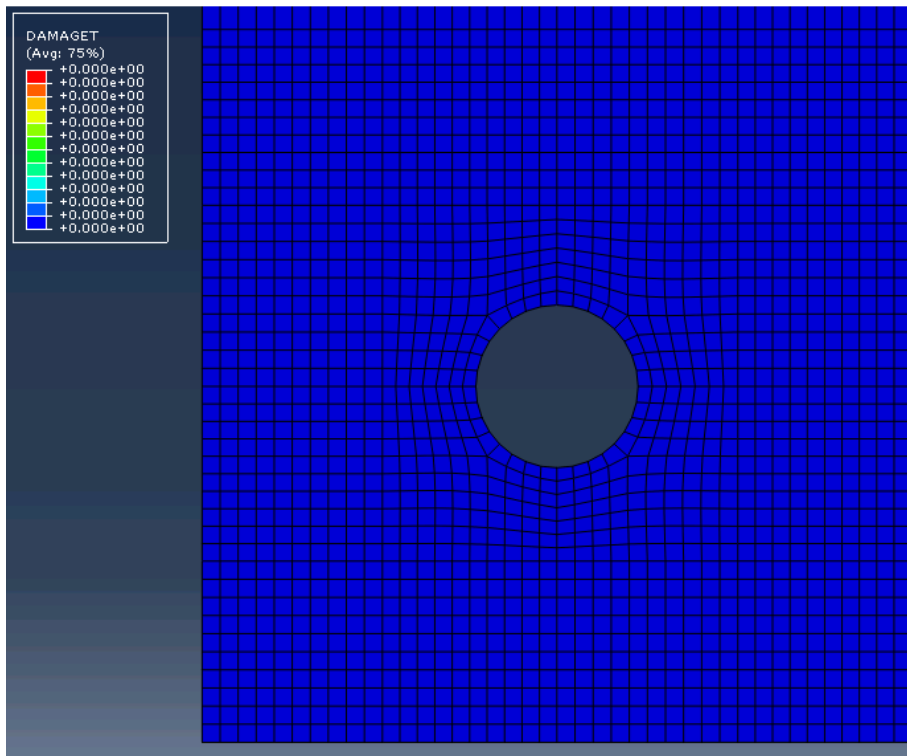
5.7 - Concentrazione/Stress. Il fronte dei cloruri raggiunge la barra, tuttavia la concentrazione è ancora insufficiente per provocare la depassivazione dell'armatura.





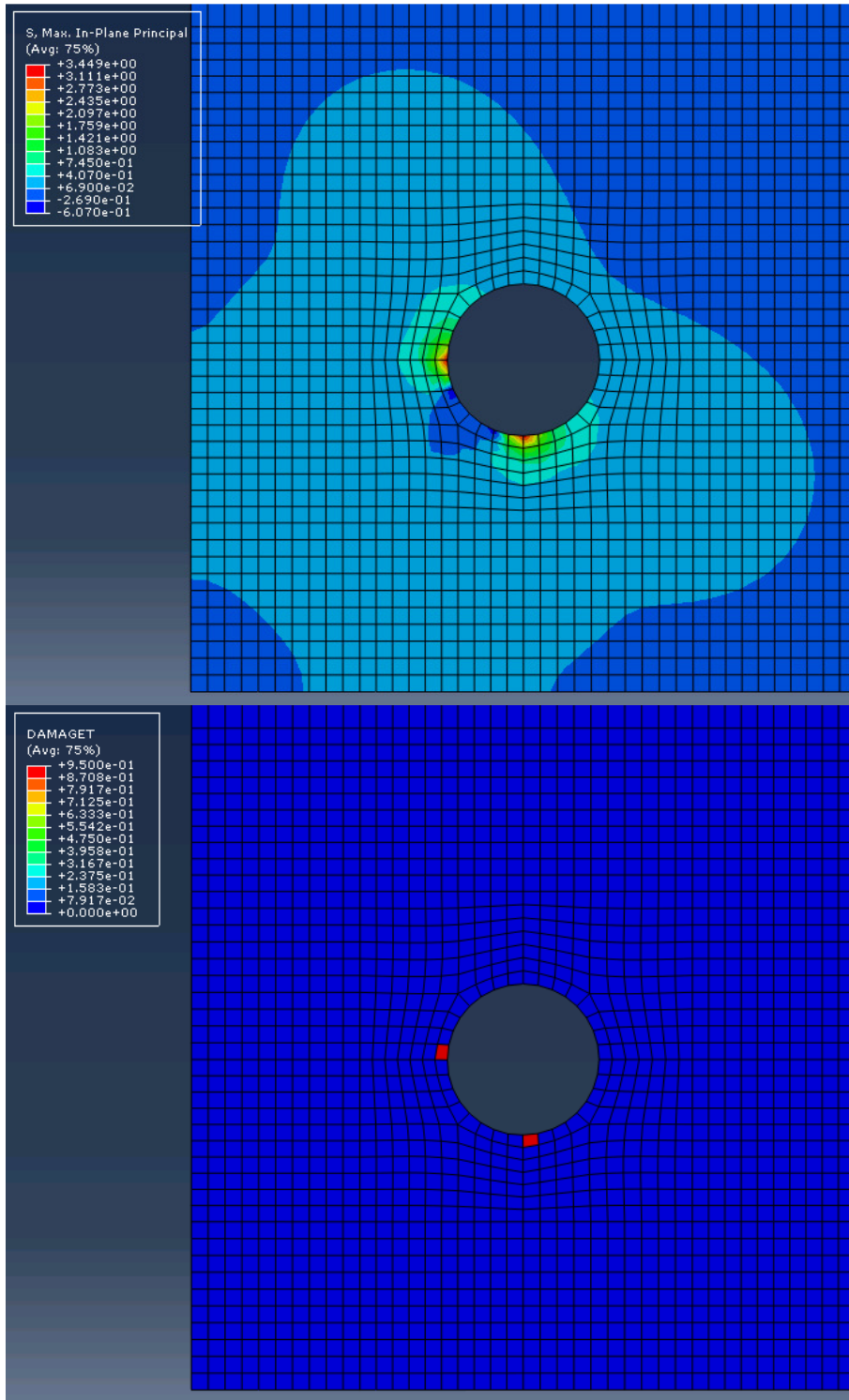
5.8 - Concentrazione/Stress. La soglia critica viene superata ed iniziano a formarsi i prodotti di corrosione. La presenza della zona porosa intorno alla barra, tuttavia, fa sì che questi prodotti vadano a saturare tale zona, senza che si generino sovrappressioni, come si può osservare nell'immagine di destra. Il tempo dell'analisi in questo momento corrisponde al tempo di inizio della corrosione.

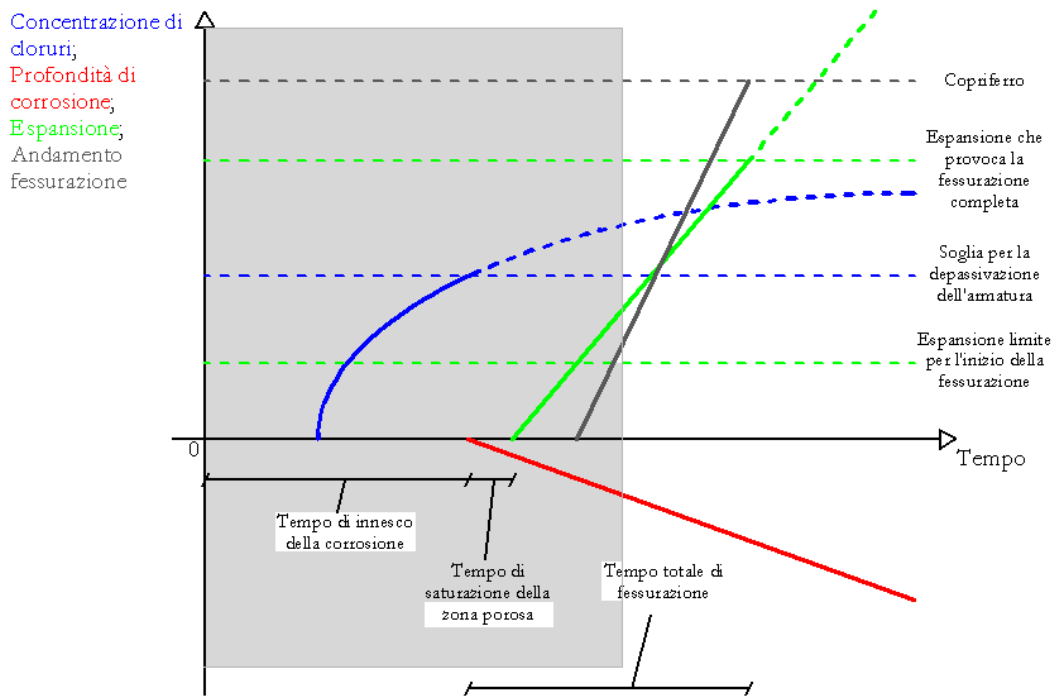




5.9 - Concentrazione/Stress/Danno. La zona porosa intorno alla barra viene completamente saturata e i prodotti di corrosione, continuando ad aumentare, cominciano a spingere sulla parete del calcestruzzo a contatto con la barra. Si genera una tensione positiva che tuttavia è ancora inferiore a quella critica per la il danneggiamento del materiale.

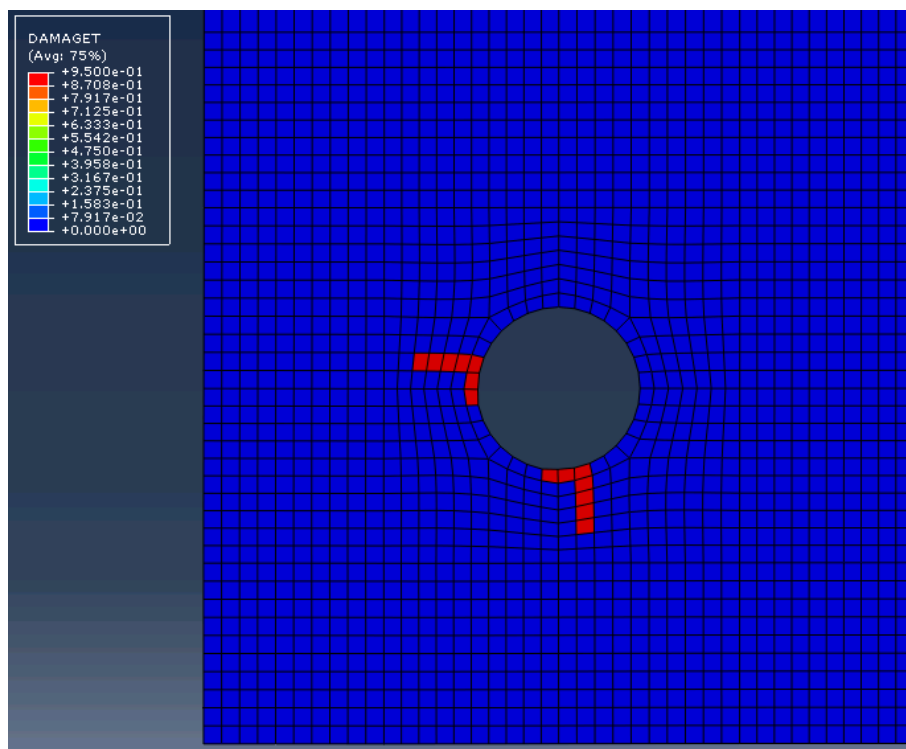


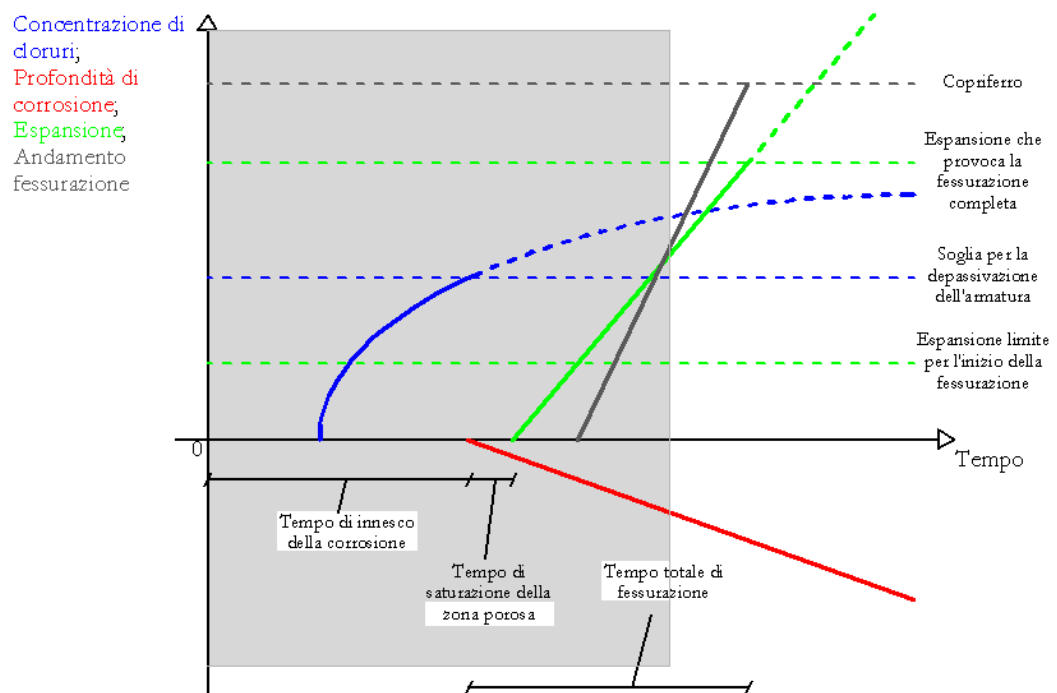
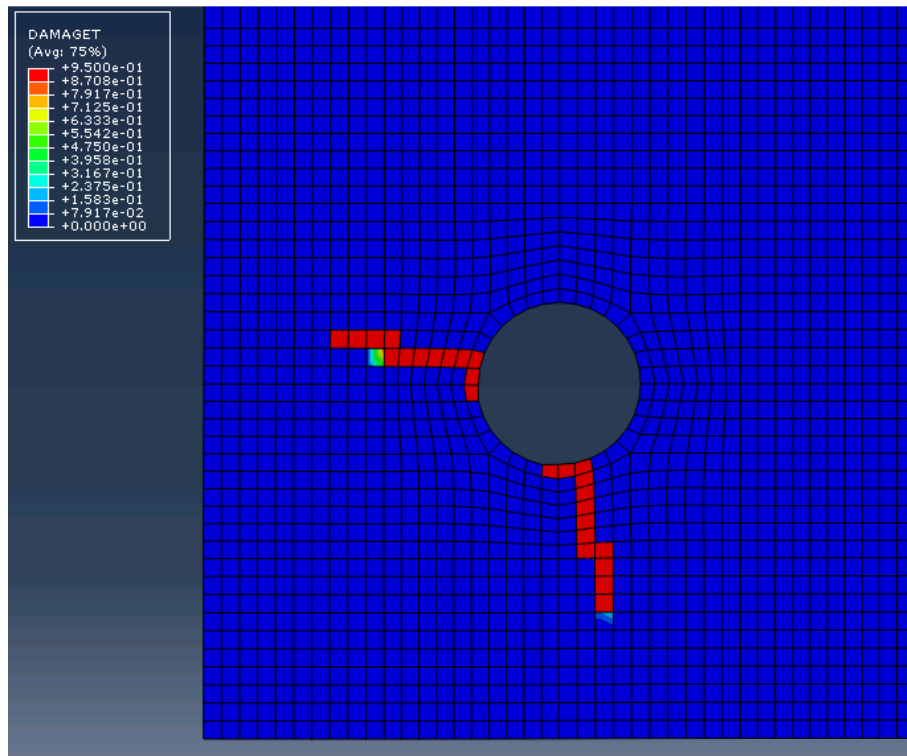


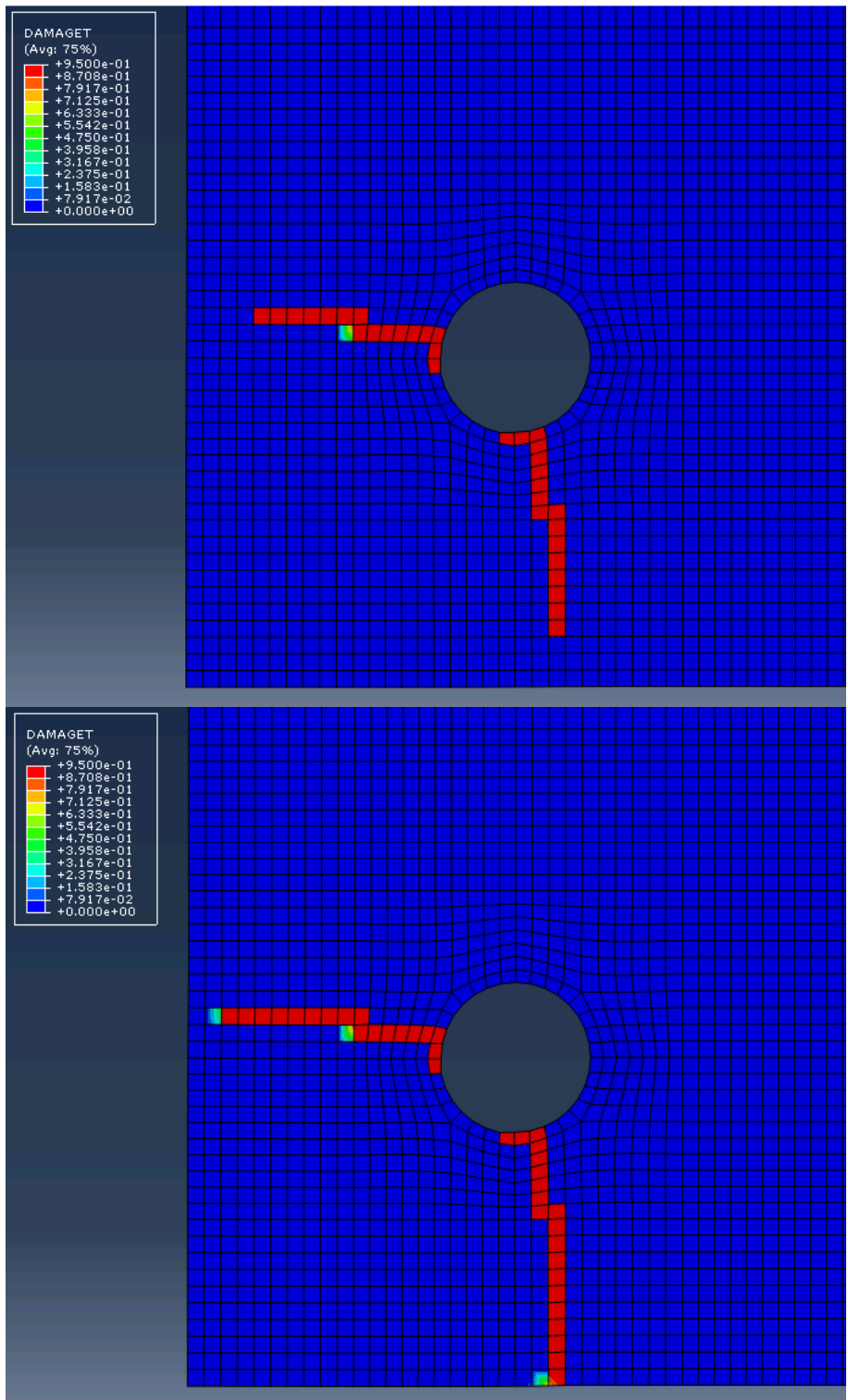


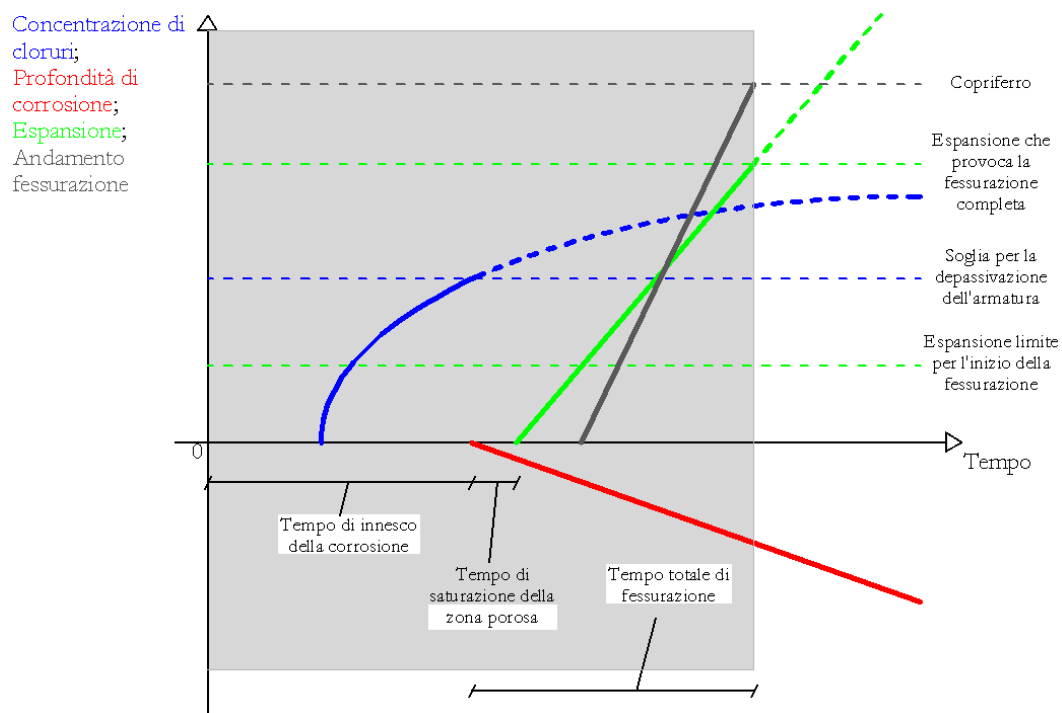
5.10 – Stress/Danno. La tensione di trazione supera la resistenza a trazione del materiale, si comincia perciò a vedere il primo danneggiamento del materiale. Corrisponde all'inizio dell'apertura delle fessure.

D'ora in poi il progredire dell'espansione dovuta alla corrosione, provoca l'avanzamento del danno, e quindi della fessura, fino a raggiungere la parete esterna della sezione di calcestruzzo. Nel momento in cui ciò avviene il copriferro può considerarsi completamente fessurato e ciò tipicamente coincide con la fine della vita utile dell'elemento strutturale.









5.11 – Danno. Progressivo avanzamento dello stato fessurativo all'interno della sezione. Nell'ultima figura la fessura arriva alla parete esterna aprendosi completamente. Il tempo dell'analisi corrispondente corrisponde al tempo di fessurazione.

Per quanto riguarda la validazione della fase diffusiva si rimanda alla sezione relativa alla diffusione nel capitolo 4, dove si può trovare un esempio dove la teoria che controlla i fenomeni di trasporto in Abaqus viene impiegata in un caso monodimensionale.

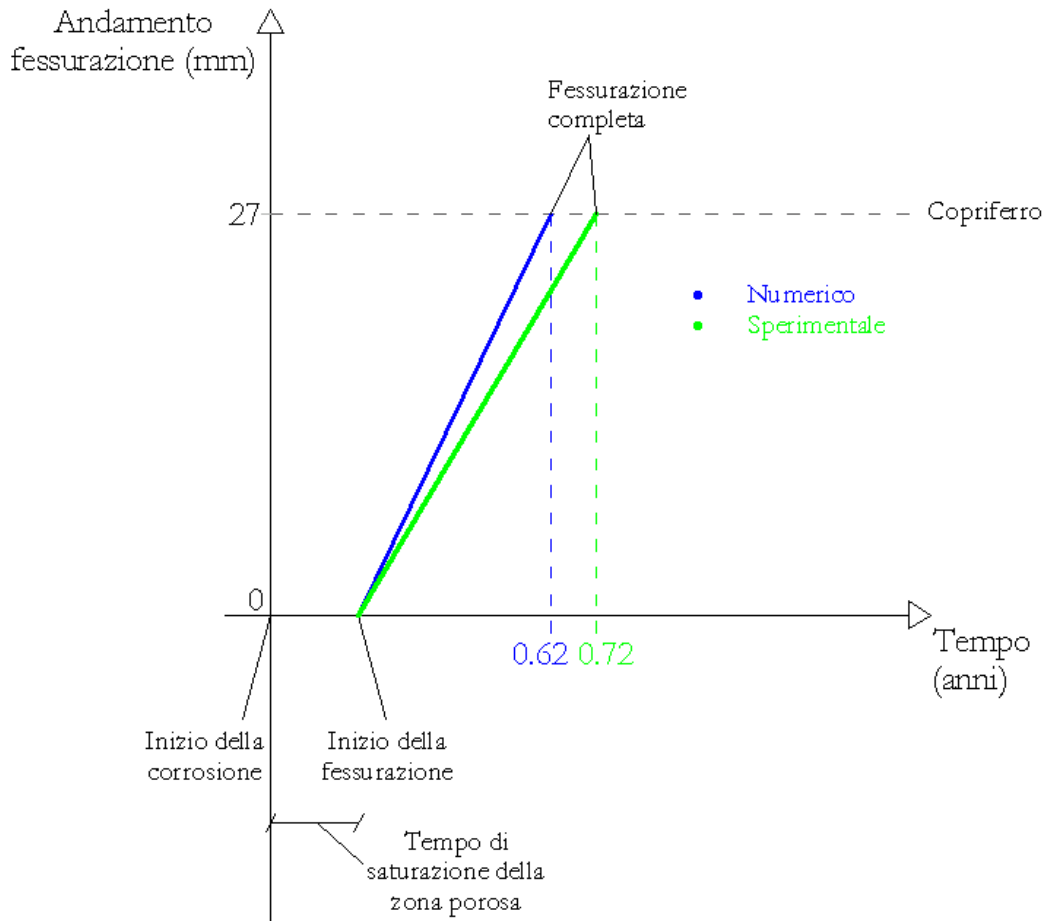
Per la fase relativa alla corrosione e alla fessurazione viene operato un confronto con un'indagine sperimentale già utilizzata da Liu & Weyers [10][34] all'interno del loro lavoro. I dati riguardanti le caratteristiche del materiale, che aderiscono al caso numerico, sono i seguenti:

- modulo elastico  $E=27$  GPa;
- resistenza a compressione  $f_c=31.5$  MPa;
- diametro della barra d'armatura  $d=16$ mm;
- spessore del copriferro  $c=27$  mm;
- tasso di corrosione  $i_{\text{corr}}=3.75$   $\mu\text{A}/\text{cm}^2$

Gli autori riportano i risultati, in termini di tempo di fessurazione, dell'esperimento a cui fanno riferimento i dati sopracitati.

Il risultato a cui, appunto, si giunge è un tempo di fessurazione, ovvero dall'inizio della corrosione al momento in cui la fessura si apre sulla parete esterna, pari a  $t_{\text{cr}}=0.72$  anni.

Se si prova a ricavare lo stesso dato dal modello numerico ci si accorge come esso risulti inferiore a quello trovato in letteratura, essendo questo pari a  $t_{cr}=0.62$  anni. Possibili motivi di questa discrepanza tra i due dati verranno discussi nella sezione seguente.



5.12 - Confronto tra i risultati numerici e quelli sperimentali.

## 5.5 Conclusioni

Lo studio della fessurazione di una porzione angolare della sezione di una trave, condotto tramite l'implementazione del processo nel software ad elementi finiti Abaqus, ha portato a risultati che qualitativamente riproducono in maniera soddisfacente ciò che avviene nella realtà, ma che tuttavia quantitativamente mostrano tempi di fessurazione leggermente inferiori a quelli ottenuti tramite esperienze in laboratorio. Come è stato fatto notare da diversi autori in diversi lavori presenti in letteratura, la scarsa aderenza tra i risultati numerici e quelli sperimentali, può essere spiegata dal fatto che, nel tentativo di implementare numericamente il fenomeno di degrado, non si riesca a tenere conto della diffusione, osservata

sperimentalmente, di una parte dei prodotti di corrosione all'interno dei pori e delle fessure che si formano nel calcestruzzo [27]. L'effetto di questo meccanismo, è una riduzione della pressione esercitata dai prodotti di corrosione nel calcestruzzo circostante la barra.

Effettivamente in tutti i vari modelli prodotti durante il periodo di studio, oltre che in quello presentato, si è osservata una sottostima del tempo di fessurazione, la quale può dipendere anche dal tipo di imprecisione appena descritta nell'implementazione del modello numerico.





## 6 BIBLIOGRAFIA

- [1] M. Collepari, J. J. Ogourrah Olagot, F. Simonelli, R. Troli, “Il calcestruzzo vulnerabile – Prevenzione, diagnosi del degrado e restauro”, Ed. Enco s.r.l., 2005
- [2] M. Collepari, J. J. Ogoumah Olagot, F. Simonelli, R. Troli, “Attacco dei cloruri sulle strutture in c.a.”, Enco
- [3] “Il Degrado del calcestruzzo”, Mapei
- [4] P. Pedferri e L. Bertolini, "La durabilità del calcestruzzo armato", McGraw Hill, Milano, 2000
- [5] L. Coppola, “Concretum”, McGraw Hill, Milano, 2007
- [6] K. Tuutti, “Corrosion of steel in concrete”, Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982
- [7] L. Bertolini, “Materiali da costruzione, Vol II – Degrado, prevenzione, diagnosi, restauro”, ed. Città Studi, 2006
- [8] P. Pedferri, L. Bertolini, “La Durabilità del Calcestruzzo Armato”, Ed. McGraw-Hill, Milano, 2000
- [9] Nielsen A, “Durability”, Aalborg Cement Company, Aalborg, Portland, 1985
- [10] Y. Liu, “Modeling the Time-to-Corrosion Cracking of the Cover Concrete in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures”, Virginia Polytechnic Institute and State University, 1996
- [11] M. Collepari, "Modellazione della vita utile di servizio delle strutture in c.a. in accordo alle norme tecniche per le costruzioni", Enco
- [12] Y. C. Sung, C. K. Su, “Time-dependent seismic fragility curves on optimal retrofitting of neutralised reinforced concrete bridges”, Department of Civil Engineering , National Taipei University of Technology , Taipei, Taiwan, 2009
- [13] C.L. Page, “Nature and Properties of Concrete in Relation to Reinforcement Corrosion”, atti del corso “Corrosion of Steel in Concrete”, Aachen, 1992
- [14] L. Bertolini, B. Elsener, P. Pedferri, R. Polder, “Corrosion of Steel in Concrete, Prevention, Diagnosis, Repair”, Wiley-WCH, Weinheim, 2003
- [15] DuraCrete 1998, “Modelling of degradation”, The European Union – Brite EuRam III
- [16] P. Pedferri, “La corrosione delle armature nel calcestruzzo”, Politecnico di Milano

- [17] H. Zibara, K. Yamada, “Modellazione della penetrazione del cloruro nelle strutture in c.a.: quantificazione della vita di servizio”, Centro Ricerche e Sviluppo del Gruppo Chimica del Cemento, Taiheiyo cement corporation
- [18] U. Angst, Ø. Vennesland, “Critical chloride content in reinforced concrete – State of the art”, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, 2009
- [19] L. Tong, O.E. GjØrv, “Chloride diffusivity based on migration testing”, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway, 2001
- [20] O. Sengul, O. E. GjØrv, “Effect of embedded steel on electrical resistivity measurements on concrete structures”, ACI
- [21] Eurocodice 2, “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”
- [22] C. Andrade, C. Alonso, “On-site measurements of corrosion rate of reinforcements”, Institute of Construction Sciences, Madrid, Spain, 2001
- [23] K. A. T. Vu, M. G. Stewart, “Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models”, The University of Newcastle, Newcastle, Australia, 2000
- [24] DuraCrete 2000, “Modelling of degradation”, The European Union – Brite EuRam III
- [25] Z. P. Bazant, “Advanced topics in inelasticity and failure of concrete”, Gotab, Stockholm, 1980
- [26] Z. P. Bazant, “Physical model for steel corrosion in concrete sea structures – application”, 1979
- [27] L. Chernin, D. V. Val, “Prediction of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures”, School of the Built Environment, Heriot-Watt University, Edinburgh, 2010
- [28] S. Morinaga, “Prediction of service lives of reinforced concrete buildings based on rate of corrosion of reinforcing steel”, Report No. 23, Shimizu Corp, Japan; 1988
- [29] T. El Maaddawy, K. Soudki, “A model for prediction of time from corrosion initiation to corrosion cracking”, United Arab Emirates University, University of Waterloo, 2006
- [30] Y. Liu, R.E. Weyers, “Modelling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures”, ACI Mater J, 1998
- [31] C. Q. Li, R. E. Melchers, J. J. Zheng, “Analytical model for corrosion-induced crack width in reinforced concrete structures”, ACI Struct J, 2006

- [32] T. El Maaddawy, K. Soudki, T. Topper, “Long-term performance of corrosion damaged reinforced concrete beams” ACI Struct J, 2005
- [33] K.G. Papakonstantinou, M. Shinozuka, “Probabilistic model for steel corrosion in reinforced concrete structures of large dimensions considering crack effects”, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California Irvine, Irvine, USA, 2013
- [34] S. J. Pantazopoulou, K. D. Papoulia, “Modeling cover-cracking due to reinforcement corrosion in reinforced concrete structures”, Journal of engineering mechanics, 2001
- [35] Abaqus/CAE User's Manual
- [36] Abaqus Analysis User's Manual
- [37] Y. A. Cengel, “Heat and mass transfert”, McGraw Hill
- [38] J. Crank, “The mathematics of diffusion”, 1975
- [39] Abaqus User Subroutines Reference Manual
- [40] A. Hillerborg, M. Modeer, P. E. Petersson, “Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements”, Cement and Concrete Research, 1976
- [41] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate, “A plastic-damage model for concrete, international journal of solids and structures”, 1989
- [42] J. Lee, G. L. Fenves, “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures”, Journal of Engineering Mechanics, 1998