

Indice

Introduzione	I
1. La corrosione nelle costruzioni in calcestruzzo armato	1
1.1 Innesco della corrosione	1
1.2 Propagazione della corrosione	4
1.3 La corrosione ed il degrado del calcestruzzo	7
1.3.1 Corrosione da carbonatazione	10
1.3.2 Corrosione da cloruri	14
1.3.3 Corrosione da macrocoppie	18
1.3.4 Infragilimento da idrogeno	19
1.4 Corrosione naturale e corrosione indotta artificialmente	20
1.4.1 Sistemi di innesco della corrosione nelle strutture in cemento armato	21
1.4.2 Tecniche di misura della corrente di corrosione in situ	24
2. Effetti della corrosione sulle caratteristiche meccaniche e geometriche di elementi strutturali in calcestruzzo armato	32
2.1 Introduzione	32
2.1.1 Variazione della geometria sezionale di una barra per effetto della carbonatazione	33
2.1.2 Variazione degli effetti geometrici indotti sulla barra dai cloruri	35
2.2 Effetti della corrosione diffusa sulle caratteristiche meccaniche delle armature	39
2.2.1 Barre tese	39
2.2.2 Comportamento in compressione di barre corrose	47

2.3	Effetti meccanico-danneggiativi della corrosione sul calcestruzzo	51
2.3.1	Tempo di innesco del fenomeno e profondità critica	51
2.3.2	Fessurazione del calcestruzzo indotta da corrosione	56
2.3.3	Valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in presenza di fenomeni corrosivi	60
2.4	Effetti della corrosione sulla tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo	64

3. Modelli analitici per la determinazione della resistenza di elementi in cemento armato in presenza di corrosione **82**

3.1	Comportamento di travi in cemento armato con armature corrose	82
3.1.1	Valutazione della resistenza flessionale	83
3.1.2	Valutazione della resistenza a taglio	86
3.1.3	Validazione analitico-sperimentale dei modelli analitici	91
3.2	Risposta strutturale di travi in cemento armato con armatura corrosa	96
3.2.1	Confronto teorico-sperimentale	102
3.3	Comportamento di colonne in cemento armato con armature corrose in compressione	106
3.3.1	Confronto teorico-sperimentale	112
3.3.2	Confronto teorico-sperimentale	118
3.4	Comportamento di plinti in cemento armato con armature corrose	124
3.4.1	Modello resistente per i plinti alti in presenza ed in assenza di corrosione	126
3.4.2	Modello resistente per i plinti bassi in presenza ed in assenza di corrosione	129

4. Indagine sperimentale su plinti di fondazione soggetti a corrosione	135
4.1 Introduzione	135
4.2 Confezionamento dei provini	135
4.3 Corrosione artificiale delle barre	139
4.4 Apparecchiatura di prova	144
4.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali	147
4.5.1 Prova di trazione sulle barre in acciaio	148
4.5.2 Caratterizzazione meccanica del calcestruzzo	151
5. Risultati sperimentali	153
5.1 Introduzione	153
5.2 Elementi con armatura non corrosa	153
5.3 Elementi con armatura corrosa	160
5.4 Confronto delle risposte sperimentali dei plinti in presenza ed in assenza di corrosione	166
5.5 Confronto teorico-sperimentale	168
6. Conclusioni	173
Bibliografia	177

Introduzione

La corrosione delle barre di armatura nel cemento armato rappresenta, ad oggi, una delle principali cause di degrado delle strutture, comportando un aggravio dei costi per la manutenzione delle opere.

Per analizzare gli effetti di tale fenomeno sugli elementi resistenti in cemento armato, quali, ad esempio, travi e pilastri, sono presenti in letteratura numerose sperimentazioni, quali quella di Rodriguez et al. (1997) per le travi o di Uomoto e Misra (1984) per i pilastri. Lo scopo di tali sperimentazioni è stato quello di mostrare come la corrosione delle barre di armatura modifichi il comportamento resistente degli elementi strutturali, portando ad una crisi prematura e fragile con risposte resistenti differenti dagli elementi con armatura non affetta da degrado.

Altri studi presenti in letteratura, quali ad esempio quello di Coronelli e Gambarova (2004), analizzano gli effetti della corrosione delle barre di armatura nelle travi in cemento armato attraverso analisi agli elementi finiti. In maniera analoga Tapan ed Aboutaha (2008) hanno condotto tale tipologia di analisi su pilastri in cemento armato. Le analisi consentono di mostrare, in maniera fedele alle sperimentazioni esistenti, l'evoluzione del comportamento resistente, individuando, in funzione del livello di carico presente, le diverse tipologie di crisi che si possono innescare, quali la fessurazione o la crisi per flessione e taglio o per pressoflessione per travi e pilastri.

Tuttavia, sono poco presenti in letteratura metodi di analisi semplificati che riescano a recepire gli effetti indotti dalla corrosione includendoli nelle espressioni di verifica agli stati limite per elementi in cemento armato comunemente usate nella pratica professionale. Analogamente, le attuali normative nazionali ed internazionali non trattano adeguatamente tale problematica, non fornendo strumenti validi alla valutazione delle capacità resistente residua di una struttura o di un elemento strutturale avente armatura corrosa.

Lo scopo della presente tesi è quello di studiare il comportamento di elementi caratteristici in cemento armato (travi, pilastri e plinti) aventi armatura corrosa e di presentare espressioni semplificate per il calcolo della resistenza a pressoflessione di colonne e a flessione e taglio di travi e plinti tenendo conto dell'effetto della corrosione. Lo studio è supportato da indagini sperimentali e da modelli semplificati di tipo sezionale o rigido-plastico per l'analisi strutturale.

Nel primo Capitolo viene descritto il fenomeno della corrosione da un punto di vista chimico. In particolare, vengono passate in rassegna le possibili tipologie di degrado del calcestruzzo, concentrandosi in particolare sulla carbonatazione e sulla presenza di ioni cloruro all'interno della pasta cementizia. Inoltre, vengono confrontati i risultati di prove eseguiti su elementi in cemento armato con corrosione indotta in laboratorio e quelli ottenuti da misure in situ su strutture degradate. L'obiettivo è stato quello di calibrare correttamente i parametri che descrivono il livello di degrado per le prove artificiali, e di correlarle a quelle rilevate nei fenomeni naturali.

Nel secondo Capitolo si mostrano i principali modelli presenti in letteratura che consentono di valutare la riduzione d'area, di resistenza e di duttilità delle barre d'acciaio e del fenomeno dell'aderenza indotte dalla corrosione. Vengono analizzati, analiticamente, gli effetti geometrici della corrosione da carbonatazione e da cloruri sulle barre di armatura. Per essi viene condotta una validazione sulla base dei dati disponibili in letteratura. Inoltre, si mostrano gli effetti di tali fenomeni di degrado (corrosione diffusa e localizzata), sul comportamento

meccanico delle barre in trazione e compressione. Successivamente sono mostrati gli effetti della corrosione sul calcestruzzo con riferimento al tempo di innesco della corrosione, alla fessurazione e, di conseguenza, alla riduzione della resistenza in trazione e compressione del calcestruzzo. Infine, si valuta la riduzione della tensione di aderenza tra barra e calcestruzzo al propagarsi della corrosione. Dal confronto tra i risultati analitici ottenuti con i modelli presenti e quelli sperimentali disponibili si scelgono i modelli più idonei per descrivere le variazioni delle proprietà geometriche e meccaniche degli elementi degradati.

Nel terzo Capitolo sono formulati modelli di capacità per elementi in calcestruzzo armato (travi, pilastri e plinti), con armature corrose. Le espressioni semplificate proposte sono basate sulla teoria degli stati limite ultimi per flessione e taglio al fine di determinare la risposta strutturale di travi e pilastri. In particolar modo, per le travi è stata costruita la curva carico-freccia attraverso la determinazione di tre stati caratteristici corrispondenti ognuno ad una specifica condizione della trave: - fessurazione; - snervamento; - raggiungimento della curvatura ultima. Per i pilastri aventi armatura corrosa sono stati determinati gli effetti della corrosione in termini di riduzione del carico critico delle barre e della variazione della risposta meccanica in pressoflessione attraverso la costruzione del dominio di interazione momento-sforzo normale.

Sia per le travi che per i pilastri, i risultati ottenuti con i modelli proposti sono stati confrontati con i valori sperimentali disponibili in letteratura mostrando un buon accordo. Infine, per i plinti sono stati valutati, in funzione della geometria di tali elementi, due differenti meccanismi resistenti: - a trave per i plinti bassi; - a tirante-puntone per i plinti alti, includendo per essi anche gli effetti della corrosione.

Nel quarto e quinto Capitolo viene descritta l'indagine sperimentale che è stata condotta per valutare il comportamento in compressione di plinti con armatura corrosa. Si riporta la caratterizzazione dei materiali e la risposta meccanica dei plinti con i relativi quadri fessurativi.

Dalle prove in compressione centrata eseguite è emerso che per i plinti bassi la rottura è prevalentemente flessionale e governata dalla resistenza delle barre di armatura. Ciò comporta che, nel caso di barre corrose, il carico ultimo si riduce. Per i plinti medi e quelli alti, si evidenzia un meccanismo resistente del tipo tirante-puntone. Tali risultati sperimentali sono stati confrontati con quelli ottenuti con il modello proposto, mostrando un buon accordo in termini di carico ultimo e rigidezza dell'elemento.

1. La corrosione nelle costruzioni in calcestruzzo armato

La corrosione è un fenomeno elettrochimico basato sulla presenza di un elettrodo ed un elettrolita che, nel tempo, provoca il degrado dell'acciaio, sia in termini di integrità che di caratteristiche meccaniche. Nel caso specifico del cemento armato l'elettrodo è rappresentato dalla barra di armatura mentre l'elettrolita è il calcestruzzo circostante.

1.1 Innesco della corrosione

L'innesco della corrosione delle barre di armatura è dovuto alla penetrazione attraverso i pori del calcestruzzo, di acqua ed ossigeno. La capacità del calcestruzzo di favorire il passaggio di componenti liquide o gassose prende il nome di permeabilità.

Il movimento delle sostanze fluide all'interno del calcestruzzo può avvenire attraverso quattro meccanismi diversi:

- diffusione, causata da gradienti di concentrazione;
- assorbimento capillare, dovuto all'azione capillare all'interno dei pori;
- permeazione, se è presente un gradiente di pressione;
- trasporto elettroforetico, in presenza di gradienti di potenziale.

Tutti questi meccanismi si possono verificare in maniera diversa, in funzione del tipo di materiale coinvolto, dei legami tra le specie trasportate ed i costituenti del calcestruzzo e dalle condizioni ambientali localmente presenti.

Il contenuto d'acqua di un calcestruzzo esposto all'atmosfera cresce con l'umidità relativa.

La diffusione si manifesta in presenza di un gradiente di concentrazione. L'ossigeno (O_2), l'anidride carbonica (CO_2) e altre specie gassose si muovono da regioni dove sono presenti in concentrazioni più elevate verso regioni dove la loro concentrazione è più bassa. In maniera differente, i cloruri e i solfati si possono diffondere solo se disciolti nell'acqua contenuta nei pori.

Nel caso della diffusione, è possibile distinguere una condizione stazionaria che può essere descritta attraverso la prima legge di Fick:

$$F = -D_{diff} \frac{dC}{dx} \quad (1.1)$$

dove D_{diff} è il coefficiente di diffusione, espresso in m^2/s , che dipende dalle condizioni ambientali, dalla specie che diffonde e dalle caratteristiche del calcestruzzo; C è la concentrazione della specie che diffonde (valutata in un punto posto a distanza x dalla superficie); F è il flusso costante nel tempo, espresso in $Kg/m^2 \cdot s$.

Nelle strutture reali la stazionarietà non è facilmente raggiungibile, come ad esempio nel caso di un primo contatto tra un calcestruzzo asciutto ed un liquido che contiene cloruri e, pertanto, il flusso dipende dal tempo t ; per tale ragione, è necessario utilizzare la seconda legge di Fick, riportata di seguito:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D_{ce} \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (1.2)$$

dove, in questo caso, il coefficiente D_{ce} è il coefficiente di diffusione effettivo o apparente.

È possibile ottenere la soluzione di tale equazione attraverso l'ipotesi che la concentrazione della specie che diffonde, misurata sulla superficie del calcestruzzo, rimanga costante e al tempo $t=0$ sia nulla e, inoltre, che il coefficiente di diffusione D_{ce} non vari nel tempo.

Sulla base di tali ipotesi, la soluzione, relativa alla concentrazione C , è:

$$C = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \right) \quad (1.3)$$

dove la funzione degli errori erf è pari a:

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-t^2} dt \quad (1.4)$$

Quest'equazione viene utilizzata per ricavare il coefficiente di diffusione da elementi di calcestruzzo aventi grosso spessore.

L'assorbimento capillare è dovuto alla capacità del calcestruzzo di assorbire acqua per effetto di forze capillari. Esse aumentano al diminuire delle dimensioni del poro della viscosità del liquido. Il parametro fondamentale, ai fini della descrizione del fenomeno, è l'angolo di contatto θ . Nel caso del calcestruzzo esso assume valori non elevati, e per tale motivo la goccia si spande su una superficie piana mentre il menisco è concavo verso il lato asciutto.

Sotto queste ipotesi è possibile calcolare il volume di liquido assorbito per unità di area bagnata (mm^3/mm^2):

$$i = S \cdot \sqrt{t} \quad (1.5)$$

In questo caso t è il tempo di riferimento della prova mentre S è una costante che esprime le caratteristiche del calcestruzzo (o del materiale in generale) in funzione della capacità di assorbimento capillare, espressa in $\text{mm}/\text{min}^{1/2}$.

La permeazione si ha quando un fluido penetra all'interno del calcestruzzo per effetto di un gradiente di pressione. Il fenomeno viene descritto matematicamente dalla legge di Darcy:

$$\frac{dq}{dt} = \frac{K \cdot \Delta P \cdot S}{L \cdot \mu} \quad (1.6)$$

dove dq/dt è il flusso attraverso il calcestruzzo (espresso in m^3/s), ΔP è la differenza di pressione (Pa), μ è la viscosità del fluido ($N\cdot s/m^2$), S , L sono, rispettivamente, la superficie e lo spessore attraversati e K è il coefficiente di permeabilità intrinseco del calcestruzzo (m^2).

Il coefficiente di permeabilità dipende dal rapporto acqua/cemento e normalmente diminuisce al procedere della maturazione. Se, ad esempio, il rapporto a/c è pari a 0,75 il coefficiente di permeabilità ha un valore molto elevato a maturazione completata, pari a circa 10^{-10} m/s, mentre con a/c pari a 0,45 K vale circa 10^{-12} m/s.

Nel calcestruzzo possono generarsi campi elettrici di origini interne o esterne. Comunemente questo tipo di situazione si verifica quando all'interno della soluzione contenuta nei pori avviene un movimento degli ioni: quelli positivi si muovono nello stesso verso della corrente, quelli negativi in maniera opposta.

La resistenza R viene calcolata tramite la relazione:

$$R = \int_0^L \frac{\rho_{res} \cdot dL}{S} \quad (1.7)$$

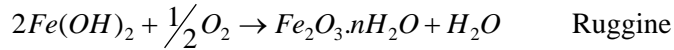
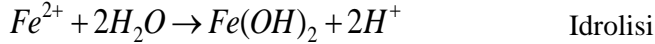
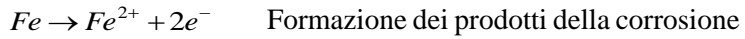
dove L è lo spessore, S è la sezione, mentre ρ_{res} è la resistività del calcestruzzo ($\Omega\cdot m$). La resistività dipende dall'umidità esterna (più è elevata, minore è la resistività), dalla presenza dei cloruri e dall'eventuale carbonatazione del calcestruzzo. La velocità di corrosione si riduce al crescere della resistività.

1.2 Propagazione della corrosione

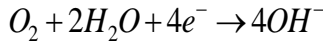
Il processo elettrochimico che caratterizza la corrosione è formato da quattro fasi minori:

- Una fase anodica, quella cioè di ossidazione del ferro in cui vengono rilasciati elettroni che, in seguito ad un processo di idrolisi, provocano acidità e la formazione della ruggine che,

tuttavia, rimangono nel reticolo cristallino. Le reazioni che caratterizzano tali fasi sono:



- Una reazione catodica, ovvero la riduzione dell'ossigeno, che consuma gli elettroni prodotti in precedenza e genera alcalinità. La reazione che caratterizza tale fase è:



- La formazione di una corrente convenzionale, dovuta al trasporto degli elettroni dalle zone anodiche a quelle catodiche dove vengono consumati;
- Nel caso del cemento armato, inoltre, vi è una corrente che procede dalle regioni anodiche a quelle catodiche, dove, visto che il calcestruzzo è un elettrolita, in questo caso, intervengono gli ioni per il trasporto.

Affinché si inneschi la corrosione è necessario che questi processi avvengano alla stessa velocità, ovvero siano complementari.

Attraverso la legge di Faraday è possibile stabilire la quantità di metallo che viene corrosa nel tempo t , attraverso le seguenti relazione:

$$w = \frac{I \cdot t \cdot M}{n_{elet} \cdot F} \quad (1.8)$$

dove I è l'intensità di corrente (espressa in A), M è la massa atomica del metallo (nel caso del ferro 55,8 espresso in g/mole), n_{elet} è il numero di elettroni consumati nel processo, t è il tempo (espresso in s) ed F è la costante di Faraday (96500 C/mole o A·s/mole).

Da questa relazione è possibile determinare, inoltre, la velocità di corrosione, tramite l'espressione:

$$v = \frac{w}{S \cdot t} \tag{1.9}$$

dove con S si è indicata l'area espressa in cm^2 .

L'elemento necessario per l'innescò della corrosione è l'umidità. Poiché le strutture di calcestruzzo sono soggette periodicamente a fenomeni di umidità o contatto diretto con l'acqua, non riescono ad eliminare completamente il contenuto d'acqua all'interno dei pori del conglomerato. In accordo con quanto riportato in Figura 1.1 da Pedferri e Bertolini (2000), il valore soglia oltre il quale la corrosione non può essere trascurata è pari a circa $2 \mu\text{m}/\text{anno}$.

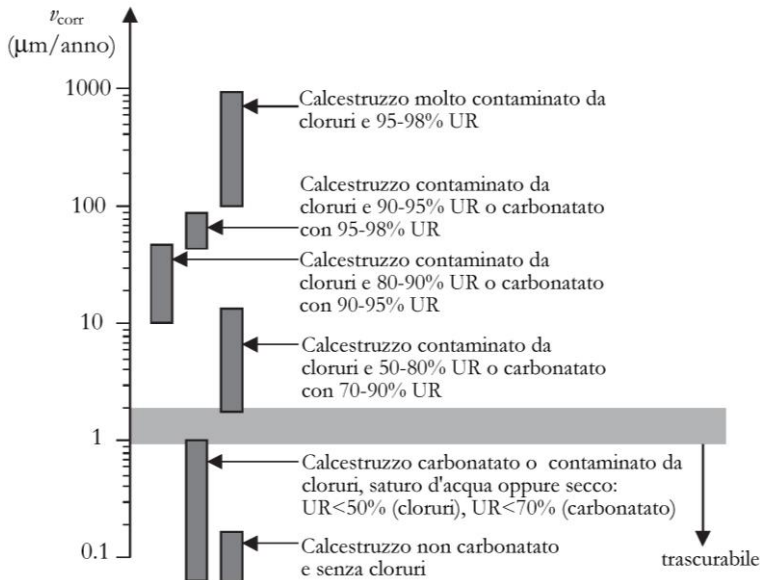


Figura 1.1 – Diverse velocità di corrosione in funzione delle condizioni ambientali e del tipo di calcestruzzo (Pedferri e Bertolini, 2000).

Dalla Figura 1.1 è possibile notare come l'innescò della corrosione è favorito da un'alta presenza di cloruri, un'elevata umidità relativa (corrispondente ad un'elevata presenza di ossigeno) e dall'eventuale perdita di passivazione delle armature.

1.3 La corrosione ed il degrado del calcestruzzo

Un calcestruzzo di buona qualità possiede la durabilità, ovvero la capacità di mantenere nel tempo le proprie caratteristiche meccaniche e funzionali al livello richiesto.

Infatti, in una ipotetica situazione in cui il calcestruzzo ricopre perfettamente le barre di armatura, la corrosione non riuscirebbe ad innescarsi. Se il calcestruzzo viene confezionato correttamente ed è stato messo in opera secondo le regole dell'arte, si comporta come una soluzione alcalina. Esso ha, infatti, un pH intorno a 12.5 che viene ritenuto un valore al di sopra della soglia critica di protezione pari a 11.5. Inoltre se vi è anche l'assenza di cloruri, le barre sono protette da una pellicola sottilissima di ossido, ed in questo caso la velocità di corrosione è nulla. Tuttavia, questa situazione ideale, non è sempre verificata.

Tuttavia, una struttura in cemento armato può manifestare fenomeni di degrado, dovuti a cause esterne o comunque intrinseche al conglomerato, subendo delle alterazioni che ne modificano la struttura ed il comportamento stesso, fino a richiedere interventi di ripristino o, in casi estremi, la messa fuori servizio dell'opera. Le cause di tali degradi sono molteplici, così come mostrato in Figura 1.2. In generale è possibile distinguere le cause esterne da quelle intrinseche. Tra le azioni esterne è possibile riferirsi a:

- penetrazione di sostanze che causano la corrosione delle armature;
- attacchi chimici a carico del calcestruzzo da parte dell'ambiente;
- attacchi fisico-meccanici dovuti all'ambiente o al tipo di esercizio.

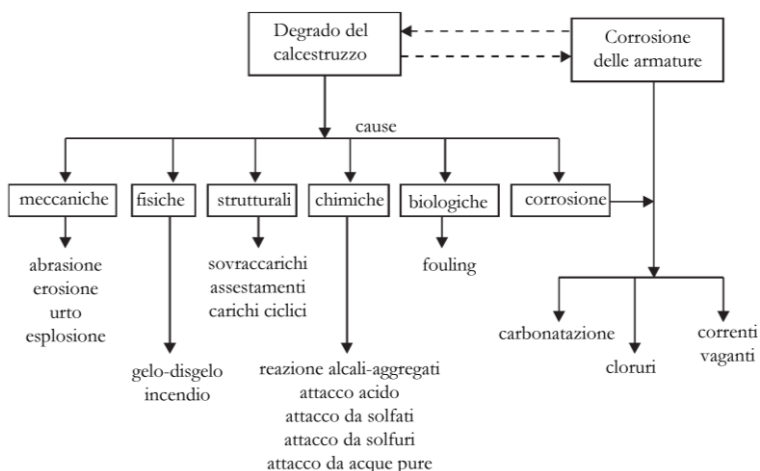


Figura 1.2 - Classificazione delle cause di degrado (Pedferri e Bertolini, 2000).

Le cause intrinseche sono dovute a difetti di progettazione o realizzazione del calcestruzzo che rappresentano motivi di debolezza, come la porosità e la formazione di fessure, o la presenza di sostanze nocive, quali i cloruri.

La corrosione rappresenta, oggi, uno dei principali problemi di durabilità delle strutture. Essa causa la fessurazione del calcestruzzo, dovuta al superamento della resistenza a trazione del conglomerato dovuto all'aumento di volume delle barre. Inoltre, se si considera la riduzione della sezione resistente delle barre di armatura e la perdita di aderenza, è possibile stabilire che, per livelli elevati di corrosione, è possibile, per i casi più gravosi, raggiungere il collasso della struttura

Il degrado del calcestruzzo e la corrosione delle barre di acciaio sono due fenomeni strettamente legati. Infatti, come conseguenza degli attacchi di tipo fisico, chimico e meccanico, viene a mancare la protezione fornita dal copriferro: esso viene o completamente distrutto e rimosso, oppure si formano delle microfessure che compromettono la capacità protettiva delle barre. Di contro la corrosione delle armature provoca un effetto immediato di aumento di volume dell'acciaio per

l'azione espansiva dei prodotti della corrosione; ciò comporta fessurazioni o distacchi del calcestruzzo, riducendone, nel tempo, la sua aderenza con le barre di acciaio.

Il grafico di Tuutti (1982), riportato in Figura 1.3, consente di individuare due fasi fondamentali del processo corrosivo: l'innescò e la propagazione. In questa seconda fase la corrosione si propaga in maniera lineare nel tempo fino a raggiungere un livello massimo oltre il quale risulta necessario intervenire per ripristinare la resistenza strutturale degli elementi considerati. Tale condizioni vengono richiamate nell'ambito del concetto di vita utile della struttura, presente nelle attuali normative, che risulta fondamentale per la corretta valutazione dello stato di degrado dell'opera considerata.

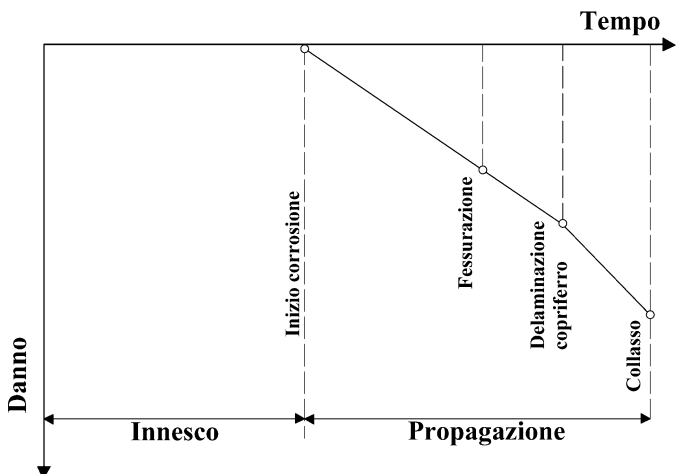


Figura 1.3 – Fasi del processo corrosivo in una struttura in cemento armato (Tuutti, 1982).

L'innescò della corrosione è dovuto, nelle strutture in cemento armato, principalmente da due cause: la carbonatazione del calcestruzzo o la presenza di ioni cloruro in quantità superiori al livello critico.

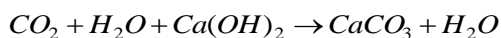
Il calcestruzzo, infatti, con il passare degli anni perde alcune delle sue peculiarità a causa del degrado, e di conseguenza non riesce a svolgere

la propria azione protettiva nei confronti delle barre di armatura. Si possono verificare differenti situazioni che causano l'innesco della corrosione. Il primo è la presenza dell'anidride carbonica, che colpisce il calcestruzzo dagli strati più esterni fino a quelli più interni comportando l'annullamento dell'alcalinità del conglomerato. In questo caso la corrosione si presenta distribuita in maniera più o meno uniforme su tutta l'armatura. Una seconda possibile causa è la presenza di correnti disperse, che nel caso in cui la corrente esca dalle armature, provoca la rimozione dello strato protettivo; essa si localizza proprio nelle zone in cui la corrente esce dalle barre. Il terzo è la presenza di cloruri oltre la soglia critica (0.4% del contenuto in peso di cemento): in questo caso si possono avere delle rotture locali del film protettivo. Si formeranno dei crateri, detti *pit*, che sono circondati da aree non corrose.

Nel momento in cui la pellicola protettiva si rompe, localmente o completamente, e sono presenti ossigeno o acqua o correnti disperse, avviene la corrosione: essa interessa solo alcune parti delle armature e si generano delle macrocoppie tra le parti corrose e quelle ancora passivamente integre.

1.3.1 Corrosione da carbonatazione

La corrosione da carbonatazione è causata dalla presenza dell'anidride carbonica, che va ad annullare l'alcalinità del calcestruzzo. In presenza di umidità, essa si lega all'idrossido di calcio che si era formato precedentemente, durante la fase di idratazione del cemento Portland, ottenendo carbonato di calcio, attraverso la seguente reazione:



L'innesco avviene nel momento in cui la carbonatazione raggiunge il copriferro: è, quindi, necessario un tempo più lungo per avere l'innesco della corrosione in elementi aventi spessore del copriferro con uno spessore maggiore.

La carbonatazione non produce effetti negativi sul calcestruzzo, ma, inizialmente, ne riduce la porosità migliorandone le caratteristiche meccaniche. Tuttavia, essa produce effetti negativi sulle armature: infatti il calcestruzzo che era fortemente basico ($\text{pH} > 12$) e quindi passivante nei confronti dell'acciaio, diventa neutro man mano che la carbonatazione si sviluppa, facendo perdere, così, la sua funzione protettiva nei confronti delle armature. L'acciaio si trova quindi a contatto con l'acqua con valori di pH nettamente inferiori alla soglia di sicurezza di 11.5. La carbonatazione ha un andamento dalla superficie esterna verso l'interno del calcestruzzo.

La legge di propagazione della carbonatazione è del tipo:

$$s = K \cdot t^{1/n_{carb}} \quad (1.10)$$

dove K è una costante che dipende dalle caratteristiche del calcestruzzo, s è lo spessore dello strato che ha subito la carbonatazione, t è il tempo (espresso in anni) ed n_{carb} è un coefficiente che per calcestruzzi porosi vale 2, mentre per calcestruzzi compatti risulta maggiore di 2.

La Figura 1.4 descrive graficamente la relazione espressa dall'Eq. (1.10). Al crescere del tempo, ed in funzione della costante K , la profondità della carbonatazione aumenta con andamento parabolico.

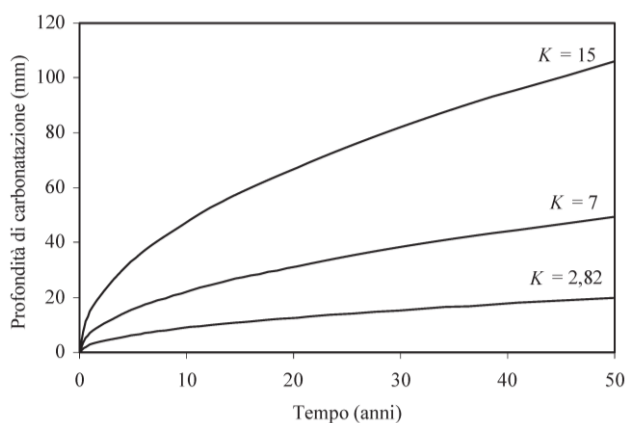


Figura 1.4 – Profondità della carbonatazione in funzione del fattore K (Pedferri e Bertolini, 2000).

La velocità di carbonatazione si calcola come variazione dello spessore nel tempo, attraverso la quale è, quindi, possibile calcolare la velocità di carbonatazione attraverso la relazione:

$$v = \frac{K}{n} \cdot t^{(1-n)/n} \quad (1.11)$$

Il fattore K può essere determinato sperimentalmente per strutture esistenti. Esso può assumere i valori di seguito riportati, espressi in mm/anno^{1/2}:

- $2 < K < 6$ per calcestruzzi molto compatti e contenuto di cemento superiore a 350 kg/m³;
- $6 < K < 9$ per calcestruzzi mediamente compatti;
- $K > 9$ per calcestruzzi porosi.

Il coefficiente K, che esprime la variazione della velocità di carbonatazione, dipende da numerosi fattori.

Il primo è l'umidità relativa. Se essa infatti è compresa tra il 50 e l'80% si creano le condizioni ideali per l'innescamento della corrosione da carbonatazione. Se l'umidità fosse superiore all'80% non ci sarebbe possibilità per l'anidride carbonica di penetrare all'interno dei pori che sarebbero pieni d'acqua. Quindi la velocità di diffusione dell'anidride carbonica diminuisce al crescere dell'umidità relativa, così come mostrato in Figura 1.5 .

Viceversa per valori di umidità inferiori al 40% il processo di carbonatazione avrebbe velocità tale da rendere il fenomeno trascurabile. Risulta quindi molto importante condurre indagini accurate per stabilire il microclima intorno alla struttura e nelle sue diverse parti: tutto questo si traduce anche in valori del coefficiente K diversi per elementi diversi appartenenti alla stessa costruzione.

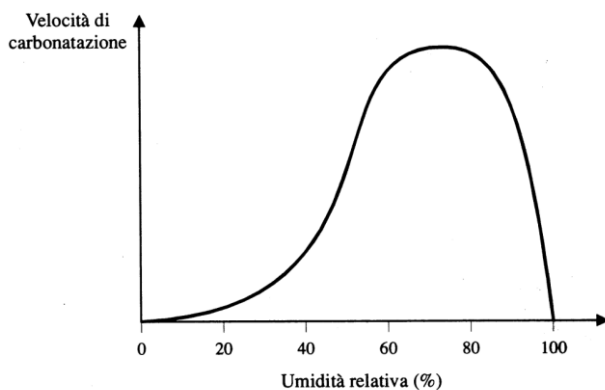


Figura 1.5 – Velocità di carbonatazione in funzione dell'umidità relativa (Pedferri e Bertolini, 2000).

Un ulteriore parametro da valutare è la concentrazione di anidride carbonica: con valori dell'ordine del 3-5% il processo di carbonatazione e, di conseguenza, di corrosione risulta molto accelerato anche se in presenza di grandi quantità di anidride carbonica il calcestruzzo risulta meno poroso. Infine per ridurre gli effetti della carbonatazione è necessario stimare l'alcalinità del calcestruzzo, che dipende sia dalla quantità ma anche dal tipo di cemento utilizzato.

La velocità di corrosione dipende dall'umidità relativa, che rappresenta il parametro da conoscere mentre svolgono un ruolo marginale le caratteristiche del calcestruzzo esposte in precedenza (rapporto a/c, stagionatura, cemento). Dalla Figura 1.6 si evidenzia come la velocità di corrosione aumenti al crescere dell'umidità ed anche in funzione della qualità del cemento.

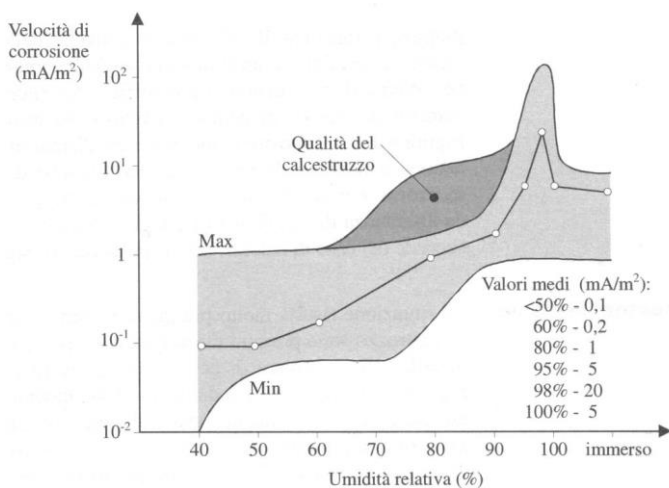


Figura 1.6 – Valori della velocità di corrosione in un calcestruzzo (Pedferri e Bertolini, 2000).

1.3.2 Corrosione da cloruri

Così come è possibile osservare in Figura 1.7, rispetto al caso della corrosione da carbonatazione, la velocità di corrosione cresce più rapidamente se nel calcestruzzo sono presenti cloruri. La corrosione da cloruri è pericolosa quanto, se non di più, quella dovuta alla carbonatazione. In questo caso bisogna è necessario che la concentrazione di cloruri (oggi vietati nei calcestruzzi) non superi un valore limite, oltre il quale viene spezzato il film protettivo generato dal calcestruzzo sulle barre di armatura.

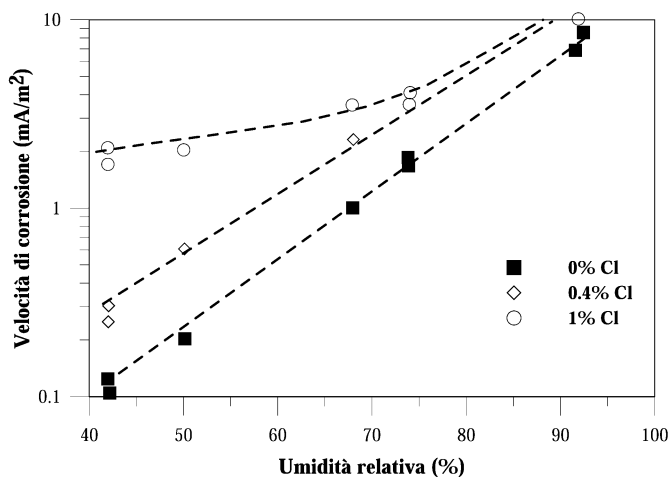


Figura 1.7 – Valori di velocità di corrosione in un calcestruzzo carbonatato in funzione dell’umidità e dei cloruri (Pedferri e Bertolini, 2000).

Questo tipo di rottura ha carattere locale e, quindi, il film si rompe in zone molto limitate (si parla in questo caso di corrosione localizzata o di pitting, Figura 1.8), almeno in una fase iniziale del fenomeno.

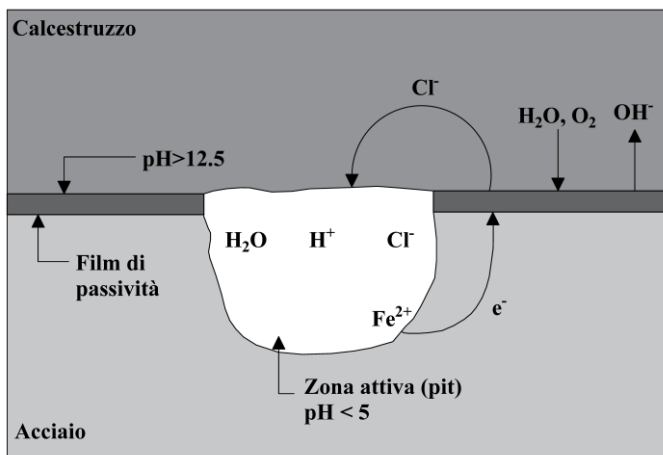


Figura 1.8 – Schema della corrosione da cloruri (Pedferri e Bertolini, 2000).

L'ambiente in cui si sviluppa l'attacco da cloruri è basico (pH molto elevati). Con il passaggio di corrente che si genera, dalla zona anodica a quella catodica, si assiste ad una riduzione dell'alcalinità nell'anodo, mentre le condizioni migliorano in corrispondenza della zona catodica.

Il tempo di innesco della corrosione dovuta ai cloruri, dipende dalla loro concentrazione oltre che alle caratteristiche proprie del calcestruzzo.

Per studiare le caratteristiche di penetrazione dei cloruri si potrebbe utilizzare la seconda legge di Fick, descritta nell'Eq. (1.2).

Noto il contenuto superficiale di cloruri C_s , attraverso l'Eq. (1.3) quindi, è possibile determinare la concentrazione al tempo t e ad una determinata profondità x . La determinazione di tale quantità consente, nota la posizione delle barre all'interno del calcestruzzo, di determinare il tempo necessario alla rottura del film protettivo e, conseguentemente, il tempo di innesco del fenomeno corrosivo, conoscendo la concentrazione critica di cloruri determinata attraverso la seguente relazione:

$$C_{crit} = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{a_C - \Delta x_C}{2 \cdot \sqrt{D_{app,c} \cdot t}} \right] \quad (1.12)$$

con C_0 il contenuto di cloruri iniziale presenti nel calcestruzzo, $C_{s,\Delta x}$ il contenuto di cloruri ad una distanza Δx_C al tempo t , a_C la dimensione del copriferro in mm, e $D_{app,c}$ il coefficiente di diffusione apparente, determinato come:

$$D_{app,c} = k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot k_t \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^{a_D} \quad (1.13)$$

dove k_e è un fattore ambientale, $D_{RCM,0}$ è il coefficiente di migrazione dei cloruri, funzione del rapporto acqua/cemento e del tipo di cemento, mentre $k_t=1$, $t_0=0.0767$ ed a_D è funzione del tipo di cemento.

Il contenuto superficiale C_s è stato determinato per un ambiente marino, anche se è necessario tenere sempre in considerazione la posizione della struttura rispetto alle onde, ai venti ed alle piogge. I valori di C_s risultano maggiori nelle zone sottoposte alle onde ed agli spruzzi, così come mostrato in Figura 1.9. Inoltre, i valori di C_s più elevati si hanno quando il peso di cemento per unità di volume aumenta, a parità delle altre condizioni.

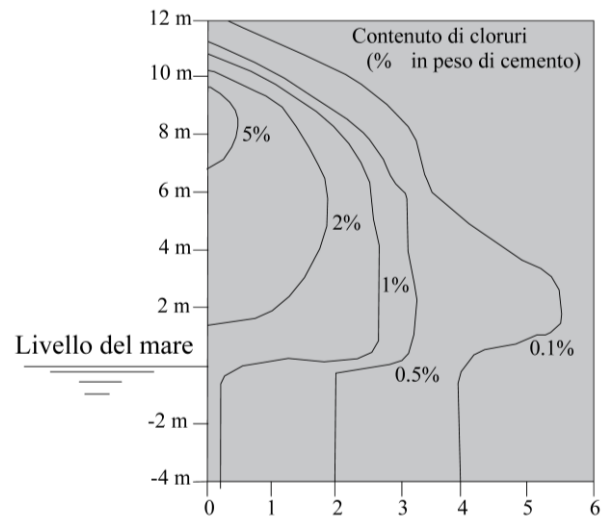


Figura 1.9 – Contenuto di cloruri in funzione della profondità (Pedefferri e Bertolini, 2000).

Il valore di D_{ce} , riportato in Tabella 1.1, varia da 10^{-13} a 10^{-10} m^2/s in funzione di alcuni parametri, tra cui il tipo di cemento, la permeabilità del calcestruzzo e il rapporto acqua/cemento.

Tipo di cemento	D_{ce} (10^{-8} cm^2/s)
portland	4.47
portland + 30% ceneri volanti	1.47
portland + 65% scoria d'altoforno	0.41

Tabella 1.1 – Valori di Dce in funzione della pasta cementizia (Pedferri e Bertolini, 2000).

Nel momento in cui l'attacco è innescato, al crescere dell'umidità (e della temperatura) e del contenuto di cloruri, la velocità di penetrazione aumenta: basti pensare, ad esempio, che passando da un'umidità dal 70 al 95% e un contenuto in peso di cloruri dall'1 al 3% la velocità di corrosione passa da decine di $\mu\text{m}/\text{anno}$ a mm/anno . Affinché non si abbia corrosione da cloruri è necessario avere valori di umidità ben al di sotto della soglia del 40%, così come mostrato in precedenza.

1.3.3 Corrosione da macrocoppie

Si ha questo tipo di corrosione, quando i processi (anodici e catodici) che riguardano le armature avvengono in zone lontane e distinte ed in questo caso si generano delle macrocoppie. Un caso comune è quello che c'è tra armature attive e passive. Le prime sono quelle da cui la corrente si genera e si comportano da anodo, mentre le seconde si comportano da catodo migliorando in questo modo la propria protezione.

Le strutture in cui la corrosione da macrocoppie è maggiormente diffusa sono quelle interrate o quelle immerse in acqua di mare. In questi casi, rispetto a quando la struttura è a contatto con l'atmosfera, la resistività del calcestruzzo è inferiore e la zona catodica risulta più ampia. Oltre a ciò, sia i terreni che l'acqua di mare rappresentano un elettrolita infinito, riducendone infinitamente la resistenza alle correnti indotte. L'unico aspetto positivo è la quasi totale mancanza di ossigeno, che riesce ad annullare il fenomeno fino a quando, però, non si instaurano condizioni locali tali da annullare questo effetto.

Una di queste situazioni, si ha soprattutto in ambiente marino dove si formano macrocoppie tra armature che sono venute a contatto per svariati motivi ed armature passive (Figura 1.10). In questo caso, però, la quantità di ossigeno a disposizione si riduce nel tempo e di

conseguenza la corrente di macrocoppia tende a diminuire fino ad annullarsi.

Non è possibile dire, tuttavia, che per le strutture a contatto con le onde marine dove l'apporto di ossigeno è costante, il processo non si esaurisce.

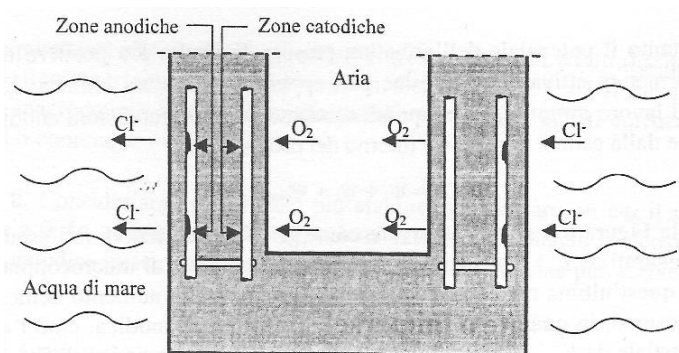


Figura 1.10 – Corrosione da macrocoppie (Pedferri e Bertolini, 2000).

1.3.4 Infragilimento da idrogeno

Nel momento in cui si forma idrogeno atomico sulla superficie delle barre di armatura, si possono avere delle perdite di resistenza ed eventualmente cedimenti improvvisi. Questo tipo di rotture fragili riguarda soprattutto le strutture in cemento armato precompresso, e sono tipicamente rotture da sforzo, cioè dovuti alla presenza di carichi esterni oppure ad eventuali difetti di progettazione, manutenzione o messa in opera. Si parla anche di rotture differite, in quanto i cedimenti possono verificarsi giorni o anni dopo che il fenomeno ha avuto inizio. Questo processo colpisce soprattutto gli acciai ad alta resistenza, cioè quelli che hanno valori di resistenza maggiori di 700 MPa. Più la resistenza cresce minori saranno le quantità di idrogeno molecolare necessarie ad innescare il fenomeno. Gli acciai ottenuti per tempra sono quelli che si dimostrano più deboli rispetto all'infragilimento, mentre quelli lavorati a caldo sono più resistenti.

L'idrogeno necessario all'innesco può provenire o dalla riduzione degli ioni idrogeno ($H^+ + e^- \rightarrow H_{ad}$) o dalla decomposizione dell'acqua ($H_2O + e^- \rightarrow H_{ad} + OH^-$). In presenza di alcune sostanze come lo zolfo, arsenico o antimonio, l'idrogeno riesce ad essere maggiormente adsorbito e quindi si accumula in quantità pericolose. Anche il pH ed il potenziale giocano un ruolo fondamentale nell'infragilimento da idrogeno. Le condizioni più gravose risultano quelle a basso potenziale ed alto pH, o quelle a basso pH ed alto potenziale. Queste condizioni sono lontane dalla condizione normale delle strutture, ma possono avvenire dei cambiamenti che portano a queste nuove caratteristiche pericolose: la corrosione localizzata, con la produzione di cloruri che rende fortemente acide le zone anodiche senza ossigeno. Nel caso del pitting infatti vengono misurati valori del pH di 2,5 e un potenziale di -600 mV.

L'infragilimento da idrogeno si verifica in tre fasi:

- Una prima fase in cui si formano le prime lesioni;
- Una seconda fase in cui queste lesioni si propagano, fino al raggiungimento di condizioni di instabilità;
- L'ultima fase, quella di rottura fragile.

1.4 Corrosione naturale e corrosione indotta artificialmente

La corrosione naturale è un processo che dall'innesco ha una durata particolarmente lunga. In accordo con quanto riportato in Song et al. (2007) e mostrato in Tabella 1.2, i valori medi di intensità di corrente di corrosione per le strutture reali sono pari circa a $1 \mu A/cm^2$. Tali valori, se confrontati con quelli proposti in sperimentazioni disponibili in letteratura e compresi tra 100 e $2000 \mu A/cm^2$ (Rodriguez 1997, Almusallam 1996) risultano notevolmente inferiori.

Intensità di corrente ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Livello di corrosione
< 0.1	Trascurabile
0.1 - 0.5	Basso
0.5 - 1	Medio
> 1	Alto

Tabella 1.2 – Valori di intensità di corrente misurati in situ (da Song et al. 2007)

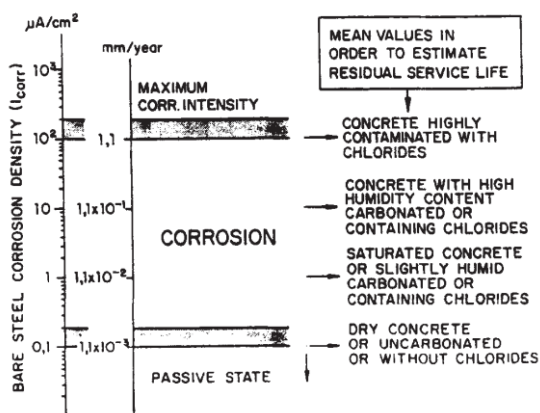


Figura 1.11 – Valori di intensità di corrente di corrosione registrate in laboratorio (da Andrade, 1996).

L'utilizzo di sistemi di innesco di correnti di corrosione elevati in laboratorio comporta delle perdite di sezione localizzate più elevate rispetto al caso della corrosione naturale.

1.4.1 Sistemi di innesco della corrosione nelle strutture in cemento armato

In questo paragrafo si riportano alcune metodologie utilizzate dai ricercatori che hanno riprodotto le condizioni di corrosione in laboratorio. In accordo con quanto mostrato da Rodriguez (1997), le travi vengono preparate per 28 giorni, al chiuso, utilizzando un sistema di nebulizzazione per mantenerle in condizioni di umidità costante ed

elevata. La corrosione accelerata viene ottenuta immergendo i provini in una soluzione di acqua e cloruro di sodio. Il processo di corrosione dura un periodo compreso tra 100 e 200 giorni. In base alle misure di corrosione effettuate sui campioni durante il periodo di osservazione, le barre di armatura sono state soggette ad una corrente di corrosione costante pari a $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, applicata in corrispondenza della superficie di calcestruzzo attraverso dei contro-elettrodi in acciaio inossidabile, così come mostrato in Figura 1.12.

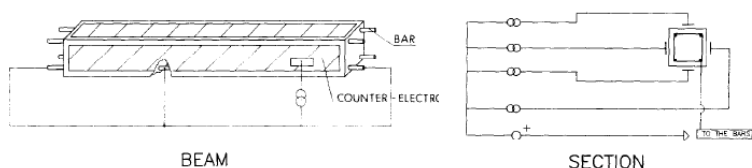


Figura 1.12 – Sistema per l'innescio della corrosione in Rodriguez (1997).

Dopo avere corroso le barre di armatura fino al livello di corrosione prefissato, viene ricavata una mappa dettagliata delle fessure nel calcestruzzo. Il valore principale dell'attacco corrosivo viene ottenuto tramite il metodo gravimetrico, pesando, cioè, la barra prima e dopo il processo e dopo avere eliminato i prodotti della ruggine. In seguito le travi vengono caricate fino alla rottura. Il massimo valore di attacco localizzato (pit) viene ricavato tramite misure geometriche dei singoli crateri, pur non essendo tale metodo affidabile in termini di risultati ottenuti, così come definito da molti autori in letteratura

Nelle prove eseguite da Almusallam (1996), il campione viene inizialmente lasciato maturare per 28 giorni. Per accelerare il processo corrosivo, una corrente diretta pari a $1 \text{ mA}/\text{cm}^2$ è stata impressa sulla barra immersa nel calcestruzzo utilizzando un sistema integrato costituito da un amperometro incassato per monitorare la corrente, ed un potenziometro per controllare l'intensità di corrente, così come mostrato in Figura 1.13.

Il campione viene immerso parzialmente in una soluzione con cloruro di sodio al 5% in un serbatoio, lasciando la barra di armatura al di sopra del pelo libero, così da assicurare che la ruggine che si è formata per la corrosione non venga tolta dall'acqua. La direzione della corrente viene aggiustata in maniera tale che la barra di armatura funga da anodo mentre il piatto di acciaio inossidabile agisca da catodo. Il grado di corrosione viene misurato come perdita gravimetrica in peso delle barre di armatura.

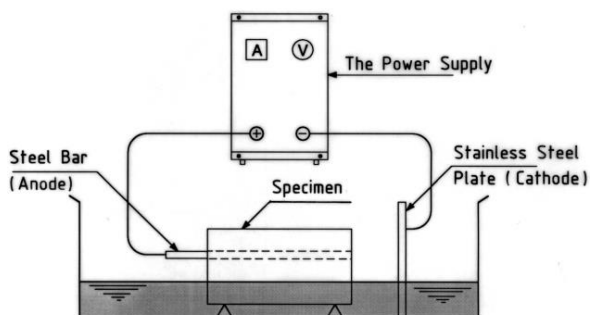


Figura 1.13 – Sistema per l'innescare della corrosione in Almusallam (1996).

Nelle prove eseguite da Andrade et al. (1993), sono stati utilizzati quattro diversi campioni, che si differenziano per la posizione delle barre (agli angoli o al centro) o per la composizione della miscela di calcestruzzo (se vi è ad esempio la presenza di cloruro di calcio). Dopo averne aspettata la maturazione per 28 giorni, i campioni vengono bagnati per alcuni giorni in modo da garantire il perfetto collegamento degli estensimetri al calcestruzzo. Un potenziometro/galvanometro standard (Amel 551), così come mostrato in Figura 1.14, viene usato per applicare la corrente attraverso un contro elettrodo situato al di sotto del campione.

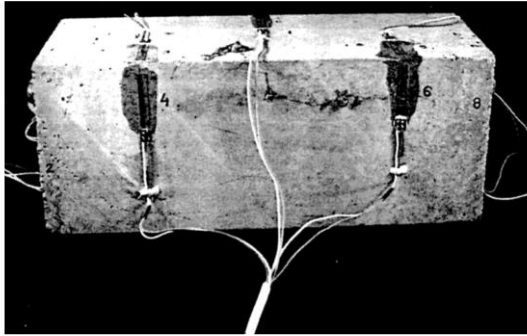


Figura 1.14 – Sistema per l’innescò della corrosione in Andrade et al. (1993).

Il contatto elettrico tra campione e contro elettrodo viene fornito da una spugna bagnata. La corrente applicata ha un’intensità compresa tra 10 e 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$: per gli autori tali valori rappresentano i massimi per calcestruzzo carbonatato o contaminato da cloruri.

1.4.2 Tecniche di misura della corrente di corrosione in situ

In accordo con quanto mostrato da Andrade e Alonso (2001), le misure in situ dei livelli di corrosione si basano principalmente sulla legge di Faraday, ottenuta utilizzando tecniche elettrochimiche, che consente la conversione dai parametri elettrochimici a quelli gravimetrici, attraverso la seguente relazione:

$$\frac{I_{\text{corr}} \cdot t}{F} = \frac{\Delta W}{W_m / Z} \quad (1.14)$$

dove I_{corr} è la corrente elettrica in A, t il tempo in s, F la costante di Faraday (96500 Coulomb), ΔW la perdita di peso dovuta alla corrosione in g, W_m il peso molecolare del metallo e Z la valenza. L’intensità di corrente I_{corr} , solitamente, è un valore locale e per tale motivo viene misurato in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Quando I_{corr} è costante nel tempo, cioè risulta costante in diverse misurazioni, viene misurato in $\mu\text{A}/\text{anno}$. Un discorso differente va fatto per la corrosione da cloruri, che produce sulla barra degli effetti localizzati. In questo caso la misura

dell'intensità di corrente di corrosione I_{corr} potrebbe essere errata maggiore è la zona interessata dal processo corrosivo, così come mostrato in Figura 1.15.

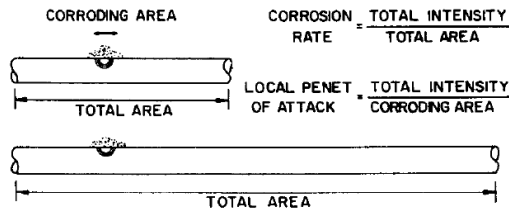


Figura 1.15 – Errori nella misura della profondità di corrosione (da Andrade ed Alonso, 2001).

Una possibile soluzione per correggere questo tipo di errore potrebbe essere quella di utilizzare campioni di lunghezze ridotte, oppure riferire l'intensità di corrente determinata all'area effettivamente osservata. Questo comporta comunque una distruzione dei campioni. Questa difficoltà può essere in parte superata utilizzando metodi statistici, nel caso di corrosione atmosferica. In questo caso il parametro che riguarda il fenomeno è il rapporto tra la penetrazione media P_{av} e quella massima dovuta al pitting P_{max} , con valori compresi tra 3 e 5 per il solo acciaio. Nel caso di strutture in cemento armato, secondo il modello di Andrade e Alonso (1993), risulta conveniente utilizzare un valore conservativo di 10.

Un primo metodo elettrochimico per misurare la corrente di corrosione è il metodo di intersezione delle curve di polarizzazione. Il suo uso è però molto limitato, per via della natura distruttiva della prova. Questo rende una sua eventuale applicazione nelle strutture esistenti molto complessa e di conseguenza poco probabile.

Una tecnica non distruttiva è quella della resistenza di polarizzazione, introdotta da Stern (1957). Essa è molto veloce da applicare e deriva dall'approssimazione ad un comportamento lineare della dipendenza del potenziale e della corrente, mentre vengono registrati intorno al potenziale di corrosione. Come riportato in Andrade e Alonso (1996),

la tecnica RP è basata sull'osservazione della linearità delle curve di polarizzazione nell'intorno di E_{corr} (corrosione elettrochimica), andando ad individuare la pendenza $\Delta E/\Delta I$ delle curve di polarizzazione, così come mostrato in Figura 1.16.

Dal grafico mostrato in precedenza è possibile ottenere la formula di Stern:

$$R_p = \left(\frac{\Delta E}{\Delta I} \right)_{\Delta E \rightarrow 0} \quad (1.15)$$

La correlazione tra R_p e I_{corr} viene fornita tramite una costante, B. Quest'ultima dipende dalle costanti di Tafel delle curve di polarizzazione e che varia tra 13 e 52 mV per tutti i metalli. Nel caso del calcestruzzo è stato determinato un valore di $B=26$ mV mentre per l'acciaio passivato $B=52$ mV. Di conseguenza l'espressione finale che correla R_p e I_{corr} diventa:

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p} \quad (1.16)$$

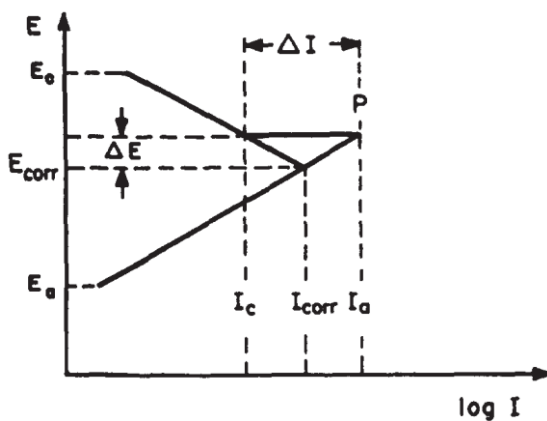


Figura 1.16 – Curve di resistenza di polarizzazione (da Andrade e Alonso, 1996).

La principale caratteristica delle strutture reali che riguarda il monitoraggio della corrosione è la lunghezza “quasi infinita” della barra. Questo comporta un utilizzo dei modelli che non tengono in considerazione la lunghezza del metallo. Quindi le tecniche di mappatura del potenziale o della resistività del calcestruzzo risultano non idonee per questo tipo di problema. Alla stessa maniera l’utilizzo di elettrodi non è praticabile poiché il segnale si attenua man mano che ci si allontana dal contatore. Eseguendo il rapporto $\Delta E/\Delta I$ si ottiene un valore di R_p pari a R_p^{app} che, tuttavia, non è possibile utilizzare per previsioni di tipo quantitativo. Vengono quindi utilizzati metodi alternativi. Uno di questi è il modello di trasmissione lineare, che viene utilizzato per modellare l’incremento della corrente lungo la barra. Tuttavia, in presenza di corrosione localizzata, R_p potrebbe essere sovrastimato. Quest’ultimo problema viene risolto utilizzando i metodi di confinamento della corrente (anello di guardia), così come mostrato in Figura 1.17. Vista la lunghezza delle barre che va considerata infinita, in base alla modellazione del problema, deve essere valutato correttamente il valore di R_p .

Secondo la Figura 1.17, così come mostrato in Andrade e Alonso (1996), i valori minimi di corrente che innescano la corrosione ottenuti in laboratorio sono compresi tra 0.1 e 0.2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Il valore 0.2 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ è legato ad un errore intrinseco alla formula di Stern. I valori massimi registrati sono pari a 100 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Tale valore è riferito alla corrosione provocata da attacco cloridrico, mentre in presenza di carbonatazione del calcestruzzo si registrano valori 10 volte inferiori, intorno quindi a 10 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Ottenuti i valori di I_{corr} è possibile determinare i valori di E_{corr} ed R quando si è ottenuta la resistenza alla polarizzazione. La resistività del calcestruzzo associata alla frontiera attiva- passiva è 200-400 $\text{k}\Omega\cdot\text{cm}$.

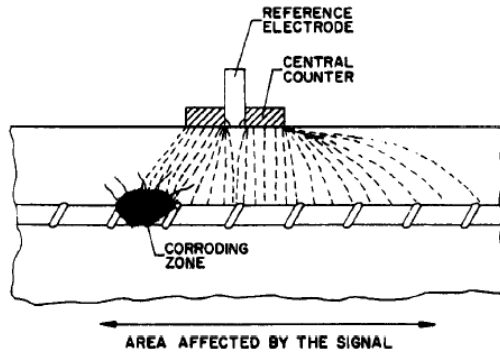


Figura 1.17 – Metodi di confinamento della corrente (Andrade e Alonso, 1996).

Per quanto riguarda i valori di I_{corr} che è possibile avere in situ, dopo numerose registrazioni effettuate in edifici esistenti, è stato possibile ottenere la seguente curva di frequenza di I_{corr} misurata in presenza di carbonatazione ed attacco cloridrico e riportata in Figura 1.18.

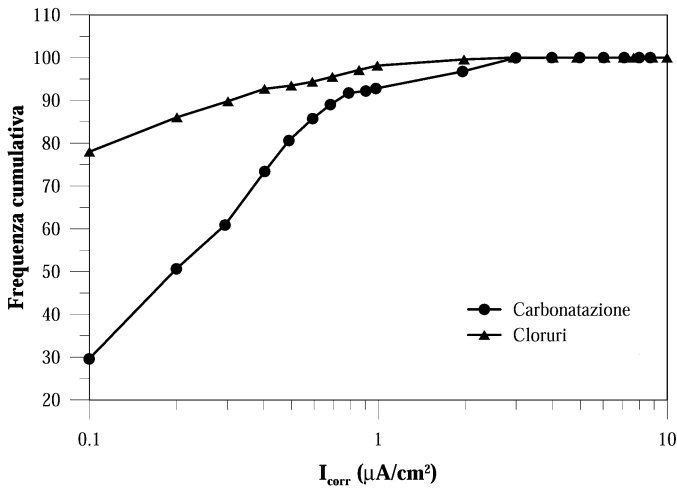


Figura 1.18 – Valori di intensità di corrente misurati in situ (Andrade e Alonso, 1996).

In Figura 1.19 si riportano i risultati di valori di intensità di corrente misurati in situ da Stern et al. (1957).

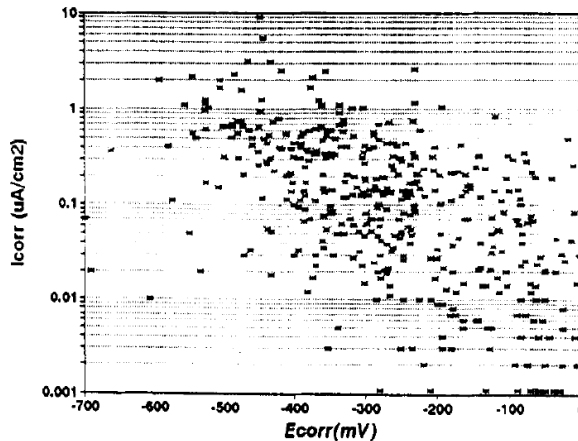
Liu e Weyers (1998) hanno determinato sperimentalmente la relazione tra l'intensità di corrente di corrosione e alcuni parametri come il contenuto di cloruri, la resistenza e la temperatura. Gli autori hanno esposto per 5 anni 2927 campioni ad aria e cloruri, ottenendo la seguente relazione:

$$\ln 1.08 \cdot i = 7.89 + 0.7771 \cdot \ln 1.69 \cdot Cl - 3006/T - 0.000116 \cdot R_0 + 2.24 \cdot t^{-0.215} \quad (1.17)$$

dove i è l'intensità di corrente misurata con il metodo 3LP, Cl è il contenuto di cloruri (kg/m^3), T è la temperatura alla profondità della superficie di acciaio (in K), R_c è la resistenza ohmica del copriferro (in Ω) e t è il tempo di corrosione (in anni).

Questa formula proposta va modificata per tenere conto che la precedente relazione era ottenuta secondo il metodo ASTM C1152, ovvero con un acido solubile, per cui solo gli ioni liberi influenzano i processi di corrosione. Per tale motivo la nuova relazione da tenere in considerazione è:

$$\ln 1.08 \cdot i = 8.37 + 0.618 \cdot \ln 1.69 \cdot Cl - 3034/T - 0.000105 \cdot R_0 + 2.32 \cdot t^{-0.215} \quad (1.18)$$



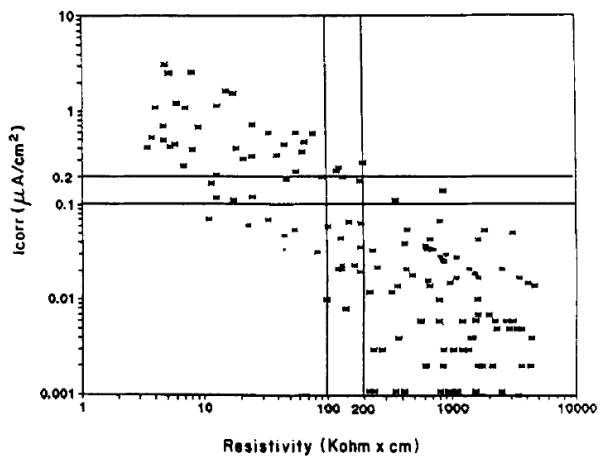


Figura 1.19 – Valori di intensità di corrente misurati in situ (Stern, 1957).

2. Effetti della corrosione sulle caratteristiche meccaniche e geometriche di elementi strutturali in calcestruzzo armato

2.1 Introduzione

In questo capitolo, alla luce dei dati sperimentali e dei modelli analitici esistenti, viene mostrato il cambiamento delle proprietà geometriche e meccaniche delle barre di acciaio, del calcestruzzo e del legame di aderenza dovuto alla corrosione da carbonatazione e da cloruri.

Sono in primo luogo analizzati gli effetti della corrosione sulla variazione delle proprietà geometriche e meccaniche delle barre in acciaio in presenza di corrosione da carbonatazione e corrosione da cloruri. Si focalizza, inoltre, l'attenzione sugli effetti relativi al comportamento a trazione e compressione, in termini di legame tensione-deformazione di barre di armatura.

Vengono successivamente valutati gli effetti della corrosione delle barre d'armatura sul calcestruzzo. In particolare si esamina il fenomeno legato all'espansione volumetrica delle armature che provoca la fessurazione del calcestruzzo con conseguente riduzione della resistenza in compressione e trazione.

Vengono, infine, esaminati gli effetti della corrosione sulle forze di aderenza con particolare riferimento ai legami relativi alle tensioni di aderenza ed agli scorrimenti.

2.1.1 Variazione della geometria sezionale di una barra per effetto della carbonatazione

La corrosione diffusa delle barre di armatura è causata dalla carbonatazione del calcestruzzo e dalla sua conseguente perdita della capacità protettiva nei confronti dell'acciaio, provocando una riduzione generale del diametro della barra lungo tutto il suo sviluppo longitudinale. In accordo con quanto mostrato da Val (2007), utilizzando le misure elettrochimiche, è possibile correlare la corrente di corrosione che si è generata sulla barra con la riduzione del diametro attraverso la legge di Faraday. Essa è calibrata sulla circostanza che, con una corrente di corrosione costante e pari a $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ si produce una penetrazione di $11.6 \mu\text{m}$ per anno, come rilevato sperimentalmente. Secondo tale ipotesi la riduzione ΔD del diametro D_0 è pari a:

$$\Delta D = 0.0232 \cdot i_{corr} \cdot t \quad (\text{mm}) \quad (2.1)$$

dove con t si è indicato il tempo in anni e con i_{corr} l'intensità della corrente di corrosione. Se si considera una sezione dove sono presenti barre di armatura, in zona tesa o compressa, soggette a questo tipo di fenomeno, mantenendo costante l'intensità di corrente di corrosione, l'area dell'armatura in presenza di corrosione diffusa è pari a:

$$A_{s,diff}(t) = \frac{\pi [D_0 - \Delta D(t)]^2}{4} \geq 0 \quad (2.2)$$

Se invece è nota la perdita di massa dovuta alla carbonatazione, è possibile valutare la riduzione di diametro relativa alla perdita di massa attraverso la relazione fornita da Kashani et al. (2012):

$$D_{corr} = D_0 \sqrt{1 - (0.01 \cdot \psi_{corr})} \quad (2.3)$$

con ψ_{corr} la perdita di massa misurata in percentuale attraverso la seguente relazione:

$$\psi_{corr} = 100 \cdot \left(\frac{m_0 - m}{m_0} \right) \quad (2.4)$$

dove m_0 è la massa per unità di lunghezza della barra non corrosa, m è la massa finale per unità di lunghezza della barra dopo avere rimosso i prodotti della corrosione.

In Figura 2.1 si mostra il confronto tra i risultati sperimentali di Rodriguez (1997) ed i valori ottenuti analiticamente attraverso la relazione (2.1) relativi alla riduzione del diametro della barra in funzione del tempo con un'intensità di corrente fissata ed in presenza di corrosione diffusa.

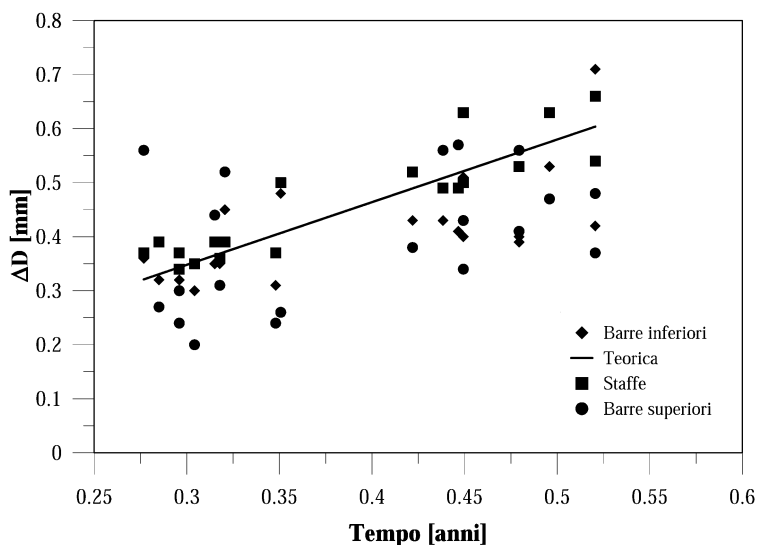


Figura 2.1 – Confronto analitico-sperimentale tra i valori sperimentali ed analitici di penetrazione da corrosione diffusa.

Dalla Figura 2.1 emerge un buon accordo tra i valori sperimentali misurati e quelli analitici.

2.1.2 Variazione degli effetti geometrici indotti sulla barra dai cloruri

La corrosione localizzata si manifesta in presenza di una concentrazione di cloruri superiore a quella critica calcolata tramite la relazione (1.12). Rispetto al caso della corrosione da carbonatazione, ed a parità di i_{corr} , si hanno riduzioni localizzate della sezione trasversale e quindi dell'area della barra molto più marcate. In assenza di una correlazione diretta tra l'intensità di corrente e la perdita di area, viene introdotto da Tuutti (1982) un coefficiente R , definito fattore di pitting, che è dato dalla seguente relazione:

$$R = \frac{P_{max}}{P_{av}} \quad (2.5)$$

dove P_{max} è la perdita massima di sezione, dovuta al pitting, e P_{av} è la riduzione media del diametro calcolata con la formula di Faraday attraverso l'Eq. (2.1).

Per la determinazione di R si utilizza un approccio statistico, in cui tale parametro viene descritto attraverso una distribuzione di Gumbel del tipo:

$$F(R) = \exp \left\{ - \exp \left[- \frac{(R - \mu)}{\alpha_R} \right] \right\} \quad (2.6)$$

dove α_R e μ sono i parametri della distribuzione. In accordo con quanto stabilito da Stewart (2004), questi parametri vengono assunti come base dei risultati di Gonzales (1995) dove, per barre aventi diametro pari a 8 mm e lunghezza 125 mm, $R=4$ e $R=8$ rappresentano il 5° e il 95° percentile della distribuzione. Di conseguenza, la media è pari a 5.65 e la $COV=0.22$ che corrispondono ai parametri di Gumbel $\mu_0=5.08$ e $\alpha_0=1.02$. Se le dimensioni della barra sono diverse da quelle utilizzate da Gonzales (1995) è possibile utilizzare la relazione fornita da Turnbull (anno) nella forma:

$$\mu = \mu_0 + \frac{1}{\alpha_0} \ln \left(\frac{A}{A_{0b}} \right) \quad \text{con } \alpha = \alpha_0 \quad (2.7)$$

con A l'area della barra ed A_{0b} l'area della barra avente diametro 8 mm e 125 mm di lunghezza.

Altri studi condotti da Tuutti (1982) dimostrano come il valore di R cambi in funzione del diametro della barra e della sua lunghezza.

Nota il coefficiente di pitting R è possibile determinare la profondità del pit $p(t)$, riportato in Figura 2.2, e descritto analiticamente dalla relazione:

$$p(t) = 0.0116 \cdot i_{corr} \cdot t \cdot R \quad (2.8)$$

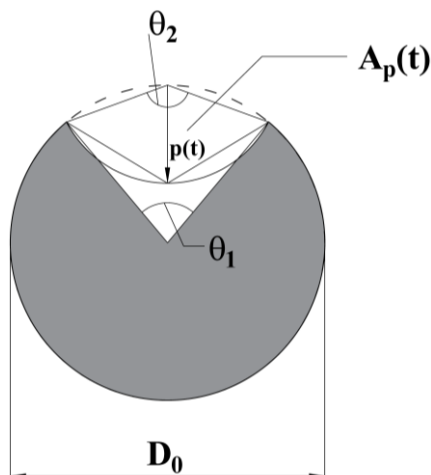


Figura 2.2 – Modello emisferico per corrosione da pitting (Val, 2007).

Nota la profondità del pit, considerando il modello emisferico proposto da Val et al. (2007), mostrato in Figura 2.2, è possibile determinare la riduzione di area della barra $A_p(t)$ attraverso le seguenti relazioni:

$$A_p = \begin{cases} A_1 + A_2, & p(t) \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ \frac{\pi D_0^2}{4} - A_1 + A_2, & \frac{D_0}{\sqrt{2}} < p(t) \leq D_0 \\ \frac{\pi D_0^2}{4} & p(t) > D_0 \end{cases} \quad (2.9)$$

dove A_1 , A_2 , a_p , θ_1 e θ_2 sono determinati attraverso le seguenti relazioni:

$$A_1 = \frac{1}{2} \left[\theta_1 \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - a_p \left| \frac{D_0}{2} - \frac{p(t)^2}{D_0} \right| \right] \quad (2.10)$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left[\theta_2 p(t)^2 - a_p \frac{p(t)^2}{D_0} \right] \quad (2.11)$$

$$a_p = 2p(t) \sqrt{1 - \left[\frac{p(t)}{D_0} \right]^2} \quad (2.12)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin \left(\frac{a_p}{D_0} \right) \quad \theta_2 = 2 \arcsin \left(\frac{a_p}{2p(t)} \right) \quad (2.13)$$

Se si considera una barra soggetta a corrosione da carbonatazione e da pitting, l'area ridotta della singola barra di armatura risulta pari a:

$$A_s(t) = \frac{\pi D_0^2}{4} - A_p(t) \geq 0 \quad (2.14)$$

Conseguentemente è possibile introdurre un coefficiente α_{corr} di riduzione dell'area in presenza di corrosione determinato attraverso la seguente relazione:

$$\alpha_{corr} = \frac{A_s(t)}{A_0} \quad (2.15)$$

con A_0 si è indicata l'area della barra in assenza di corrosione.

Nella Figura 2.6 si riporta un confronto tra i risultati sperimentali ottenuti da Rodriguez (1997) ed i valori di penetrazione da pitting valutata analiticamente con la relazione (2.8). I confronti riguardano le barre tese e le staffe. In questo caso è stato utilizzato un valore del coefficiente R pari a 5 per le barre longitudinali e 8 per le staffe.

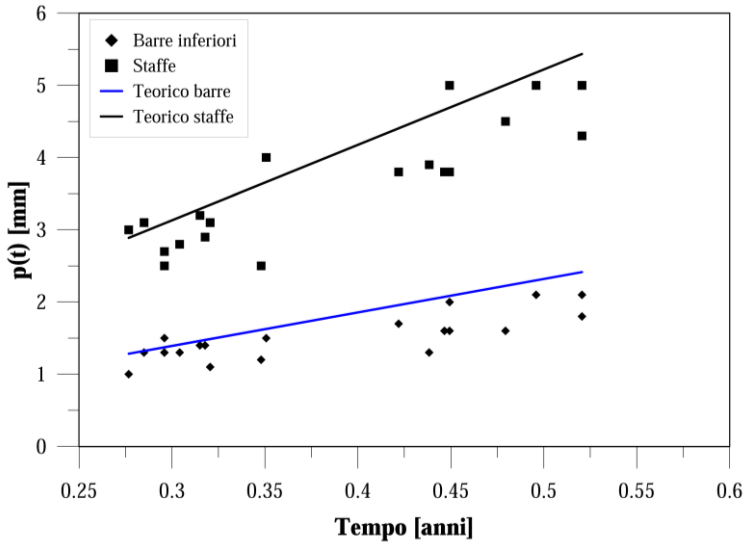


Figura 2.3 – Confronto analitico-sperimentale tra i valori sperimentali ed analitici di penetrazione da corrosione localizzata.

Dal confronto emerge una buona corrispondenza tra i valori sperimentali e quelli calcolati analiticamente.

La riduzione localizzata dell'area dovuta al pitting, provoca, inoltre variazioni del momento di inerzia della barra. Il momento di inerzia di una barra non corrosa è determinato attraverso la relazione:

$$J = \frac{\pi \cdot D_0^4}{64} \tag{2.16}$$

Sulla base delle relazioni (2.9) - (2.13) proposte da Val (2007), il momento di inerzia ridotto per effetto della corrosione localizzata è stato calcolato attraverso la relazione:

$$\begin{aligned}
 J_{red} = & \frac{\pi \cdot D_0^4}{64} - \frac{\pi \cdot D_0^4}{4} \cdot \frac{A_p(t)}{A_s(t)} \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{D_0}{2} \cdot \frac{\sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)}{\frac{\theta_1}{2}} - \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{D_0}{2}\right)^4 \cdot \left[\frac{\theta_1}{2} + 0.5 \cdot \sin(\theta_1)\right] + \\
 & + \left[\frac{\pi \cdot D_0^2}{4} \cdot \frac{A_p(t)}{A_s(t)} - \frac{2}{3} \cdot \frac{D_0}{2} \cdot \frac{\sin\left(\frac{\theta_1}{2}\right)}{\frac{\theta_1}{2}} \right]^2 \cdot A_p(t)
 \end{aligned} \quad (2.17)$$

Una formulazione semplificata può essere ottenuta, numericamente, a partire dall'Eq. (2.16), derivando un diametro equivalente di una barra avente la stessa inerzia, attraverso la seguente relazione:

$$\frac{D_{rid}}{D_0} = 1 + 0.0029 \cdot X_p - 0.003 \cdot X_p^2 \quad (2.18)$$

con X_p si è indicata la perdita percentuale di massa della barra, misurata attraverso il metodo gravimetrico.

2.2 Effetti della corrosione diffusa sulle caratteristiche meccaniche delle armature

2.2.1 Barre tese

La corrosione diffusa può modificare le proprietà meccaniche delle barre di armatura. Uno studio di Almusallam (1996) ha evidenziato gli effetti della corrosione diffusa sulle proprietà meccaniche delle barre in acciaio. Le barre utilizzate in questo studio erano di tipo Grade 60 in accordo alla norma ASTM A 615 (1989), aventi tensione di snervamento pari a 420 MPa e diametri pari a 6 e 12 mm. Per entrambe le tipologie di armature, la corrosione è stata indotta applicando una corrente costante di 2 mA/cm² attraverso un sistema a corrente alternata. Le barre di armatura erano annegate in campioni di calcestruzzo immersi in una soluzione avente 5% di cloruro di sodio. Sono stati raggiunti diversi livelli di corrosione attraverso una curva di calibrazione, fissando degli step temporanei con un'intensità di corrente di corrosione costante. Il livello di corrosione delle singole barre è stato determinato attraverso la prova gravimetrica, misurando, cioè la perdita

in peso delle barre. Terminata la prova gravimetrica, le barre sono state testate con una prova di trazione per valutarne le proprietà meccaniche. Dai risultati delle prove effettuate da Almusallam (2001), per le barre aventi diametro pari a 6 mm, emerge che, al crescere del livello di corrosione, si registra una riduzione della tensione di snervamento della barra pari al 1% per quella avente lo 0.88% di perdita di massa e pari al 5% per quella avente 13.9% di riduzione in peso (Figura 2.5). La tensione ultima, invece, si mantiene sostanzialmente invariata, passando da 796 MPa della barra non corrosa a 741 per quella avente il 75% di perdita di peso, così come è possibile osservare in Figura 2.6.

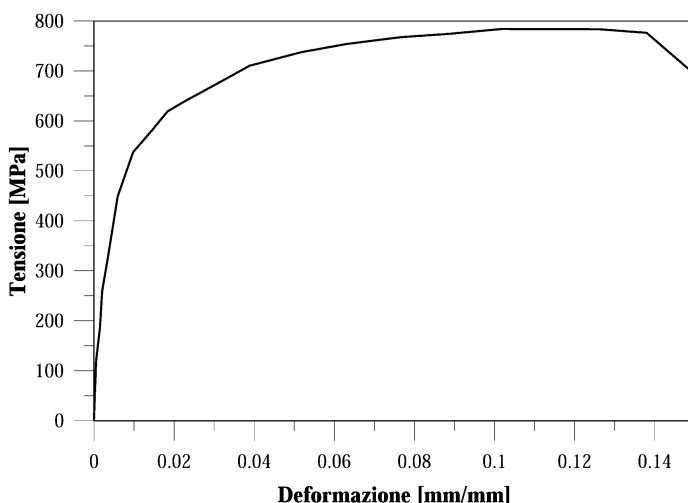


Figura 2.4 – Curva tensione deformazione per barra avente diametro 6 mm e 0.88% di perdita di massa (Almusallam, 2001).

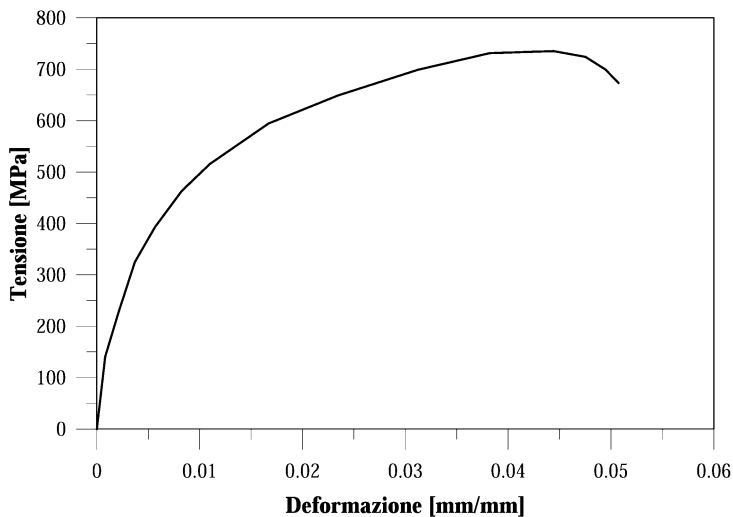


Figura 2.5 – Curva tensione deformazione per barra avente diametro 6 mm e 13.9% di perdita di massa (Almusallam, 2001).

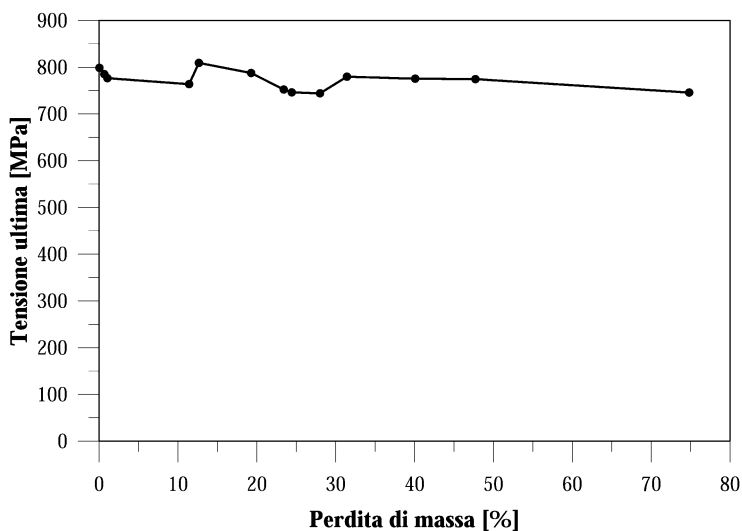


Figura 2.6 – Variazione della tensione ultima in funzione della perdita di massa della barra con diametro 6 mm (Almusallam, 2001).

Per le barre aventi diametro pari a 12 mm sono state eseguite prove analoghe, in cui sono emersi risultati qualitativamente simili al caso delle barre con diametro 6 mm. Da tali prove risulta che la tensione ultima dell'acciaio non subisce variazioni al propagarsi del fenomeno corrosivo, così come è possibile osservare in Figura 2.7.

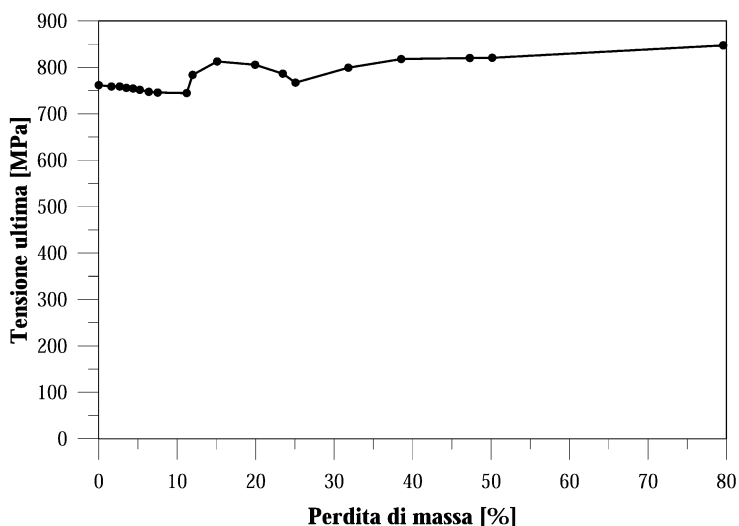


Figura 2.7 – Variazione della tensione ultima in funzione della perdita di massa della barra con diametro 12 mm (Almusallam, 2001).

Dalle prove condotte da Almusallam (2001) è possibile verificare che la corrosione diffusa delle barre di armatura provoca una riduzione della resistenza a trazione trascurabile anche per elevati livelli di degrado.

Tale considerazione è confermata dagli studi condotti da Maslehuddin et al. (1990) che ha testato la resistenza di barre di armatura aventi sei differenti diametri esponendoli all'atmosfera per periodi di tempo da 2 a 16 mesi.

In Figura 2.8 si riportano i risultati ottenuti da Maslehuddin et al. (1990), per le barre aventi diametro pari a 16 mm. Da tale immagine è possibile osservare come la tensione di snervamento ed ultima subiscano riduzioni massime del 10%.

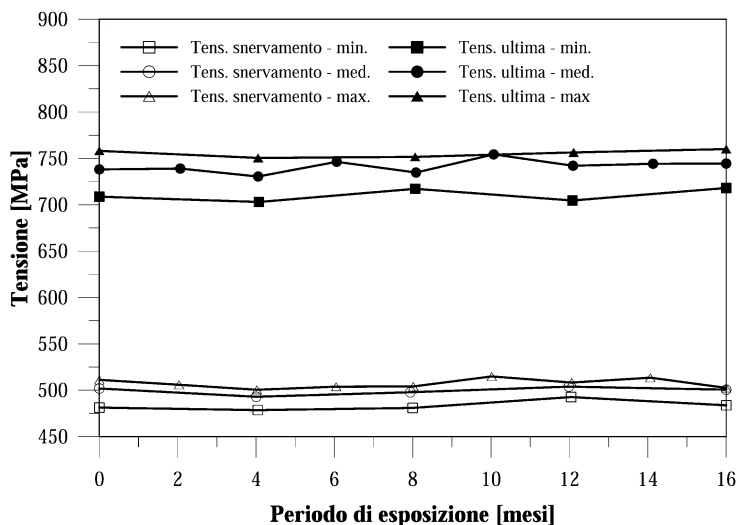


Figura 2.8 – Variazione della tensione di snervamento ed ultima al variare del tempo per barre con diametro pari a 16 mm (Maslehuddin et al. (1990)).

Aldridge et al. (1970) hanno testato barre di armature aventi differenti diametri soggetti a diverse condizioni di corrosione ambientale: corrosione classica esterna, camera con umidità al 100% ed esposizione a condizione marine per 12 mesi. Da tali studi è emerso che le barre esposte alle condizioni classiche e con umidità al 100% non hanno risentito meccanicamente di tali condizioni, mentre la tensione ultima si è ridotta del 3% per le barre esposte a condizioni simili all'ambiente marino.

Nelle sperimentazioni condotte da Uomoto et al. (1984) sono stati valutati gli effetti della corrosione su barre ottenute da strutture in opera, che mostravano segni di corrosione. In questo caso le resistenze allo snervamento ed ultima erano comprese tra il 90 ed il 95% della resistenza rispetto alle barre non corrose. Uomoto e Misra (1984) hanno valutato gli effetti della corrosione su travi e pilastri esposti ad ambiente marino per diversi anni. Da questi studi è emerso che, per entrambe le tipologie, le differenze di resistenza tra barra corrosa e non corrosa erano comprese tra il 5 ed il 10%.

Per valutare analiticamente la riduzione di resistenza allo snervamento ed a rottura delle barre corrose Cairns et al. (2005) hanno fornito una relazione attraverso la quale è possibile correlare la resistenza allo snervamento ed ultima della barra corrosa e di quella non corrosa tramite la seguente espressione:

$$f = (1 - \beta_{corr} \cdot Q_{corr}) \cdot f_0 \quad (2.19)$$

dove con f vengono indicate le grandezze meccaniche caratteristiche dell'acciaio (resistenza allo snervamento o resistenza a rottura) delle barre corrose, f_0 le stesse grandezze in assenza di corrosione, β_{corr} è un coefficiente che viene posto pari a 0.017 secondo Stewart (2004) e 0.005 secondo quanto riportato in Cairns et al. (2005), Q_{corr} è un coefficiente dato dal rapporto tra $A_p(t)$ e A_0 (area della barra non corrosa).

Dall'Equazione (2.19) emerge il ruolo fondamentale del parametro Q_{corr} . Infatti, secondo quanto presente in letteratura, nel momento in cui tale parametro raggiunge dei valori limite, la barra di armatura perde la propria duttilità. In accordo con quanto stabilito da Kashani et al. (2012), ciò è dovuto ad una distribuzione non uniforme dei pits lungo la barra.

La presenza di riduzioni localizzate della sezione comporta che la barra si snervi prima nella sezione maggiormente ridotta; viceversa le altre zone si mantengono elastiche. Quando un'altra sezione debole inizia a snervarsi, la prima sezione è già in fase di hardening. Questo fenomeno comporta una distribuzione di rigidità non uniforme lungo la barra che causa il raggiungimento della tensione ultima in maniera non uniforme lungo la barra e di conseguenza una differente duttilità delle barre corrose.

È necessario, quindi, valutare il valore che il coefficiente Q_{corr} può assumere, al fine di individuare il comportamento delle barre corrose.

Dalle prove condotte da Almusallam (2001) è stato possibile osservare che si ha un comportamento duttile con valori di Q_{corr} al di sotto di una perdita di massa del 12.6 %. Stewart (2009) fornisce un valore limite di Q_{corr} di circa il 20% della riduzione della perdita di massa e Palsson e Mirza (2002) tale valore è pari al 15% che corrisponde ad una perdita di duttilità del 33%, e quando Q_{corr} è pari al 50% la barra ha un comportamento fragile.

Differenti risultati rispetto ai precedenti autori sono stati ottenuti da Kashani et al. (2012), che hanno condotto delle prove di trazione su barre aventi 8 mm di diametro con differenti livelli di corrosione. Da tale sperimentazione è emerso che, con un livello di corrosione al di sotto del 15% non si verificano sostanziali effetti sulla risposta tensione – deformazione. Quando il livello di corrosione supera il 15% vi è una significativa caduta nella deformazione plastica e nella resistenza della barra. Il grafico in Figura 2.9 mostra tali risultati.

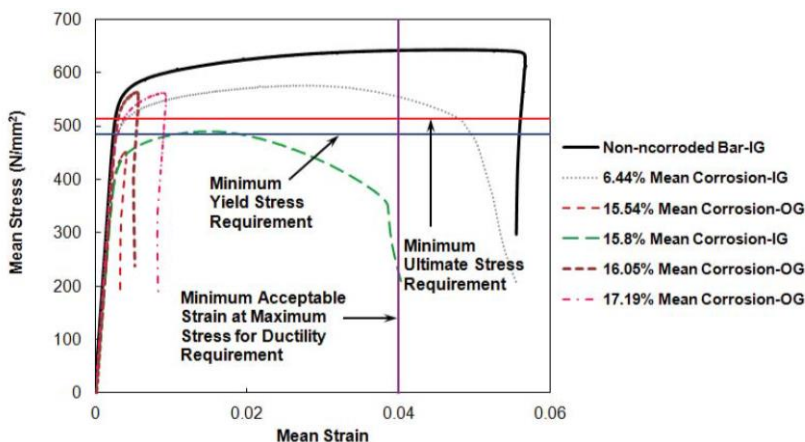


Figura 2.9 – Variazione della tensione di snervamento ed ultima al variare del tempo per barre aventi diametro pari a 8 mm (Kashani et al., 2012).

Palsson e Mirza (2002) hanno riportato che, a causa della perdita non uniforme di sezione trasversale, con una riduzione di circa il 20% dell'area trasversale lungo la barra si può avere una riduzione del 50% nella deformazione ultima a rottura. Tale fenomeno potrebbe essere,

tuttavia, legato alla differenza nelle tipologie di acciaio utilizzate in ciascuna prova.

Infatti, in accordo con quanto mostrato da Almusallam et al. (2001), in presenza di un carico di trazione agente, la deformazione si concentra in corrispondenza della sezione ridotta. Quindi, man mano che la perdita localizzata è maggiore, la concentrazione delle tensioni cresce progressivamente ed il comportamento della barra passa da duttile a fragile.

Almusallam et al. (2001) ha mostrato, a conferma di tale ipotesi, come negli elementi debolmente armati a flessione come le lastre, la rottura non si verifica per alti livelli di corrosione ma si manifesta in maniera fragile, non fornendo nessuna indicazione precedente sull'innescò della rottura della struttura.

Le prove condotte da Cairns e Millard (1999) e da Castel (2000) hanno mostrato che è presente una sorta di bilanciamento tra la perdita di resistenza dovuta alla riduzione localizzata della sezione della barra ed il conseguente incrudimento della sezione immediatamente vicina. Tuttavia, l'effetto del pit induce deformazioni elevate nell'acciaio. Tale fenomeno comporta che la barra si rompe ad una deformazione media minore della deformazione ultima della barra non corrosa.

Un approccio analitico semplificato per la valutazione della riduzione dell'area in presenza di corrosione localizzata dai cloruri è quello fornito da Cairns e Millard (1999) e Castel et al. (2000). Secondo tali modelli la riduzione della sezione trasversale della barra trasversale è pari a:

$$\alpha_{pit} = \Delta A_{pit} / A_0 \quad (2.20)$$

In questo caso si è indicato con ΔA_{pit} la riduzione dell'area per il pitting, mentre con A_0 l'area nominale della barra.

La riduzione della deformazione ultima in funzione di α_{pit} è di tipo lineare. La barra vergine, che era in grado di raggiungere la

deformazione ultima ε_{su} , in presenza di corrosione riuscirà a raggiungere il valore ε'_{su} valutato come:

$$\varepsilon'_{su} = \varepsilon_{sy} + (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{pit}}{\alpha_{pit}^{\max}} \right) \quad \text{per valori } \alpha_{pit} < \alpha_{pit}^{\max} \quad (2.21)$$

All'interno dell'Eq. (2.21) riveste un ruolo fondamentale, ai fini della valutazione della duttilità della barra corrosa, la definizione del valore di α_{pit}^{\max} che è stato misurato da diversi autori con valori compresi tra 0.5 (Cairns e Millard, 1999) a 0.1 (Castel et al. 2000).

Secondo Zandi Hanjari et al. (2011), la riduzione della duttilità nelle barre corrose dipende dal livello di corrosione e non dal diametro o dal tipo di barra.

Un'ulteriore espressione per tenere conto della riduzione della duttilità è quella fornita da Cairns et al. (2005):

$$\varepsilon'_{su} = (1 - \alpha_1 A_{corr}) \varepsilon_{su} \quad (2.22)$$

dove α_1 è un coefficiente compreso tra 0 e 0.06; un valore di α_1 pari a 0.01 corrisponde alla situazione in cui la riduzione in duttilità è proporzionale alla perdita sezionale di massa.

2.2.2 Comportamento in compressione di barre corrose

Il comportamento dell'acciaio in compressione, e conseguentemente la definizione della tensione critica σ_{cr} , in assenza di corrosione, può essere descritto dal modello proposto da Dhakal e Maekawa (2002) che fornisce le seguenti relazioni:

$$\frac{\sigma}{\sigma_l} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y} \right) \quad \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^* \quad (2.23)$$

$$\sigma \geq 0.2f_y ; \sigma = \sigma^* - 0.02 \cdot E_s \cdot (\varepsilon - \varepsilon^*) \quad \varepsilon > \varepsilon^* \quad (2.24)$$

$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 2.3 \cdot \sqrt{\frac{f_y}{100}} \cdot \frac{L}{D} \qquad \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} \geq 7 \qquad (2.25)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_l} = \alpha \cdot \left(1.1 - 0.0116 \cdot \sqrt{\frac{f_y}{100}} \cdot \frac{L}{D} \right) \qquad \frac{\sigma^*}{f_y} \geq 0.2 \qquad (2.26)$$

con f_y si è indicata la tensione di snervamento della barra, con L la lunghezza libera di inflessione, con ε_y la deformazione allo snervamento e con D il diametro della barra longitudinale. Con tale modello si è grado di considerare gli effetti di instabilità in compressione.

La corrosione provoca nelle barre, oltre alla riduzione di area, la riduzione della capacità resistente agli sforzi di compressione legati agli effetti del secondo ordine.

Kashani et al. (2012) hanno testato gruppi di barre aventi differenti lunghezze e masse sotto sforzi di compressione.

Sono state testati diversi rapporti L/D (Lunghezza delle barre/ Diametro delle barre) per riprodurre le tipiche condizioni che sono presenti nelle costruzioni esistenti, considerando il caso di barre longitudinali vincolate dalle staffe con passi differenti. I valori di rapporto L/D utilizzati dagli autori sono 5, 8, 10, 15 e 20.

Dai risultati delle prove di Kashani et al. (2012) è possibile rilevare che le barre con corrosione distribuita e con una non elevata perdita di massa mostrano un comportamento simile a quello delle barre non corrose. Vi è un passaggio brusco dal comportamento linearmente elastico ad uno plastico non lineare per le barre con un'alta percentuale di perdita di massa. Tuttavia tale comportamento risulta più accentuato al crescere del rapporto L/D.

Le barre che presentano un rapporto L/D=5 non mostrano instabilità sotto carico assiale di compressione. Gli autori, in questo caso, hanno ottenuto un comportamento in termini di σ - ε simile al diagramma in trazione. Come mostrato in Figura 2.10, per alti livelli di corrosione

(soprattutto pit localizzati) si manifesta instabilità che comporta un lieve cambiamento nel ramo post snervamento.

Al crescere del rapporto L/D , così come mostrato in Figura 2.11 per il caso $L/D=8$, si evidenzia un passaggio graduale dal comportamento linearmente elastico a quello plastico non lineare, soprattutto nel ramo post-snervamento. Tale fenomeno risulta ancora più accentuato in presenza di corrosione localizzata. Ciò è dovuto allo snervamento e schiacciamento della sezione più debole sotto carichi di compressione prima che inizi l'instabilità. L'andamento del ramo post-instabilità segue quello delle barre non corrose con una significativa riduzione della capacità portante.

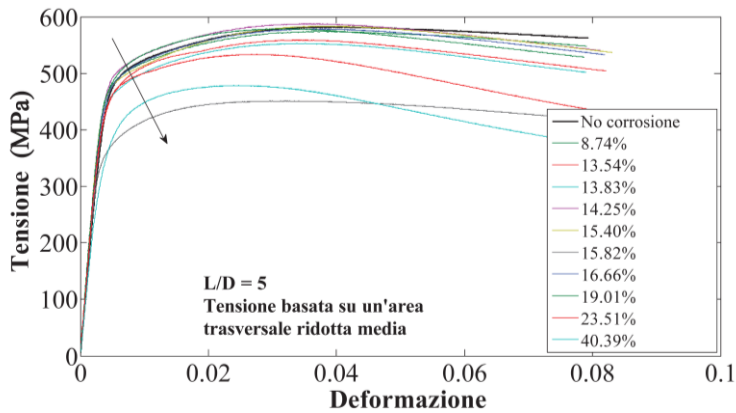


Figura 2.10 – Diagramma σ - ϵ per differenti livelli di perdita di massa della barra, $L/D=5$ (Kashani et al., 2012).

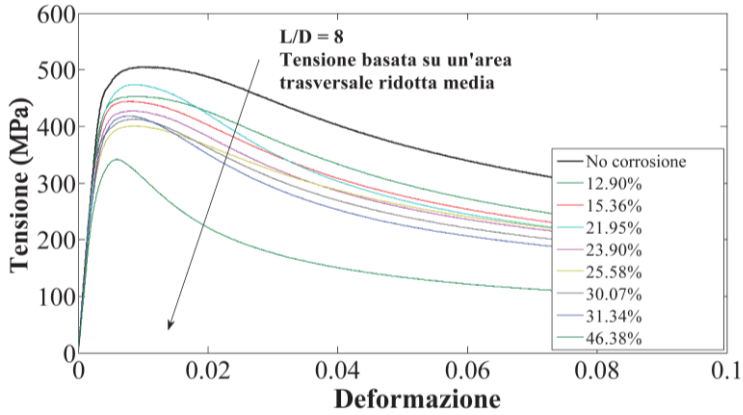


Figura 2.11 – Diagramma σ - ϵ per differenti livelli di perdita di massa della barra, $L/D=8$ (Kashani et al., 2012).

Al crescere del rapporto L/D , così come è possibile osservare in Figura 2.12 per il caso di $L/D=20$, si ha un brusco passaggio dal ramo elastico lineare a quello di softening post snervamento rispetto al caso con lunghezza inferiore. Le barre con un rapporto L/D elevato mostrano una transizione brusca dal ramo elastico lineare al punto in cui si raggiunge l'instabilità che è seguito da un ramo discendente molto ripido. Questo è dovuto all'effetto della corrosione e dalla snellezza delle barre corrose. Inoltre, la corrosione provoca delle imperfezioni maggiori che si risentono nelle barre più lunghe.

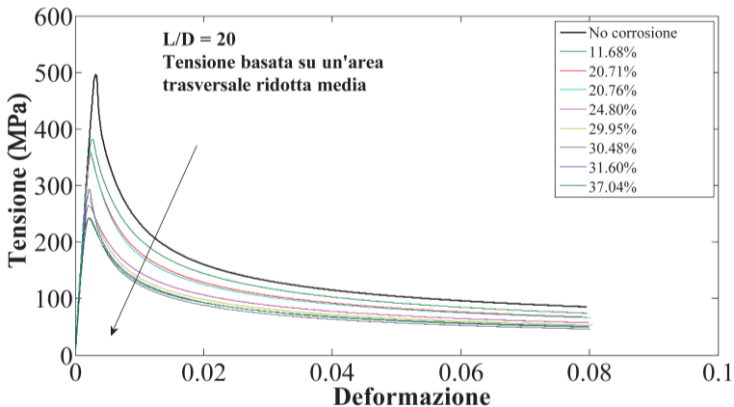


Figura 2.12 – Diagramma σ - ε per differenti livelli di perdita di massa della barra, $L/D=20$ (Kashani et al., 2012).

È possibile, conseguentemente, introdurre un fattore di riduzione β della tensione di snervamento nelle barre longitudinali, dovuto all'instabilità della barra, che può essere definito come:

$$\beta = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} \quad (2.27)$$

dove con σ_{cr} si indica la tensione di critica che provoca l'instabilità della barra compressa, calcolata attraverso le relazioni (2.23) – (2.26) utilizzando un'opportuna lunghezza critica L di inflessione. Nel caso di elementi in cemento armato tale lunghezza dipende dal rapporto mutuo di rigidità barra-staffe-copriferro.

2.3 Effetti meccanico-danneggiativi della corrosione sul calcestruzzo

Nel seguente paragrafo si descrivono gli effetti della corrosione sul calcestruzzo. Una particolare attenzione è posta sul tempo necessario affinché il fenomeno corrosivo raggiunga le barre. Esso è funzione delle caratteristiche geometriche e meccaniche del copriferro e, in particolare, della sua resistenza a trazione e del suo spessore. Superato tale livello di penetrazione, infatti, la corrosione raggiunge le barre, comportandone un aumento di volume con conseguente fessurazione del calcestruzzo e decadimento delle sue peculiarità (resistenza a compressione ed area resistente).

2.3.1 Tempo di innesco del fenomeno e profondità critica

La corrosione è un fenomeno che si propaga nelle barre di armatura solo in seguito al superamento della profondità critica di penetrazione, funzione delle caratteristiche della barra di armatura e delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, superata la quale il

fenomeno si innesca. In letteratura sono presenti numerosi modelli che determinano la profondità critica di innesco della corrosione all'interno di una sezione in cemento armato.

Per studiare il fenomeno della fessurazione, Bazant (1979) ha sviluppato un modello fisico-matematico per il calcestruzzo esposto all'attacco dei cloruri con lo scopo di determinare il tempo necessario alla fessurazione sulla base della conoscenza di alcune caratteristiche dell'elemento strutturale considerato: l'armatura e l'eventuale passo delle staffe, il copriferro, l'intensità di corrente di corrosione e le proprietà meccaniche del calcestruzzo come la resistenza a trazione, il modulo di elasticità ed il coefficiente di Poisson.

In accordo con il modello di Bazant (1979), raggiunta la soglia critica di concentrazione di cloruri in corrispondenza delle barre di armatura, la fessurazione si innesca in un tempo t_{corr} calcolato attraverso la relazione proposta da Capozucca (1995):

$$t_{corr} = \rho \cdot (D \cdot \Delta D) / s \cdot J_r \quad (2.28)$$

dove t_{corr} è il tempo necessario alla fessurazione, ρ è la densità di massa del materiale corrosivo, D il diametro della barra, ΔD l'incremento del diametro della barra dovuto alla ruggine, s è il passo tra le staffe, J_r la percentuale di corrosione.

Se si considera il calcestruzzo come materiale omogeneo ed elastico, la pressione p_r sulla superficie della barra è determinata come la pressione necessaria per espandere un foro cilindrico da D a ΔD .

Tale pressione p_r dovrebbe essere più bassa rispetto a quella di un foro all'interno di un mezzo infinito e maggiore rispetto alla pressione in un foro cilindrico con le pareti irrigidite avente diametro pari a $D+2L$. In accordo con tale teoria, l'aumento di diametro ΔD può essere determinato come:

$$\Delta D = k_p p_r \quad (2.29)$$

dove k_p è la flessibilità del foro della barra.

Se la distanza orizzontale delle barre risulta maggiore di $6D$, è possibile assumere l'ipotesi che il calcestruzzo si fessura con angoli di 45° .

Scrivendo l'equazione di equilibrio, in accordo a quanto mostrato in Figura 2.13, si ottiene:

$$2 \cdot L \cdot f_{ct} = p_r D \tag{2.30}$$

dove f_{ct} è la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Sostituendo la relazione (2.30) con la (2.29), si ottiene:

$$\Delta D = 2 \cdot f_{ct} \cdot L/D \cdot k_p \tag{2.31}$$

Questa relazione è valida nel caso di fessurazione inclinata. Se, invece, vi è la delaminazione del copriferro, l'aumento di diametro ΔD è determinato attraverso la seguente formulazione:

$$\Delta D = f_{ct} \cdot (S/D - 1) \cdot k_p \tag{2.32}$$

Questa relazione è valida per $L > (S-D)/2$.

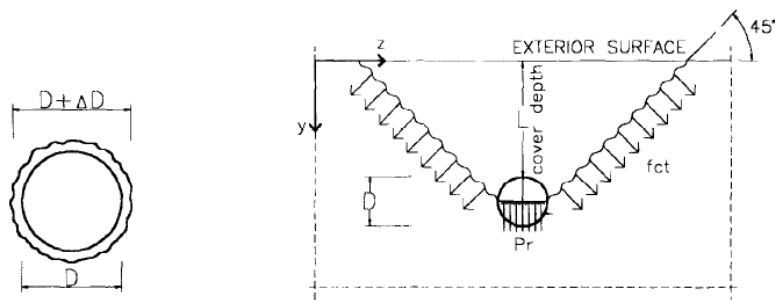


Figura 2.13 – Variazione del diametro ed espansione volumetrica della barra per effetto della corrosione (Capozucca, 1995).

In letteratura sono presenti relazioni semplificate che consentono di determinare la profondità critica di corrosione e, conseguentemente, il tempo necessario all'innesco del fenomeno.

In accordo con quanto mostrato da Chernin e Val (2011), la determinazione analitica del tempo di innesco della corrosione, legata alla profondità critica, è basata sulla conoscenza di due parametri: lo spessore del copriferro e il diametro delle barre longitudinali.

Webster e Clark (2000) hanno proposto una relazione che lega il valore di penetrazione critica al solo spessore del copriferro. In base a questo modello, l'equazione che lega lo spessore critico superato il quale comporta l'innesco del fenomeno corrosivo nella barra è pari a:

$$x_{cr} = 1.25 \cdot c \quad (2.33)$$

dove, in questo caso x_{cr} , viene espresso in μm e c in mm.

Esistono modelli più complessi che dipendono dal rapporto copriferro/diametro della barra, c/D_0 . Il modello di Andrade et al. (1993) mostra che, per rapporti $c/D_0 < 2$, la fessurazione del copriferro avviene con una penetrazione $x_{cr} = 20 \mu\text{m}$. Alonso et al. (1998) hanno determinato una relazione più complessa che lega x_{cr} al rapporto copriferro/diametro, c/D_0 :

$$x_{cr} = 7.53 + 9.32 \frac{c}{D_0} \quad (2.34)$$

In accordo ad altri studi presenti in letteratura, il livello di penetrazione critica dipende, oltre che dallo spessore del copriferro e dal diametro delle barre longitudinali, anche dalle proprietà del calcestruzzo. In base a quanto determinato da Rodriguez et al. (1996), il livello di corrosione critico è funzione lineare di c/d e della tensione di trazione allo splitting, f_{ct} , espresso in MPa:

$$x_{cr} = 83.8 + 7.4 \frac{c}{D_0} - 22.6 f_{ct} \quad (2.35)$$

Tale modello è stato adottato nel Duracrete (2000).

Nota la profondità critica e mantenendo costante l'intensità di corrente di corrosione, è possibile determinare il tempo di innesco della

corrosione t_{cr} , attraverso la correlazione alla legge di Faraday tramite la relazione:

$$t_{cr} = \frac{x_{cr}}{11.6 \cdot i_{corr}} \quad (2.36)$$

dove i_{corr} è il l'intensità di corrente di corrosione espressa in $\mu A/cm^2$.

In Figura 2.14 si riporta il confronto dei valori del tempo di innesco della corrosione calcolato analiticamente con la relazione (2.36) ed i valori sperimentali di Webster e Clark (2000), Andrade et al. (1993), Alonso et al. (1998), Morinaga (1990), Rodriguez et al. (1996) e Origizaki (1996).

Da tale figura è possibile osservare come vi sia un buon accordo tra risultati sperimentali e quelli analitici.

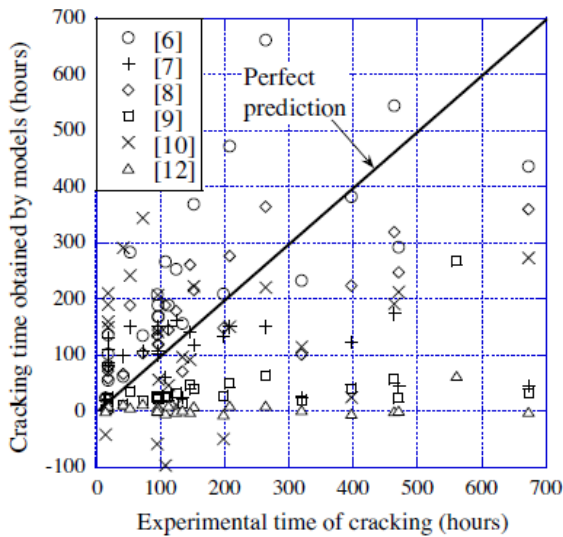


Figura 2.14 – Confronto analitico sperimentale dei tempi di innesco della corrosione (Chernin e Val, 2011).

2.3.2 Fessurazione del calcestruzzo indotta da corrosione

Superato il livello di penetrazione critico e quindi innescato il fenomeno corrosivo, la barra provoca nel calcestruzzo un'espansione volumetrica che subisce uno stato di trazione e la conseguente fessurazione.

Secondo il modello di Capozucca (1995), il calcestruzzo compresso è soggetto a tensioni biassiali in presenza di barre corrose. Infatti, la presenza di tensioni trasversali provoca una riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo compresso: ciò è dovuto alla formazione delle fessure causate dalla ruggine ed al conseguente effetto di softening relativo al comportamento in compressione del calcestruzzo.

Se si osserva lo stato tensionale di un generico punto P, mostrato in Figura 2.15, in prossimità della barra corrosa sul piano del Mohr σ - τ , è possibile notare come si passi dalla condizione 2 alle 3 avvicinandosi al limite della curva di resistenza.

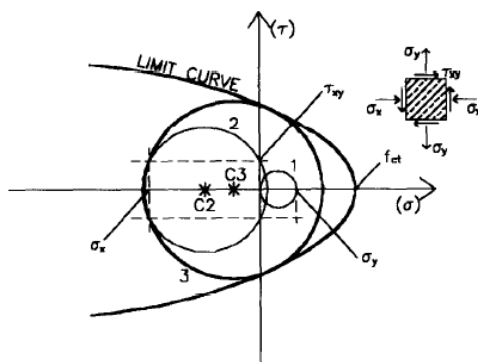


Figura 2.15 – Stato tensionale di una barra corrosa sul piano di Mohr (Capozucca, 1995).

In accordo con quanto mostrato da Molina et al. (1993), si suppone, in via teorica che il modulo di Poisson della ruggine sia pari a 0.5. Tale valore rappresenta il limite superiore che tale coefficiente può assumere per definizione e, che, di conseguenza, non può essere utilizzato nei calcoli. Per tale ragione si suppone di ricondurre il controllo di tale

fenomeno attraverso il rapporto dei moduli di Poisson della ruggine (ν_r) e dell'acciaio (ν_s). In letteratura sono presenti diversi valori, in funzione del tipo di ossido considerato.

I rapporti volumetrici di espansione degli ossidi tipici rispetto all'acciaio vergine variano tra 1.7 per il FeO (ossido di ferro) e 6.15 per il $FE(OH)3 \cdot 3H_2O$. Il valore $\nu_{r/s}=2$ è assunto da Coronelli et al. (2004) e suggerito da Molina (1993). Bhargava (2005) ha proposto un valore di $\nu_{r/s}$ pari a circa 3.4 basato sui dati sperimentali disponibili.

Gli incrementi delle ampiezze delle fessure dovuti all'aumento del volume della barra possono essere denominate d_{w1} , d_{w2} e d_{w3} e la penetrazione di corrosione uniforme così come indicato da Andrade et al. (1993) e mostrato in Figura 2.16.

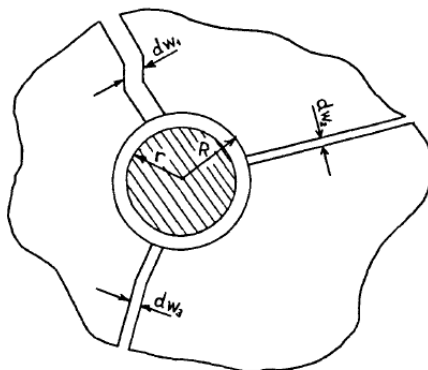


Figura 2.16 – Formazione delle fessure per effetto dell'aumento di volume della barra.

Sotto queste ipotesi, l'incremento di volume nella barra corrosa viene posto pari a:

$$dV_{net} = (\nu_{r/s} - 1) 2\pi r H \cdot dx \quad (2.37)$$

Tale aumento di volume si traduce in un incremento del raggio esterno calcolato come:

$$dR = \frac{dV_{net}}{2\pi RH} = (v_{r/s} - 1) \frac{r}{R} dx \quad (2.38)$$

e di conseguenza il perimetro esterno è pari a:

$$2\pi dR = 2\pi (v_{r/s} - 1) \frac{r}{R} dx \quad (2.39)$$

dove r è il raggio della barra vergine, H la profondità del modello piano. Nell'ipotesi che l'incremento delle ampiezze delle fessure assorbe l'incremento di volume delle barre, è possibile determinare che:

$$\sum \frac{dw_i}{x} = 2\pi (v_{r/s} - 1) \frac{r}{R} \quad (2.40)$$

Nell'ipotesi che si siano formate un determinato numero di fessure nel calcestruzzo che circonda la barra corrosa e non vi è nessuno stato tensionale attivo, se l'energia di frattura è completamente rilasciata in tutte le fessure, è possibile ipotizzare che non vi sia uno stato tensionale attivo e di conseguenza il problema diventa di tipo geometrico. La somma dell'ampiezza di tutte le fessure è pari a:

$$\sum \frac{w_i}{x} = 2\pi (v_{r/s} - 1) \quad (2.41)$$

essendo x la profondità di corrosione, posta pari a $\Delta D/2$. Se si pone, in accordo a Coronelli e Gambarova (2004), $v_{r/s}$ pari a 2 l'Eq. (2.41) diventa:

$$\sum \frac{w_i}{x} = 6.3 \quad (2.42)$$

In Figura 2.17 si mostra un confronto tra l'ampiezza delle fessure misurata sperimentalmente dalle prove di Vidal (2004) e quello valutato analiticamente con l'espressione (2.41). Da tale figura emerge un buon accordo tra i valori calcolati e quelli misurati.

Per il calcolo dell'ampiezza della fessura, una relazione lineare per la definizione della propagazione delle fessure, direttamente dipendente dalla riduzione dell'area della barra di armatura dovuta alla corrosione è proposta da Vidal et al. (2004):

$$w = K(\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad (2.42)$$

dove w è l'ampiezza della fessura (in mm), ΔA_s è la perdita di area della sezione della barra (in mm²), ΔA_{s0} è la perdita di area della sezione all'inizio della fessurazione (in mm²) e K è un coefficiente posto 0.0575.

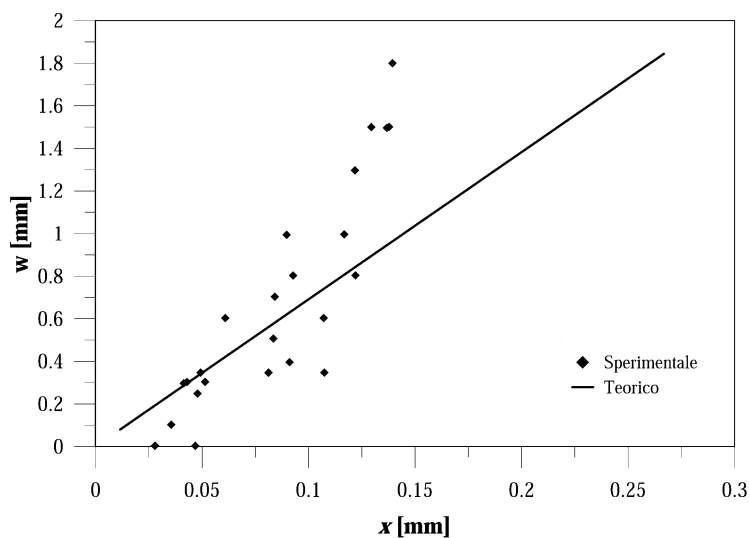


Figura 2.17 – Confronto analitico-sperimentale della determinazione dell'ampiezza della fessura in funzione del livello di corrosione (dati di Vidal, 2004).

Un altro modello utilizzato è quello proposto da Rodriguez et al. (1996). In questo caso il parametro di riferimento per il calcolo dell'ampiezza della fessura è la profondità di penetrazione della carbonatazione del calcestruzzo. La relazione suggerita da Rodriguez et al. (1996) è la seguente:

$$w = 0.05 + \beta_w \cdot (x - x_0) \quad (2.44)$$

Dove β_w è un coefficiente che dipende dalla posizione della barra di armatura (esso viene posto pari a 0.01 per barre superiori, 0.0125 per barre inferiori), la profondità di attacco critica x_0 calcolata attraverso l'Eq. (2.35).

2.3.3 Valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo in presenza di fenomeni corrosivi

Come mostrato in precedenza, i prodotti della corrosione, ovvero la ruggine, aumentano il volume della barra. Ciò induce sul calcestruzzo tensioni di trazione ed ha come effetto un regime fessurativo che porta al completo distacco del copriferro.

La corrosione delle staffe, e nei casi più gravosi, delle barre di armatura provoca degli effetti degradanti sul calcestruzzo, non solo sul copriferro, ma anche in corrispondenza del nucleo interno. Per tenere conto del degrado che il calcestruzzo subisce per tali effetti, da un punto di vista computazionale, è necessario ridurre la resistenza a compressione del calcestruzzo e considerare un comportamento fragile del materiale nel ramo post-picco.

La corrosione provoca una riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo. La ruggine sulla barra di armatura, infatti sollecita a trazione il calcestruzzo, provocando la formazione di microfessure che espandendosi potrebbero portare alla completa espulsione del copriferro. Tale effetto è stato valutato da Coronelli e Gambarova (2004), ricavando una relazione analitica, sulla base delle ipotesi di Vecchio e Collins (1986) secondo cui la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo dipende dall'intensità della deformazione di trazione in direzione trasversale, che causa microfessure longitudinali. Secondo tale modello, la resistenza a compressione del calcestruzzo in presenza di corrosione (f_c^*) può valutarsi come:

$$f_c^* = \frac{f_c}{1 + K \varepsilon_1 / \varepsilon_0} \quad (2.45)$$

dove f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo in assenza di corrosione, K è il coefficiente relativo alle asperità della barra (per barre nervate di medio diametro $K=0.1$, così come proposto da Cape (1999)), ε_{c0} è la deformazione al picco di tensione del calcestruzzo (posta pari a 0.002) mentre ε_1 è la deformazione media del calcestruzzo fessurato agli angoli in direzione della compressione applicata. La deformazione ε_1 può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$\varepsilon_1 = (b_f - b_0) / b_0 \quad (2.46)$$

dove b_0 è la larghezza della sezione senza corrosione e b_f è la larghezza della sezione in presenza di corrosione.

Tale incremento di larghezza della trave può essere determinato come:

$$b_f - b_0 = n_{barre} w_{cr} \quad (2.47)$$

dove n_{barre} è il numero di barre in zona compressa, w_{cr} è l'ampiezza delle fessure. Per determinare w_{cr} (pari alla somma delle ampiezze delle fessure $u_{i,corr}$) è possibile utilizzare la relazione (2.41) proposta da Molina et al. (1993).

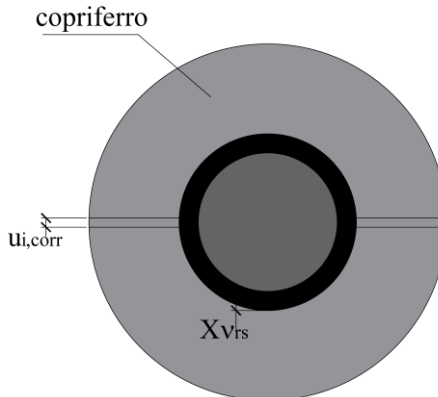


Figura 2.18 – Espansione della barra ed effetti sul calcestruzzo (Coronelli e Gambarova, 2004).

Per tenere conto della corrosione, della conseguente fessurazione del calcestruzzo e della riduzione della resistenza a compressione dello stesso, è possibile determinare un coefficiente ψ di riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, che può esprimersi come:

$$\psi = \frac{f_c^*}{f_c} \quad (2.48)$$

Si riporta in Figura 2.19, la variazione del coefficiente ψ in funzione del tempo, per fissata intensità di corrente di corrosione i ed in funzione del parametro $v_{r/s}$ che lega i moduli di Poisson della ruggine e dell'acciaio. È possibile osservare come, a parità di corrente di corrosione, la riduzione della resistenza del calcestruzzo con fenomeni di degrado presenti sia maggiore al crescere di $v_{r/s}$, la cui corretta valutazione riveste un ruolo fondamentale.

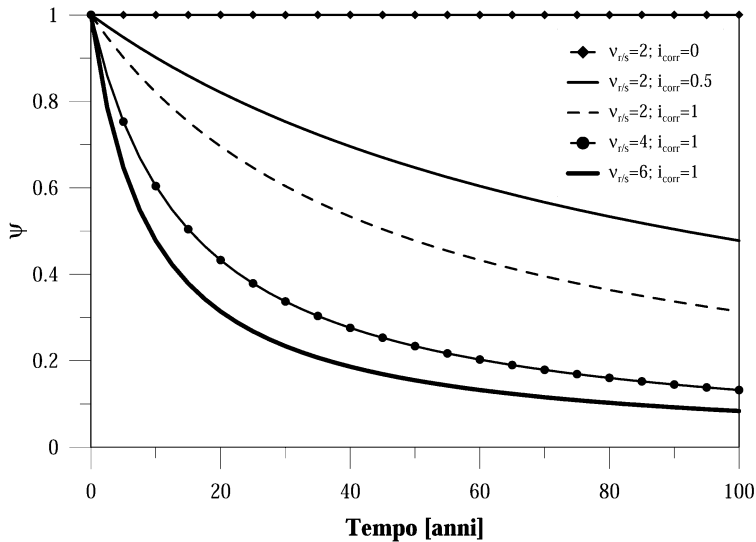


Figura 2.19 – Variazione del coefficiente ψ nel tempo.

La corrosione provoca degli effetti degradanti anche sul calcestruzzo confinato. Il modello di riferimento per determinare il comportamento del calcestruzzo confinato, in assenza di corrosione, è quello proposto da Mander et al. (1988). La legge analitica che descrive il legame tensione-deformazione per il calcestruzzo non confinato ed in presenza di corrosione è il seguente:

$$\sigma(\varepsilon) = \psi \cdot f_c \cdot \frac{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \cdot \beta_{cc}}{\beta_{cc} - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^\beta} \quad (2.49)$$

in cui β_{cc} è posto pari a:

$$\beta_{cc} = \frac{E_c}{E_c - \frac{f_c}{\varepsilon_0}} \quad (2.50)$$

con E_c il modulo elastico del calcestruzzo.

Le relazioni (2.49) e (2.50), nel caso di calcestruzzo non confinato, possono essere utilizzate per il calcestruzzo confinato; è, quindi, possibile sostituire f_c con f_{cc} ed al posto della deformazione di picco del calcestruzzo non confinato ε_0 è possibile utilizzare il valore della deformazione del calcestruzzo confinato, così come determinata in Mander et al. (1988).

È opportuno precisare che il coefficiente ψ di riduzione della resistenza in compressione può essere applicato solamente alla zona confinata fessurata, rappresentata dalla zona di spessore pari al diametro della barra D_0 in prossimità delle staffe.

In accordo a quanto proposto da Zandi Hanjari et al. (2011), la riduzione della resistenza a trazione del calcestruzzo può essere determinata, in maniera semplificata, conoscendo la resistenza a compressione attraverso la seguente espressione:

$$f_{ct, \text{fessurazione}} = \frac{f_{cc, \text{fessurazione}}}{f_{cc}} f_{ct} \quad (2.51)$$

dove f_{ct} è la resistenza a trazione del materiale vergine ed $f_{cc, \text{fessurazione}}$ è la resistenza del calcestruzzo confinato in presenza di fessurazione ed f_{cc} è la resistenza a compressione del calcestruzzo fessurato.

2.4 Effetti della corrosione sulla tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo

La corrosione delle barre di armatura ha come effetto anche la riduzione della tensione di aderenza tra il calcestruzzo e la barra.

Un primo modello semplificato per la valutazione della tensione di aderenza, per barre di armatura ed in assenza di corrosione, è quello adottato dal CEB_FIB Model Code 1990, riportato in Figura 2.20.

Le relazioni analitiche alla base del seguente modello sono:

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{\max} & s_1 \leq s \leq s_2 \\ \tau_{\max} - \frac{\tau_{\max} - \tau_f}{s_2 - s_3} & s_2 \leq s \leq s_3 \\ \tau_f & s \geq s_3 \end{cases} \quad (2.52)$$

Nelle relazioni (2.51) τ_{\max} indica la massima tensione di aderenza, τ_f la tensione di aderenza in corrispondenza della rottura e s_1 , s_2 e s_3 i valori di scorrimento corrispondenti, rispettivamente a τ_{\max} e τ_f , così come mostrato in Figura 2.20.

Nella Tabella 2.1 si mostrano i valori utilizzati nel CEB-FIB per la valutazione della tensione di aderenza in assenza di corrosione.

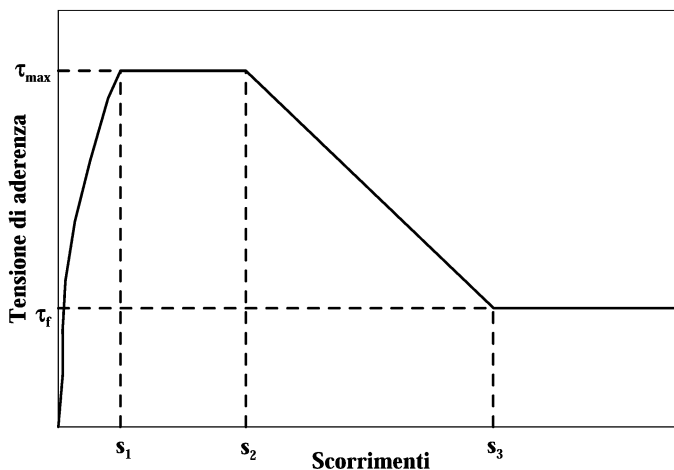


Figura 2.20 – Legame tensione di aderenza – scorrimenti (CEB-FIB, 1990).

	Calcestruzzo non confinato		Calcestruzzo confinato	
	Buone condizioni di aderenza	Tutte le altre condizioni di aderenza	Buone condizioni di aderenza	Tutte le altre condizioni di aderenza
s_1	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	1.0 mm
s_2	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	3.0 mm
s_3	1.0 mm	2.5 mm	> 3.0 mm	> 3.0 mm
α	0.4	0.4	0.4	0.4
τ_{max}	$2.0\sqrt{f_{ck}}$	$1.0\sqrt{f_{ck}}$	$2.5\sqrt{f_{ck}}$	$1.25\sqrt{f_{ck}}$
τ_f	$0.15 \tau_{max}$	$0.15 \tau_{max}$	$0.40 \tau_{max}$	$0.40 \tau_{max}$

Tabella 2.1 – Valori di tensione di aderenza – scorrimenti: assenza di corrosione (CEB-FIB, 1990).

In accordo con quanto previsto in numerosi studi sperimentali e mostrato nel Fib (2000) la corrosione provoca, per bassi livelli, un incremento della tensione di aderenza; tale fenomeno è legato alla circostanza che, per bassi livelli di corrosione, la ruggine riesce a riempire i pori presenti nel calcestruzzo, riuscendo a garantire un comportamento meccanico migliore. Nel momento in cui il fenomeno corrosivo si propaga e provoca la fessurazione del copriferro, la

tensione di aderenza inizia a decrescere e si può ridurre per alti livelli di corrosione fino all'85 % per perdite della sezione trasversale della barra dell'80%.

L'andamento della curva tensione di aderenza, mostrata in Figura 2.21, funzione del livello di corrosione, è in accordo con il modello proposto dal FIB (2000).

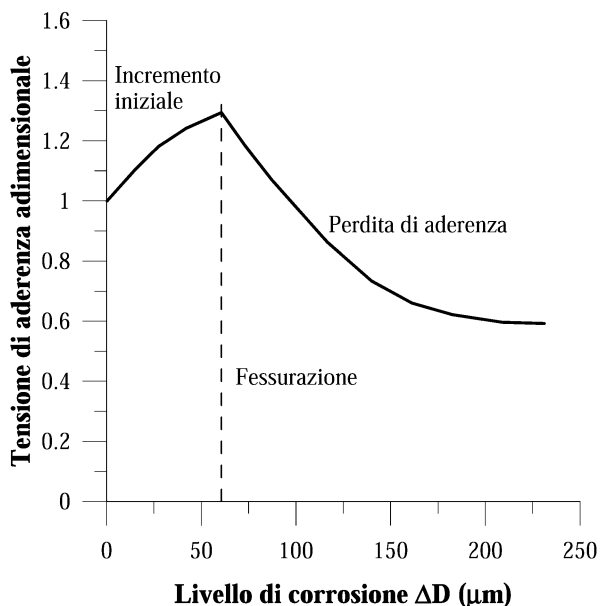


Figura 2.21 – Variazione della tensione di aderenza con il livello di corrosione (Coronelli e Gambarova, 2004).

Dal modello proposto dal FIB (2000) è possibile determinare che:

- Vi è un iniziale incremento della tensione di aderenza per bassi livelli di corrosione (in una fase precedente alla fessurazione del copriferro), seguito da un decremento dovuto alla fessurazione e scorrimento del copriferro come risultato finale della fessurazione indotta dalla corrosione;
- La rottura per aderenza è dovuta allo splitting per i livelli di copriferro e livelli di staffe comunemente utilizzati nelle

strutture. Di conseguenza, la relazione tensione di aderenza – scorrimento deve essere modificata per riprodurre un comportamento fragile.

- La pendenza del ramo ascendente è tanto più alta quanto più elevato è il livello di corrosione presente.

Viene fatta, inoltre, l'ipotesi che tale modello è valido per tutte le barre longitudinali. Tuttavia, tale assunzione potrebbe essere non sempre veritiera poiché, ad esempio, nel caso di travi inflesse, l'apertura delle fessure si ha in corrispondenza della zona centrale dell'elemento favorendo la propagazione del processo corrosivo.

In letteratura sono presenti numerosi modelli che tengono conto del fenomeno corrosivo per determinare la variazione di tensione di aderenza tra acciaio e barra di armatura.

Secondo il modello di Capozucca (1995), la riduzione della tensione di aderenza tra l'acciaio ed il calcestruzzo dipende dalla riduzione del confinamento dovuta alla fessurazione del calcestruzzo che ricopre la barra di armatura. La riduzione di aderenza è dovuta alla formazione di uno strato di ruggine che si interpone tra il calcestruzzo e le barre, mentre la riduzione di sezione resistente delle barre è dovuta, in accordo ai modelli relativi alla formazione della corrosione e della sua propagazione, al pitting. Il modello proposto da Capozucca (1995) si basa sulla conoscenza del valore di tensione di aderenza in assenza di scorrimenti relativi, τ_{b0} , così come mostrato in Figura 2.22.

Sulla base della Figura 2.22 è possibile individuare differenti valori di tensione di aderenza e scorrimenti, in funzione del livello di corrosione.

In una prima fase caratterizzata da bassi valori di tensione ($\tau_b < \tau_{b0}$ per $f'_c = 30$ MPa) ed in assenza di corrosione, l'aderenza è dovuta esclusivamente all'adesione chimica.

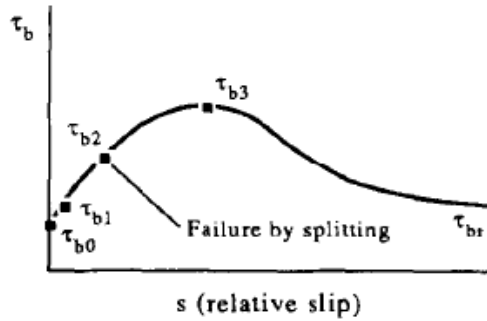


Figura 2.22 – Legame tensione di aderenza-scorrimenti secondo Capozucca (1995).

Superando il valore τ_{b0} , l'adesione chimica tra calcestruzzo ed acciaio si annulla e l'aderenza è attivata grazie alla connessione meccanica tra le nervature della barra ed il calcestruzzo, così come mostrato in Figura 2.23. In questa fase di innesco della corrosione gli ossidi sono depositati nei pori del calcestruzzo senza produrre fessurazioni. Il valore di τ_{b0} cresce senza scorrimenti. Man mano che la corrosione si diffonde, le barre subiscono un aumento di volume aumentando di conseguenza la pressione sul calcestruzzo, fino ad arrivare ad una fessurazione dello stesso.

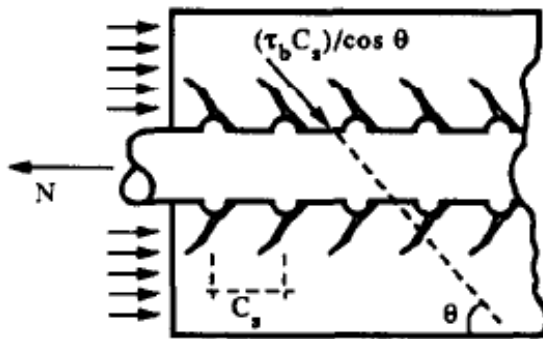


Figura 2.23 – Connessione meccanica tra barra di armatura e calcestruzzo (Capozucca, 1995).

In tale fase il copriferro inizia a perdere la sua efficacia a causa della fessurazione. L'azione di confinamento viene assicurata dalle armature trasversali, che prevengono i fenomeni di rottura da splitting.

Si attiva, di conseguenza, il meccanismo resistente di aderenza mostrato in Figura 2.24:

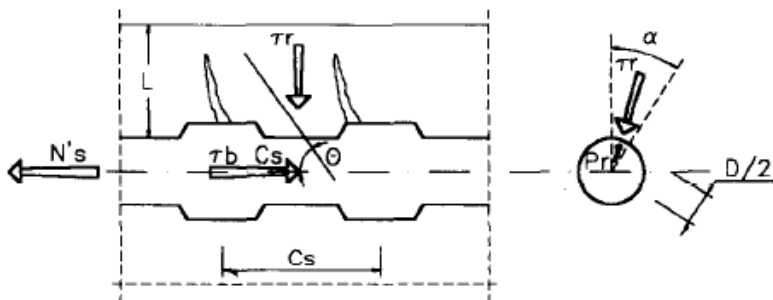


Figura 2.24 – Meccanismo di aderenza resistente (Capozucca, 1995).

Il puntone di calcestruzzo che si forma tra le due fessure C_s applica una forza sulla barra, in direzione radiale, per unità di lunghezza pari a:

$$\tau_r = \tau_b \cdot C_s \cdot \tan \theta \quad (2.53)$$

Lungo lo sviluppo della lunghezza C_s , la componente radiale dell'aderenza è sommata alla pressione della ruggine p_r :

$$p_r = \tau_b \tan \theta \quad (2.54)$$

Secondo tale relazione il meccanismo di aderenza non viene attivato. Sostituendo la relazione (2.30) nella (2.54), si ottiene:

$$2 \cdot f_{ct} \cdot L/D = \tau_b \tan \theta \quad (2.55)$$

Di conseguenza, la tensione tangenziale è determinata come:

$$\tau_b = 2 \cdot f_{ct} L/D \cdot \tan \theta \quad (2.56)$$

Sulla base delle teorie esistenti in letteratura, il valore di tensione di aderenza da utilizzare un valore in fase di fessurazione τ_{b2} pari al valore di τ_b .

Nel caso di calcestruzzo fessurato ma ancora in fase elastica, τ_{b2} assume il seguente valore:

$$\tau_{b2} = f_{ct} \cdot (L + D/2) / 1.664 \cdot D \cdot \tan \theta \quad (2.57)$$

essendo f_{ct} la resistenza a trazione del calcestruzzo.

Nel caso di barre corrose, la pressione dei prodotti della corrosione potrebbe portare ad un raggiungimento della tensione τ_{b2} , oltre ad una perdita di confinamento come risultato dello splitting, nell'ipotesi che il calcestruzzo intorno la barra sia completamente plastico.

Quando la corrosione non annulla completamente gli effetti dell'aderenza si crea una tensione radiale nella sezione τ_r pari a:

$$\tau_r = \tau_b \tan \theta - p_r \quad (2.58)$$

Per l'equilibrio lungo C_s si ha:

$$\int_0^{2\pi} D/2 \left[\int_0^{C_s} (\tau_b - 2 \cdot L \cdot f_{ct} / D \cdot \tan \theta) dz \right] d\alpha = \int_0^{2\pi} D/2 \left(\int_{\sigma_s(z)}^{\sigma_s(z+C_s)} D/4 d\sigma_s \right) d\alpha = N'_s \quad (2.59)$$

Di conseguenza N'_s può essere calcolato come:

$$N'_s = D \cdot \pi \cdot \tau_b \cdot C_s - 2 \cdot L \cdot C_s \cdot f_{ct} / \tan \theta \quad (2.60)$$

dove il termine $D \cdot \pi \cdot \tau_b \cdot C_s$ rappresenta la forza di trazione N_0 applicata inizialmente sulla barra.

Di conseguenza, la relazione (2.60) assume la seguente forma:

$$N_0 - N'_s = 2 \cdot L \cdot C_s \cdot \sigma_{ct} / \operatorname{tg} \theta \quad (2.61)$$

Tale differenza rappresenta la forza di trazione persa come risultato della riduzione di aderenza lungo il tratto C_s .

In letteratura sono presenti modelli semplificati per la determinazione della tensione di aderenza in presenza di corrosione delle barre di armatura.

Il modello proposto da Rodriguez et al. (1994) lega la tensione di aderenza alla somma del contributo del calcestruzzo e quello delle staffe, attraverso la relazione:

$$\tau_{\max}^{res} = \tau_{concrete} + \tau_{tie} = 0.6(0.5 + C/d_b) f_{ct} (1 - \beta X^\mu) + k A_{tr} f_y / (s d_b) \quad (2.62)$$

dove τ_{\max}^{res} è la resistenza di aderenza residua, x è la profondità dell'attacco corrosivo, $\tau_{concrete}$ è la resistenza di aderenza del calcestruzzo, τ_{tie} è il contributo all'aderenza fornita dalle barre di armatura, C/d_b è il rapporto tra il copriferro e il diametro della barra, A_{tr} è l'area delle staffe, f_y è la resistenza allo snervamento della barra ed s è il passo delle staffe. Secondo quanto indicato da Rodriguez (1994), il coefficiente β può avere valori compresi tra 0.26 e 0.4, μ vale 0.1 mentre k viene posto pari a 0.16. Questa relazione è stata ottenuta dagli autori utilizzando barre aventi diametro pari a 16 mm.

La resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ct} è calcolata attraverso la relazione:

$$f_{ct} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{espresso in MPa} \quad (2.63)$$

La relazione (2.62) può essere utilizzata, in base alle prove sperimentali condotte da Rodriguez (1994), nel caso di barre con medio diametro. Tale equazione è stata ottenuta considerando le staffe non corrose, poiché le sole barre longitudinali sono state connesse agli elettrodi. Tuttavia, in accordo a quanto riportato in Coronelli e Gambarova (2004), poiché il contributo del termine legato alle armature trasversali,

τ_{tie} , è stato stimato pari al 25% sul totale, il non considerare la corrosione delle staffe non comporterebbe errori computazionali particolarmente gravi. Nel caso delle travi reali è necessario considerare la corrosione delle staffe, seppur in quantità ridotta rispetto alle armature principali.

Un altro modello presente in letteratura per la valutazione della tensione di aderenza è quello proposto da Val e Chernin (2009) e riportato in Figura 2.25.

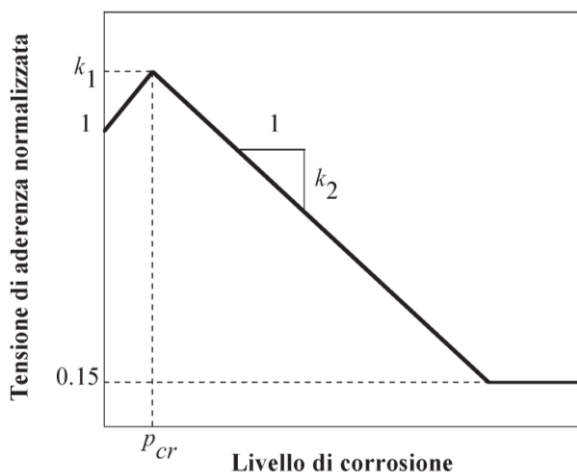


Figura 2.25 – Tensione di aderenza – penetrazione corrosione: modello di Val e Chernin (2009).

Anch'esso risulta una semplificazione del modello proposto dal FIB CEB 2000. È possibile osservare che in questo caso il grafico tensione di aderenza-scorrimenti è caratterizzato da tre tratti rettilinei: una prima parte ascendente relativa all'incremento di tensione tangenziale, una seconda retta con tratto discendente quando viene superata la penetrazione critica, p_{cr} , e si attesta per alti valori di corrosione al 15% della tensione di picco.

Analiticamente il grafico di Figura 2.25 viene descritto dalle seguenti relazioni:

$$\frac{\tau_{\max}}{\tau_{\max,0}} = \begin{cases} 1 + (k_1 - 1) \frac{p}{p_{cr}} & p \leq p_{cr} \\ \max[k_1 - k_2 \cdot (p - p_{cr}); 0.15] & p > p_{cr} \end{cases} \quad (2.64)$$

dove p_{cr} è la penetrazione critica, cioè quel valore corrispondente alla formazione della prima fessura nel calcestruzzo. Essa, in accordo con quanto presentato nel Duracrete (2000) può essere stimata come:

$$p_{cr} = a_1 + a_2 \frac{c}{D_0} + a_3 f_{ct} \quad (2.65)$$

dove a_1 , a_2 , a_3 sono tre coefficienti ottenuti dalla regressione lineare (e valgono, rispettivamente, 74.4, 7.3, -17.4), c è lo spessore del copriferro, D_0 è il diametro della barra e f_{ct} è la resistenza a trazione allo splitting espresso in MPa.

Per bassi valori di penetrazione corrosiva si ha un incremento della tensione di aderenza seguito da una riduzione, poiché si ha la completa delaminazione del copriferro man mano che la corrosione si propaga nelle barre di armatura, incrementandone il volume. Tenendo conto del fatto che la rottura per aderenza si ha a causa del cambiamento di comportamento delle barre e delle staffe, va assunto un comportamento fragile.

Il valore di k_1 rappresenta l'incremento iniziale della tensione di aderenza dopo l'insorgere della corrosione che dipende dal livello del confinamento prodotto dal copriferro e dalle staffe.

Nelle relazioni proposte da Val e Chernin (2009), il valore del coefficiente k_1 rappresenta il tratto ascendente della curva, quello cioè in cui ci è un apparente incremento della tensione di aderenza, dovuto al livello di confinamento dato dal copriferro e dall'armatura trasversale. Nel primo caso è caratterizzato dal rapporto c/d , mentre il secondo caso dipende da ρ . La determinazione di k_1 dipende dalla conoscenza dei massimi valori di tensioni di aderenza per diversi rapporti tra c/D_0 e ρ . Esistono tante prove per alti valori di livelli di corrosione mentre per bassi livelli esistono poche prove sulla

determinazione del valore di k_1 . Sulla base di questi dati sperimentali Val e Chernin (2009) hanno proposto la seguente relazione:

$$k_1 = \begin{cases} 1 & c/D_0 \leq 1 \\ 1 + 0.085 \cdot (c/D_0 - 1) & c/D_0 > 1 \end{cases} \quad (2.66)$$

L'andamento di tale coefficiente ed il confronto con i dati di Al-Sulaimani et al. (1990), Cabrera e Ghoddousi (1992), Mangat e Elgarf (1999) e Ayeung et al. (1999) vengono mostrati in Figura 2.26.

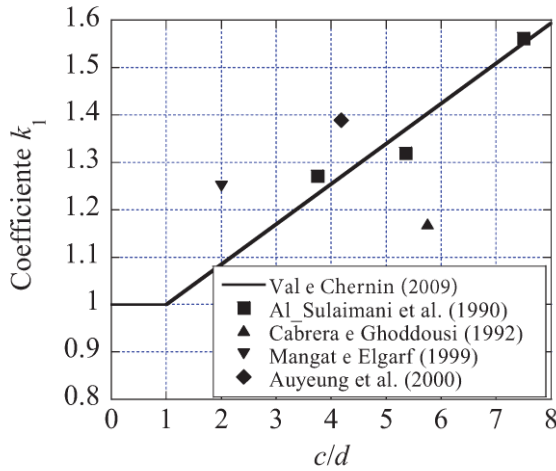


Figura 2.26 – Valori del coefficiente k_1 (Val e Chernin, 2009).

Il valore di $c/d \leq 1$ è un valore conservativo che viene da un'analisi di regressione lineare.

Il valore del coefficiente k_2 rappresenta il coefficiente angolare della curva nel tratto ascendente della tensione di aderenza in seguito alla formazione delle fessure del calcestruzzo, che dipende dal livello di confinamento e di conseguenza dal valore del rapporto geometrico di armatura ρ .

Anche i valori di k_2 sono ottenuti da un'analisi di regressione lineare. Dall'analisi dei dati disponibili in letteratura si riportano le relazioni di k_2 :

$$k_2 = \begin{cases} 0.005 & \rho \leq 0.25 \\ 0.005 - \frac{\rho - 0.25}{300} & 0.25 < \rho \leq 1 \\ 0.0025 & \rho > 1 \end{cases} \quad (2.67)$$

Il valore per $\rho > 1$ è dato dal ramo ascendente dei dati di Al-Sulaimani et al. (1990).

Anche in questo caso l'andamento del coefficiente k_2 è stato confrontato con i dati disponibili in letteratura, così come mostrato in Figura 2.27.

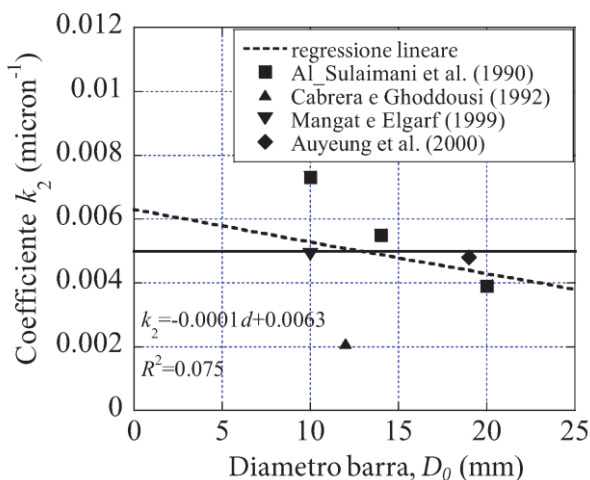


Figura 2.27 – Valori del coefficiente k_2 (Val, 2009).

Come prima approssimazione, viene assunto un legame tensione di aderenza- deformazione costante, che implica che il tasso di corrosione sia uniformemente distribuito lungo le barre longitudinali. In realtà questa ipotesi non è propriamente veritiera, poiché la presenza di

fessure più ampie in mezzeria, dove prevale il momento, causano una migliore penetrazione degli agenti corrosivi.

In accordo con quanto dimostrato dalle prove effettuate da Almusallam et al. (1990) è possibile semplificare la curva ottenuta dal CEB, tramite un grafico in cui viene riportato in ascissa la percentuale di corrosione e in ordinata la tensione di aderenza normalizzata:

Zandi Hanjari et al. (2011) hanno proposto, per la tensione di aderenza, un modello basato su quello proposto dal CEB FIB 1990. In questo caso gli autori hanno proposto un legame che tenesse conto di un caso di confinamento intermedio tra quello caso confinato e quello non confinato (che porta a rotture fragili sul copriferro indotto dalle tensioni di trazione), posto pari a:

$$\tau_b = k_{uncor} \tau_{b,conf} + (1 - k_{uncor}) \tau_{b,unconf} \quad (2.68)$$

Il coefficiente k_{uncorr} è posto pari a:

$$k_{uncor} = \max \left\{ \begin{array}{l} k_{c/\phi} \\ k_{A_{sw}} \end{array} \right. \quad (2.69)$$

Dove $k_{c/\phi}$ è il coefficiente che tiene conto della geometria ed è determinato sulla base del rapporto tra il copriferro c e il diametro della barra D_0 . Il coefficiente $k_{A_{sw}}$ dipende invece dal rapporto geometrico di armatura trasversale, A_{sw} distribuito su un passo s .

Per tenere conto della corrosione si riduce l'area delle staffe e la variazione dello scorrimento Δs viene determinata come:

$$\Delta s = ax \quad (2.70)$$

Dove x è la penetrazione della corrosione ed a un coefficiente posto pari a 8.1 sulla base di determinazioni sperimentali.

Per tenere conto della possibilità che la rottura per aderenza diventi per splitting e non per pullout è possibile tenere conto di tale evento nella

curva tensione di aderenza – scorrimento attraverso un'interpolazione dei parametri del caso non corrosivo, attraverso la relazione:

$$\tau_b = k_{cor} \tau_{b,conf} + (1 - k_{cor}) \tau_{b,unconf} \quad (2.71)$$

In questo caso, il fattore k_{cor} dipende dal rapporto x/x_{cr} , dove x_{cr} è il livello che fessura il copriferro. La penetrazione della corrosione critica, che causa la fessurazione è pari a:

$$x_{cr} = 11 \left(\frac{f_c}{40} \right)^{0.8} \left(\frac{c}{D_0} \right)^{1.5} \left(\frac{D_0}{16} \right)^{0.5} \quad (2.72)$$

dove x_{cr} è il livello di corrosione che fessura il copriferro in mm; f_c è la resistenza a compressione in MPa; c è lo spessore del copriferro; D_0 è il diametro della barra di armatura in mm. Nelle regioni dove la fessurazione è già avvenuta (osservata nella struttura), il rapporto x/x_{cr} deve essere posto pari a 1.

Auyeung et al. (2000) sulla base delle prove di pull out condotte su provini di calcestruzzo in cui veniva immersa una barra di armatura ha dedotto la seguente relazione per determinare la variazione della tensione di aderenza riportata nel seguente grafico in funzione della percentuale di armatura corrosa:

Una relazione semplificata sull'andamento della tensione di aderenza al variare del livello di corrosione è stato fornito da Stanish et al. (1999), i quali hanno determinato un legame tra la tensione di aderenza e la perdita percentuale di massa delle barre nelle zone più esterne, attraverso la relazione:

$$\frac{U}{\sqrt{f_c}} = 0.77 - 0.027 \cdot x \quad (2.73)$$

dove U è la tensione di aderenza, f_c è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo e x è la perdita percentuale di massa della barra, calcolata come:

$$x = \left(1 - \frac{D_n^2}{D_i^2} \right) \times 100\% \tag{2.74}$$

Sulla base di questa relazione, la valutazione di U risulta pari a:

$$\frac{U}{\sqrt{f_c'}} = 0.77 - 2.7 \cdot \left(1 - \frac{D_n^2}{D_i^2} \right) \tag{2.75}$$

Uno studio effettuato da Mancini e Tondolo (2014) ha mostrato gli effetti del confinamento delle staffe sulla tensione di aderenza in presenza di corrosione. Sulla base della Tabella 2.2 è possibile determinare che, a parità del livello di corrosione raggiunto, l'effetto delle staffe garantisce un livello più elevato di aderenza rispetto al caso di barre non confinate.

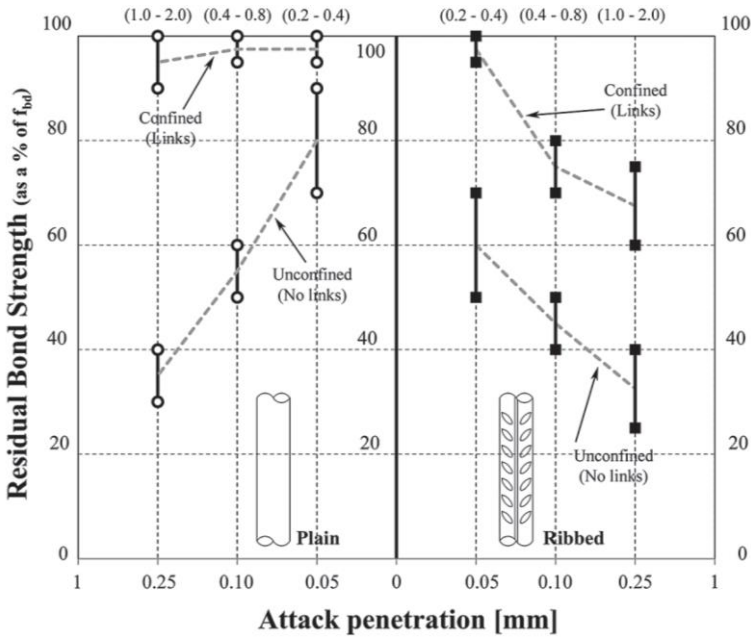


Tabella 2.2 – Valori di tensione di aderenza residua al variare del livello di corrosione secondo FIB Model Code 2010 (Tabella 6.1-4).

Dalla Tabella 2.2 è possibile evidenziare che, a parità del livello di corrosione raggiunta, il contributo delle staffe è in grado di aumentare la tensione di aderenza residua di una quantità compresa tra il 20 e il 30%.

È possibile determinare il valore del coefficiente γ tramite la seguente relazione:

$$\gamma = \frac{\tau_{\max}}{\tau_{\max,0}} \quad (2.76)$$

dove la τ_{\max} è la massima tensione di aderenza per fissato livello di corrosione, determinata attraverso le relazioni (2.62), (2.71) o (2.72) e $\tau_{\max,0}$ è la tensione di aderenza in assenza di fenomeni corrosivi.

Il coefficiente γ viene utilizzato nel seguito per ridurre la tensione di aderenza nei modelli legati alla resistenza al taglio o nella riduzione della tensione f_y nella flessione o in pressoflessione.

Nella Figura 2.28 si riporta un confronto tra i risultati sperimentali di Al-Sulaimani (2000) e Kearsley e Joyce (2015) condotte su travi in cemento armato aventi barre corrose con differenti livelli ed i valori analitici del coefficiente γ determinato attraverso la relazione (2.54) e quelli teorici di Mancini e Tondolo (2014).

Al-Sulaimani et al. (1990) hanno testato 12 travi aventi base pari a 150 mm, altezza 150 mm e lunghezza 900 mm. Ciascuna trave era presente una barra longitudinale avente diametro pari a 12 mm e staffe con diametro 6 mm. La corrosione delle barre è stata ottenuta attraverso una corrente avente intensità pari a 2000 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Kearsley e Joyce (2015) hanno condotto delle prove di pull-out su provini cilindrici con diametro pari a 100 mm ed altezza pari a 200 mm con una barra del tipo Y10 e con livelli differenti di corrosione.

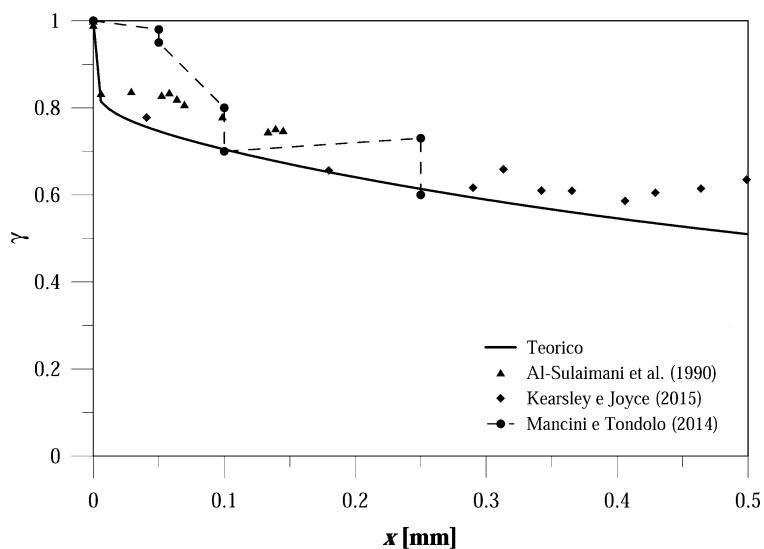


Figura 2.28 – Confronto teorico - sperimentale relativo alla variazione di tensione di aderenza adimensionale al propagarsi del fenomeno corrosivo.

Dall'analisi della Figura 2.28 emerge come la relazione (2.54) proposta da Rodriguez et al. (1994) riesca a riprodurre in maniera soddisfacente la variazione della tensione di aderenza al variare del livello di corrosione raggiunto.

3. Modelli analitici per la determinazione della resistenza di elementi in cemento armato in presenza di corrosione

Nel presente capitolo vengono presentati e validati alcuni modelli analitici semplificati messi a punto nell'ambito della tesi per la valutazione della capacità ultima di elementi in calcestruzzo armato (travi, pilastri, plinti) aventi armature soggette a fenomeni corrosivi. In particolare, vengono proposte alcune modellazioni semplificate finalizzate alla caratterizzazione degli elementi a mezzo di diagrammi momento-curvatura, domini di interazione momento-sforzo normale M-N e curve carico-freccia di travi e pilastri aventi armatura corrosa. I risultati ottenuti sono validati attraverso dati sperimentali disponibili in letteratura.

3.1 Comportamento di travi in cemento armato con armature corrose

Per la determinazione della risposta strutturale di travi in cemento armato aventi armatura longitudinale e trasversale corrosa, vengono utilizzati dei modelli semplificati che tengono conto dei seguenti effetti:

- riduzione dell'area trasversale delle barre longitudinali e delle staffe;
- riduzione della resistenza in compressione e trazione del calcestruzzo;
- riduzione dell'aderenza, in zona tesa, tra calcestruzzo e barra di armatura.

Per tenere conto di tali effetti, sono stati adottati i coefficienti riduttivi delle resistenze, già presentati e discussi nel loro significato al Capitolo 2.

In particolare, tali coefficienti sono: - α_{corr} che tiene in conto la riduzione della sezione resistente per effetto della corrosione diffusa e, quando presente, la riduzione localizzata della sezione della barra dovuta all'attacco cloridrico; - γ per tenere conto della riduzione dell'aderenza tra calcestruzzo e barra di armatura; ψ per tenere conto della riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo fessurato indotto dall'aumento di volume delle barre; - β per tenere conto della riduzione della tensione di calcolo per l'instabilità.

3.1.1 Valutazione della resistenza flessionale

Per valutare la resistenza flessionale di sezioni in calcestruzzo armato soggette a corrosione è stato utilizzato il modello sezionale riportato in Figura 3.1.

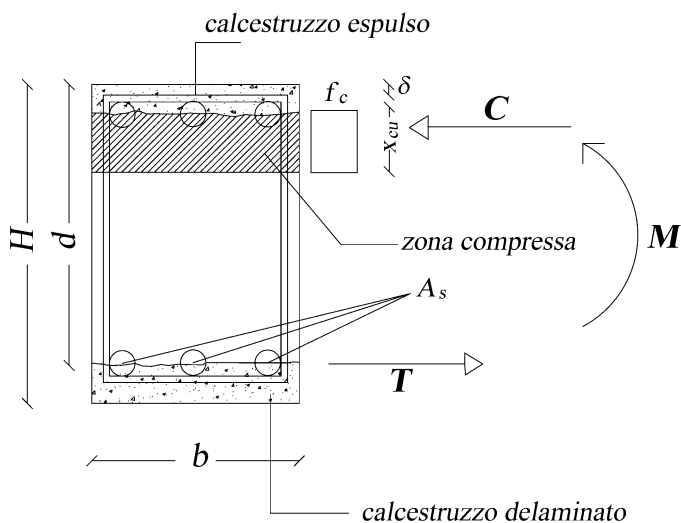


Figura 3.1 – Modello per la valutazione della resistenza flessionale.

In tale modello si suppone che tutte le barre siano caratterizzate dallo stesso livello di corrosione diffusa e localizzata, che il copriferro sia stato espulso (in zona compressa) o delaminato (in zona tesa, poiché non resistente a trazione) e che il legame costitutivo del calcestruzzo venga descritto tramite un diagramma del tipo stress-block.

Attraverso le equazioni di equilibrio alla traslazione, è possibile determinare la posizione dell'asse neutro a rottura e, conseguentemente, attraverso l'equazione di equilibrio alla rotazione, il corrispondente valore di momento allo snervamento.

La posizione dell'asse neutro è data da:

$$\frac{x_{cu}}{d} = \frac{\alpha_{corr} \cdot \gamma}{\psi} \cdot \frac{1}{0.8 \cdot 0.85} \cdot \omega_s \quad (3.1)$$

essendo ω_s la percentuale meccanica di armatura posta pari a:

$$\omega_s = \frac{A_s(t=0) \cdot f_y}{b \cdot d \cdot f_c} \quad (3.2)$$

in cui f_y è la tensione di snervamento dell'acciaio e f_c la tensione di rottura del calcestruzzo compresso.

Il valore della resistenza flessionale dovuta al raggiungimento dello snervamento delle barre, scritta in forma adimensionale, è pari a:

$$m_{uy} = \frac{M_{uy}}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \alpha_{corr} \cdot \gamma \cdot \omega_s \cdot \left(1 - \frac{\delta}{D} - \frac{D}{2 \cdot d} - 0.4 \cdot \frac{x_{cu}}{d} \right) \quad (3.3)$$

Tale valore, per scongiurare rotture fragili, deve essere superiore alla resistenza flessionale dovuta alla crisi lato calcestruzzo, considerando l'equilibrio alla rotazione della zona compressa e valutata attraverso la relazione:

$$m_{uc} = \frac{M_{uc}}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = 0.125 \cdot \psi \cdot \left(1 - \frac{\delta}{D} - \frac{D}{2 \cdot d}\right)^2 \quad (3.4)$$

La resistenza flessionale è, quindi, pari al valore minimo tra m_{uy} ed m_{uc} .

È possibile, inoltre, determinare le curvature corrispondenti allo snervamento delle barre di armatura, alla rottura delle barre di armatura e alla rottura lato calcestruzzo, attraverso le seguenti espressioni:

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - 2\delta - D - x_{cy}} \quad (3.5)$$

$$\phi_{su} = \frac{\varepsilon_{su}}{d - 2\delta - D - x_{cu}} \quad M_{us} < M_c \quad (3.6)$$

$$\phi_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{cu}} \quad M_{us} > M_c \quad (3.7)$$

dove in questo caso la deformazione allo snervamento della barra può essere determinata semplicemente come:

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E} \quad (3.8)$$

con E modulo elastico dell'acciaio.

La duttilità della barra, in presenza di corrosione, è pari a:

$$\mu_{corr} = \frac{\phi_{su}}{\phi_y} = \left(\frac{1 - \frac{\delta}{d} - \frac{x_{cy}}{d} - \frac{D}{d}}{1 - \frac{\delta}{d} - \frac{x_{cu}}{d} - \frac{D}{d}} \right) \cdot \left[\frac{\varepsilon_y + (\varepsilon_{su} - \varepsilon_y) \cdot \left(1 - \frac{\alpha_{pit}}{\alpha_{pit}^{max}}\right)}{\varepsilon_s} \right] \quad (3.9)$$

3.1.2 Valutazione della resistenza a taglio

La resistenza a taglio di travi in cemento armato soggette a corrosione può essere calcolata studiando l'interazione taglio-momento, espressa dalla relazione:

$$M = V \cdot x = T \cdot jd \quad (3.10)$$

Dove x è la distanza tra l'appoggio e la generica sezione della trave lungo la luce di taglio e jd il braccio della coppia interna.

La forza di taglio è legata alla variazione del momento M dalla relazione:

$$V = \frac{dM}{dx} = jd \cdot \frac{dT}{dx} + T \cdot \frac{d(jd)}{dx} \quad (3.11)$$

Attraverso l'Eq. (3.11) è possibile definire due importanti meccanismi resistenti: il primo, con jd costante, noto in letteratura come effetto trave, il secondo, con T costante e jd variabile, noto in letteratura come effetto arco.

In corrispondenza della crisi per taglio, sulla base di quanto indicato in Figura 3.2, è possibile individuare tre stati limite relativi alla resistenza a taglio delle travi per raggiungimento della crisi per: - perdita di aderenza; - raggiungimento della massima resistenza a compressione del puntone diagonale; - crisi locale per perdita di aderenza in zona di appoggio.

L'effetto trave è determinato attraverso la seguente espressione:

$$V_b = jd \cdot \frac{dT(x)}{dx} \quad (3.12)$$

dove jd è il braccio della coppia interna nella sezione caricata, posto pari a $0.9d$.

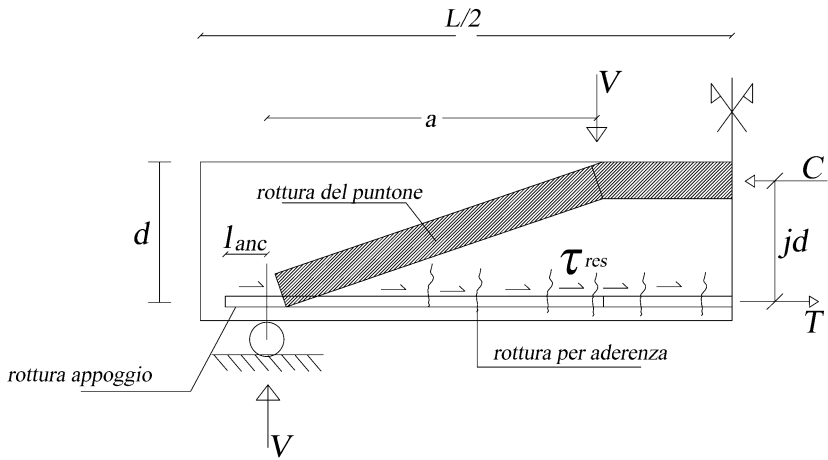


Figura 3.2 – Modello per la valutazione della resistenza a taglio della trave.

Considerando l’equilibrio di un tratto di trave di lunghezza dx , si ha:

$$\frac{dT}{dx} = \pi \cdot \sum_{i=1}^n \tau_{res} \cdot D_i \quad (3.13)$$

dove D_i è il diametro della i -esima barra d’armatura, avente area A_s . Se si assume τ_{res} costante la variazione della risultante delle forze di trazione ne risulta dipendente, calcolata tramite la relazione (2.62). Di conseguenza la relazione (3.12) viene modificata attraverso la seguente:

$$V_b = j \cdot d \cdot \frac{dT}{dx} = j \cdot d \cdot \pi \cdot \sum_{i=1}^n \tau_{res} \cdot D_i \quad (3.14)$$

Adimensionalizzando l’Eq. (3.14) rispetto a $b \cdot d$ è possibile ottenere l’equazione:

$$v_b = \frac{j \cdot \pi \cdot \tau_{res} \cdot \sum D_i}{b} \cdot \left(1 - \frac{(\delta + D/2)}{d} \right) \quad (3.15)$$

Il termine $(\delta + D/2)/d$ dell'Eq. (3.15) tiene conto della riduzione del braccio della coppia interna dovuta all'espulsione del copriferro legata alla corrosione per effetto dell'aumento del volume della barra.

Tenendo conto che la sommatoria dei diametri in zona tesa può essere assimilata ad unico diametro equivalente ($D_{eq} = \sum D_i$), è possibile determinare che tale diametro equivalente sia legato ad un'area ridotta fittizia tramite considerazioni geometriche ($D_{eq} = 2 \cdot \sqrt{\frac{A_s(t)}{\pi}}$) e, di conseguenza, l'effetto trave legato alla tensione di aderenza tra calcestruzzo ed acciaio può essere descritto tramite la seguente relazione:

$$v_b = \frac{3.19}{b} \cdot \left(1 - \frac{\delta}{d}\right) \cdot \sqrt{A_s(t)} \cdot \tau_{res} \quad (3.16)$$

Per l'effetto arco si può avere come stato limite il raggiungimento della resistenza a compressione del puntone di calcestruzzo ottenuto linearizzando l'arco. La forza massima sul puntone è determinata come:

$$N_c = v \cdot f_c \cdot b \cdot x_c \cdot \cos \theta \quad (3.17)$$

Dove v è il coefficiente di softening, che tiene conto del regime biassiale di sforzi, calcolato, in accordo con la norma SIA 262, nella forma:

$$v = 0.6 \cdot \left(\frac{30}{f_c}\right)^{0.33} \quad (3.18)$$

Mentre l'angolo θ è determinato dall'equazione:

$$\theta = \arctan\left(\frac{j \cdot d}{a}\right) \quad (3.19)$$

In corrispondenza della zona di appoggio, l'equilibrio delle forze fornisce la seguente relazione:

$$V_c = N_c \cdot \sin \theta \quad (3.20)$$

Conseguentemente la tensione tangenziale associata alla rottura del puntone compresso è ottenuta tramite la seguente espressione:

$$v_c = \frac{v \cdot f_c}{2} \cdot \frac{x_{cu}}{d} \cdot \sin(2\theta) \quad (3.21)$$

dove x_{cu} è la posizione dell'asse neutro determinata attraverso la relazione (3.1)

Sostituendo l'Eq. (3.18) nell'Eq. (3.21) si ottiene:

$$v_c \cong 0.92 \cdot f_c^{0.66} \cdot \frac{x_{cu}}{d} \cdot \sin(2\theta) \quad (3.22)$$

Il valore di sforzo ottenuto dall'Eq. (3.22) deve risultare minore di quello dovuto all'effetto trave (Eq. (3.16)) per evitare la rottura fragile dovuta allo sfilamento delle barre.

Per tenere conto dell'effetto legato all'aderenza, è possibile determinare tale contributo assumendo che la forza T_u sia assorbita dalle barre longitudinali e sia legata alla forza di taglio, attraverso la seguente relazione:

$$V_a = T_u \cdot \tan \theta = n \cdot \pi \cdot D \cdot l_{anc} \cdot \tau_{res} \cdot \frac{a}{d} \quad (3.23)$$

dove n è il numero delle barre in zona tesa e l_{anc} è la lunghezza di ancoraggio della barra.

Di conseguenza, la tensione tangenziale è pari a:

$$v_a = \frac{n \cdot \pi \cdot D \cdot l_{anc} \cdot \tau_{res}}{b \cdot d} \cdot \frac{a}{d} \quad (3.24)$$

Il contributo alla resistenza a taglio fornito dalle staffe è calcolato attraverso la seguente espressione:

$$v_{st} = \frac{A_{st}(t)}{b \cdot s} \cdot f_{ys} = \rho_s \cdot f_{ys} \quad (3.25)$$

dove $A_{st}(t)$ è l'area della staffa ridotta per tenere conto della corrosione, f_{ys} la tensione di snervamento della staffa e ρ_{st} la percentuale geometrica di armatura della staffa.

La tensione di snervamento della staffa può essere ridotta, poiché la presenza della ruggine causa una distorsione anelastica del braccio della staffa posta pari a:

$$\delta_y = 2 \cdot X \quad (3.26)$$

dove con X si è indicato l'aumento di diametro indotto dalla corrosione e determinato tramite l'Eq. (2.1).

L'allungamento della staffa nella fase prossima allo snervamento è:

$$\delta = \frac{F \cdot b}{E_h \cdot A_{st}} \quad (3.27)$$

con E_h il modulo di incrudimento dell'acciaio posto pari a 0.03E.

Imponendo la compatibilità tra i due spostamenti la tensione sulla staffa causata da tale fenomeno è pari a:

$$\sigma = \frac{2 \cdot X}{b} \cdot E_h \quad (3.28)$$

Di conseguenza la tensione sulla staffa in presenza di fenomeni corrosivi sarà pari a:

$$\sigma_s = f_y \cdot \left[1 - \frac{2 \cdot X}{b} \cdot \frac{E_h}{f_y} \right] \quad (3.29)$$

Sulla base della relazione (3.29), l'Eq. (3.25) diventa:

$$v_{st} = \left(\frac{A_{st}(t)}{b \cdot s} \cdot f_{ys} \right) \cdot \left[\alpha \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot X}{b} \cdot \frac{E_h}{f_y} \right) \right] \quad (3.30)$$

Il taglio ultimo, calcolato applicando il principio di additività delle resistenze, è dato dalla somma del valore minore tra l'effetto trave, l'effetto arco e il termine dovuto all'aderenza ed il contributo fornito dalle staffe, nella forma:

$$v_u = \min(v_b, v_a, v_c) + v_{st} \quad (3.31)$$

Il momento ultimo adimensionale associato alla rottura per taglio è pari a:

$$\frac{M_{us}}{b \cdot d^2 \cdot f_c} = \frac{v_u}{f_c} \cdot \frac{a}{d} \quad (3.32)$$

Il momento ultimo è il valore minore tra quello calcolati con le relazioni (3.3), (3.4) e (3.32), relativo alla crisi per flessione e taglio.

3.1.3 Validazione analitico-sperimentale dei modelli analitici

Per la validazione dei modelli analitici, sono stati utilizzati i risultati sperimentali di Rodriguez et al. (1997). In questa sperimentazione sono state testate 36 travi, aventi sezione $b=150$ mm e $H=200$ mm e $L=2300$ mm, aventi differenti percentuali geometriche di armatura. Le barre sono state corrose artificialmente attraverso un processo di immersione in una soluzione di acqua e cloruro di sodio ed una corrente impressa pari a $100 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Le travi, aventi caratteristiche meccaniche e geometriche riportate in Tabella 3.1, sono state sottoposte ad una prova per flessione per 4 punti.

Gli autori hanno determinato quattro differenti tipologie di crisi delle travi: - flessione lato calcestruzzo; - flessione lato acciaio; - taglio; - perdita di aderenza.

La Figura 3.3 mostra il confronto tra i risultati analitici ottenuti tramite le relazioni presentate ed i valori sperimentali di Rodriguez et al. (1997). Si ricorda che M_{uy} , M_{uc} ed M_{us} riportati in Figura 3.3, rappresentano i valori di momento flettente corrispondenti,

rispettivamente, alla crisi flessionale delle barre, alla crisi lato calcestruzzo e quella per taglio.

Trave	Tipo di rottura	Calcestruzzo f_c [MPa]	Armatura			Profondità corrosione [mm]		
			Trazione	Compressione	Staffe	Trazione	Compressione	Staffe
111	Flessione (acciaio)	50	2 ϕ 10	2 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
112	Flessione (acciaio)	50	2 ϕ 10	2 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
113	Flessione (acciaio)	34	2 ϕ 10	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.49(1.3)	0.56	0.49(3.9)
114	Flessione (acciaio)	34	2 ϕ 10	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.45(1.1)	0.52	0.39(3.1)
115	Flessione (acciaio)	34	2 ϕ 10	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.36(1.0)	0.56	0.37(3.0)
116	Flessione (acciaio)	34	2 ϕ 10	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.71(2.1)	0.48	0.66(5.0)
121	Flessione (cls)	48	4 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
122	Flessione (cls)	48	4 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
123	Taglio	35	4 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.35(1.4)	0.44	0.39(3.2)
124	Taglio	35	4 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.41(1.6)	0.57	0.49(3.8)
125	Taglio	35	4 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.40(1.6)	0.41	0.53(4.5)
126	Flessione (cls)	35	4 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.32(1.3)	0.27	0.39(3.1)
131	Taglio+appoggi	52	2 ϕ 12+2 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
132	Taglio+appoggi	52	2 ϕ 12+2 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
133	Taglio+appoggi	37	2 ϕ 12+2 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.35(1.4)	0.31	0.36(2.9)
134	Taglio+appoggi	37	2 ϕ 12+2 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.32(1.3)	0.3	0.34(2.7)
135	Taglio	37	2 ϕ 12+2 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.39(1.6)	0.56	0.53(4.5)
136	Taglio	37	2 ϕ 12+2 ϕ 12	2 ϕ 8	ϕ 6/170	0.40(1.6)	0.43	0.50(3.8)
211	Flessione (cls)	50	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
212	Flessione (cls)	50	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/170	-	-	-
213	Taglio	35	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/170	0.43(1.7)	0.38	0.52(3.8)
214	Taglio	35	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/170	0.53(2.1)	0.47	0.63(5.0)
215	Taglio	35	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/170	0.37(1.5)	0.24	0.37(2.5)
216	Taglio	35	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/170	0.31(1.2)	0.24	0.37(2.5)
311	Flessione (cls)	49	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/85	-	-	-
312	Flessione (cls)	49	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/85	-	-	-
313	Flessione (cls)	37	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/85	0.30(1.3)	0.2	0.35(2.8)
314	Flessione (cls)	37	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/85	0.48(1.5)	0.26	0.50(4.0)
315	Taglio	37	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/85	0.51(2.0)	0.34	0.63(5.0)
316	Flessione (cls)	37	4 ϕ 12	4 ϕ 8	ϕ 6/85	0.42(1.8)	0.37	0.54(4.3)

Tabella 3.1 – Caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi testate da Rodriguez et al. (1997).

Il confronto mostra un buon accordo tra dati sperimentali e risultati previsti analiticamente. Inoltre, è possibile osservare come i modelli riescono a prevedere la tipologia di crisi di ogni singola trave.

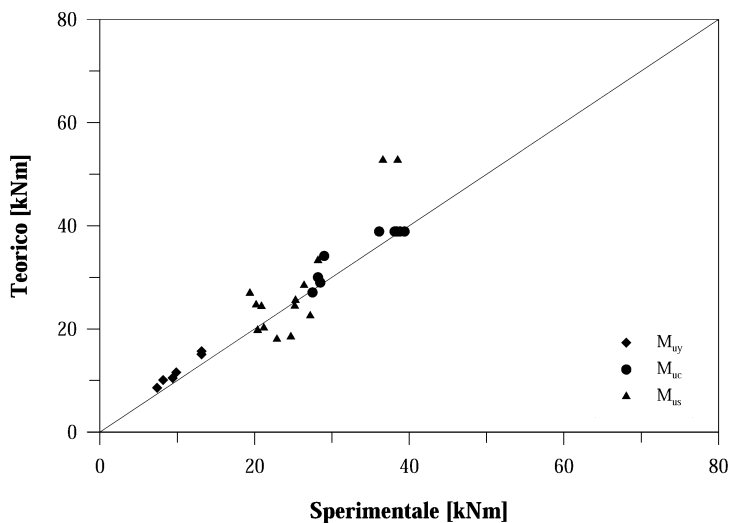


Figura 3.3 – Confronto teorico-sperimentale dei valori di resistenza delle travi testate da Rodriguez et al. (1997).

Ulteriori prove analizzate sono quelle di Al-Sulaimani et al. (1990). In questo caso, sono state testate 12 travi appoggiate, aventi base pari a 150 mm, altezza 150 mm e lunghezza 900 mm. Ciascuna trave è stata armata con una barra avente diametro pari 12 mm e sono presenti staffe con diametro 6 mm. Le travi sono state corrose con un'intensità di corrente pari a $2000 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Nella Figura 3.4 si mostra la perdita di aderenza tra i valori sperimentali e quelli previsti dai modelli analitici mostrati in funzione della perdita di area. Anche in questo caso emerge un buon accordo tra la relazione proposta per la determinazione della tensione di aderenza con barre corrose ed i risultati sperimentali.

Auyeng et al. (2000) hanno testato 24 travi appoggiate, con base 120 mm, altezza 240 mm e lunghezza 3000 mm, con una luce di taglio pari a 2600 mm. Le travi sono armate con barre aventi diametro pari a 12 mm senza armatura trasversale e senza armatura in zona compressa. Sono stati utilizzati tre differenti spessori del copriferro pari a 12, 24 e 36 mm. La corrosione delle barre è stata impressa con una corrente

costante pari a $220 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. In Figura 3.5 si riporta il confronto tra i valori sperimentali e quelli analitici che evidenzia una buona previsione della riduzione di resistenza al variare della percentuale di corrosione delle barre.

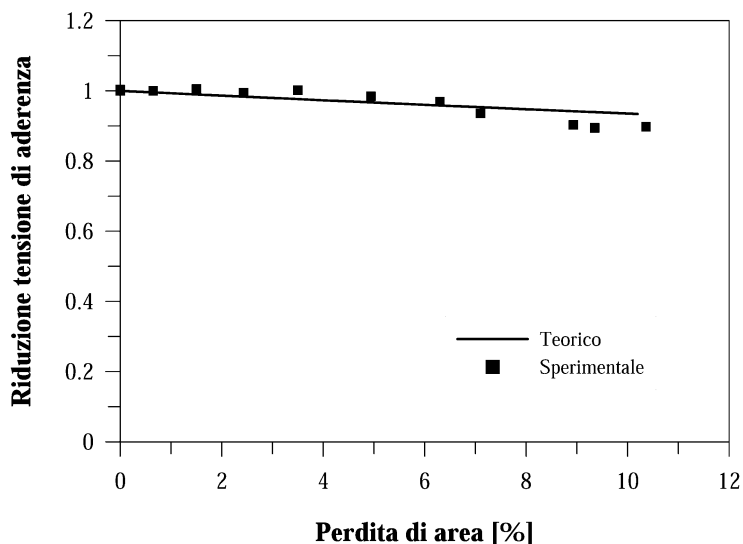


Figura 3.4 – Confronto analitico-sperimentale dei valori di tensione di aderenza delle travi testate da Al-Sulaimani et al (1990).

In Figura 3.6 si riportano i risultati del confronto teorico-sperimentale relativo alle prove di Daly (1995). Sono state testate travi armate con quattro barre longitudinali aventi diametro pari a 12 mm, confinate con staffe aventi diametro pari a 6 mm. Anche in questo caso si rileva una buona corrispondenza tra i valori sperimentali e quelli analitici. Sia nel caso di crisi flessionale che per taglio, il modello prevede le modalità di rottura.

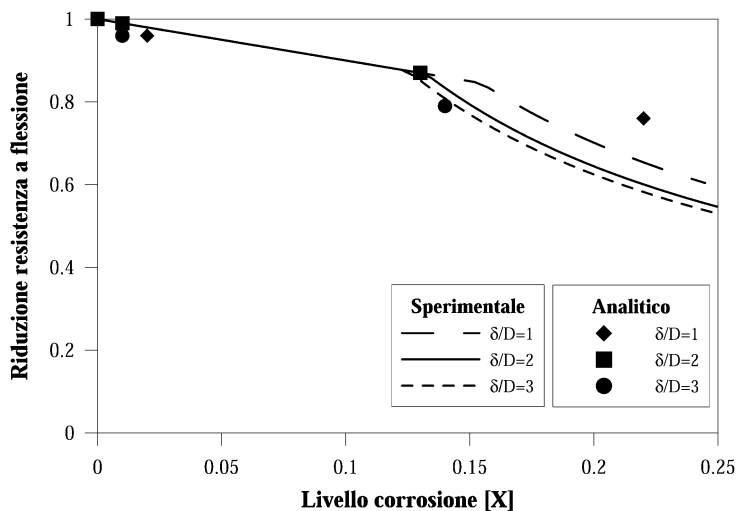


Figura 3.5 – Confronto analitico-sperimentale della riduzione della resistenza delle travi testate da Auyeng et al (2000).

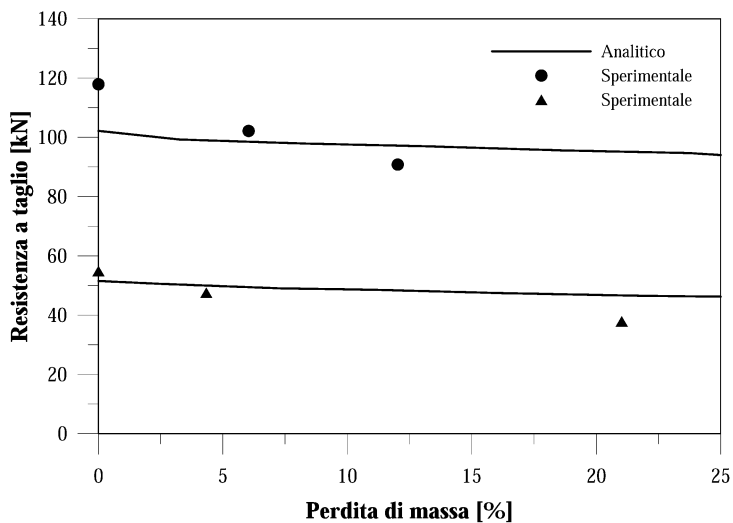


Figura 3.6 – Confronto analitico-sperimentale dei valori di resistenza a taglio delle travi testate da Daly (1995).

3.2 Risposta strutturale di travi in cemento armato con armatura corrosa

La corrosione delle barre di armatura provoca un cambiamento della risposta strutturale delle travi in cemento armato. Per cogliere tale fenomeno è necessario analizzare la risposta strutturale in termini di capacità resistente e deformativa. Tale variazione chiaramente influenza la performance delle sezioni allo stato limite ultimo e può essere particolarmente gravosa soprattutto in condizioni sismiche. La capacità deformativa delle travi in c.a. può essere studiata analizzandone la curva carico-freccia, essendo questo un esito chiaramente riscontrabile attraverso le numerose prove su travi semplicemente appoggiate.

Per determinare la curva carico-freccia delle travi semplicemente appoggiate, si determina preliminarmente il diagramma momento-curvatura in corrispondenza sezioni caricate.

La costruzione della curva avviene considerando, così come mostrato in Figura 3.7, tre punti caratteristici che corrispondono a tre differenti condizioni di crisi della trave: - la fessurazione del calcestruzzo; - lo snervamento delle barre longitudinali; - il raggiungimento della curvatura ultima della sezione.

Nella Figura 3.7 sono mostrate le risposte flessionali di travi corrose e non corrose.

Il momento corrispondente alla fessurazione del calcestruzzo può essere ottenuto, trascurando il contributo fornito dalle barre e considerando la sezione di Figura 3.1 considerata interamente reagente, nella forma:

$$M_{cr} \cong \frac{b \cdot H^2}{6} \cdot \sigma_{ct} \quad (3.33)$$

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c \cdot J} \quad (3.34)$$

con σ_{ct} la tensione di trazione ridotta per effetto della corrosione, b la larghezza della trave, H l'altezza della trave, E_c il modulo elastico del calcestruzzo e J il momento di inerzia riferito all'intera sezione reagente, e calcolato tramite la relazione:

$$J \cong \frac{1}{12} \cdot b \cdot H^3 \tag{3.35}$$

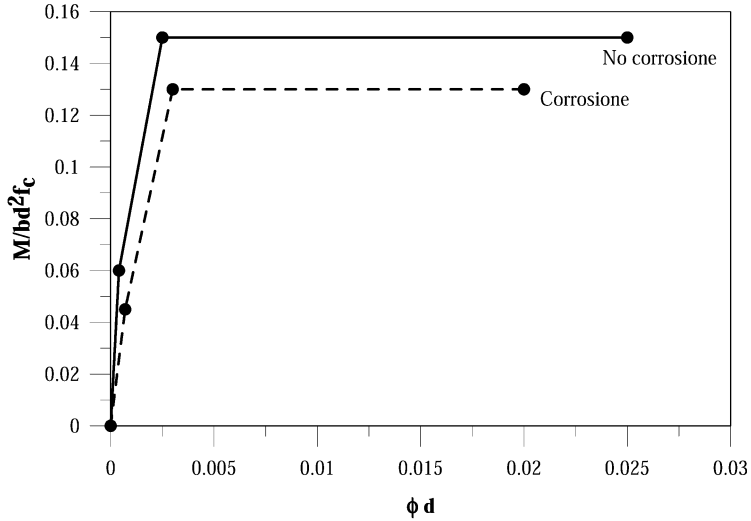


Figura 3.7 – Diagramma momento-curvatura tipologico semplificato per sezioni inflesse con e senza armature soggette a corrosione.

La tensione di trazione ridotta σ_{ct} tiene conto della formazione della ruggine che causa l'espansione del calcestruzzo ϵ , di conseguenza, la sua fessurazione. Per tenere conto di tale fenomeno, la tensione ridotta viene calcolata come:

$$\overline{\sigma}_{ct} = \sigma_{ct} - \epsilon_1 \cdot E_{ct} \tag{3.36}$$

con E_{ct} il modulo elastico del calcestruzzo teso posto pari a $E_c/3$ e ϵ_1 la deformazione del calcestruzzo dovuta alla formazione della ruggine calcolata attraverso la relazione (2.41).

Se $\overline{\sigma_{ct}} = \sigma_{ct} - \varepsilon_1 \cdot E_{ct} = 0$ per una fessurazione $w_{cr} = \frac{\sigma_{ct} \cdot b}{E_{ct} \cdot n_b}$ la trave

risulta fessurata e di conseguenza il momento di fessurazione M_{cr} risulta pari a zero.

Per determinare la risposta strutturale in termini di curva carico-freccia, è possibile utilizzare, noti i valori di momento flettente e curvatura corrispondente, l'analogia del Mohr: tale formulazione considera una trave fittizia, considerata semplicemente appoggiata, caricata con i diagrammi delle curvature. In accordo all'analogia del Mohr, il momento flettente calcolato con tale configurazione di carico corrisponde all'abbassamento nella sezione di mezzeria.

L'abbassamento δ_{cr} e la forza F_{cr} , associato alla fessurazione del calcestruzzo, trascurando l'effetto dell'armatura presente e lo scorrimento delle barre, possono valutarsi ipotizzando un comportamento elastico tramite le relazioni:

$$\delta_c = \frac{M_{cr}}{E \cdot J} \cdot \left(\frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right) \quad (3.37)$$

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{a} \quad (3.38)$$

essendo a la luce di taglio.

Il momento flettente ultimo è posto pari a quello allo snervamento se si trascura l'incrudimento dell'acciaio, è calcolato tramite l'Eq. (3.3).

Le curvature allo snervamento ed alla rottura sono pari, rispettivamente, a quelle calcolate attraverso le Eq. (3.5)-(3.6).

Se la crisi del calcestruzzo precede quella lato acciaio, la curvatura ultima è calcolata tramite l'Eq. (3.7).

L'abbassamento della trave allo snervamento può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$\delta_{by} = \frac{M_y}{E_c \cdot J_n} \cdot \left(\frac{L^2}{8} - \frac{a^2}{6} \right) + \theta_y^{slip} \cdot (L - 2 \cdot a) \quad (3.39)$$

In questo caso il momento di inerzia J_n è quello della sezione parzializzata e, di conseguenza, calcolato attraverso l'espressione:

$$J_n = \frac{b \cdot x_{cy}^3}{3} + n_{barre} \cdot A_{s,diff}(t) \cdot (d - x_{cy})^2 \quad (3.40)$$

dove x_{cy} è la posizione dell'asse neutro in corrispondenza dello snervamento delle barre, n_{barre} è il numero delle barre ed $A_{s,diff}(t)$ è l'area delle barre ridotta per effetto della corrosione diffusa e calcolata tramite la relazione (2.2).

Nel caso particolare di trave appoggiata avente luce L , l'equazione (3.39) può essere sostituita con:

$$\delta_{by} = \frac{M_y \cdot L^2}{3 \cdot E_c \cdot J_n} + \theta_y^{slip} \cdot l_p \quad (3.41)$$

dove θ_y^{slip} è la rotazione plastica allo snervamento, che tiene conto dello scorrimento della barra e può essere calcolata, così come proposto in Fib 24 (2003), tramite la seguente relazione:

$$\theta_y^{slip} = \frac{\varepsilon_y}{2 \cdot \left(d - \frac{x_{cy}}{3} \right)} \cdot \frac{D(t)}{4} \cdot \frac{f_y}{q_{res}(t)} \quad (3.42)$$

Per calcolare lo spostamento in corrispondenza della rottura della trave è possibile utilizzare la seguente espressione:

$$\delta_{bu} = \delta_{by} + (\phi_u - \phi_y) \cdot (l_p + a) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(L - \left(l_p + \frac{b}{2} \right) \right) + \theta_u^{slip} \cdot \left(\frac{b}{2} + l_p \right) \quad (3.43)$$

Nel caso particolare di trave appoggiata avente luce L , l'equazione (3.43) può essere sostituita con la seguente relazione:

$$\delta_{bu} = \delta_{by} + (\phi_u - \phi_y) \cdot l_p \cdot \left(L + \frac{l_p}{2} \right) + \theta_u^{slip} \cdot l_p \quad (3.44)$$

con θ_{ustip} la rotazione plastica ultima dovuta allo scorrimento delle barre e calcolata, così come suggerito nel Fib 24 (2003), tramite la seguente relazione:

$$\theta_u^{slip} = \theta_y^{slip} + \frac{(\varepsilon_u - \varepsilon_y)}{\left(d - \frac{x_{cu}}{2} \right)} \cdot \frac{D(t)}{4} \cdot \frac{f_u - f_y}{\tau_{res}} \quad (3.45)$$

dove ε_u e f_u sono, rispettivamente, la deformazione e la tensione ultima delle barre longitudinali assunta pari a $30 \varepsilon_y$. La lunghezza della cerniera plastica l_p può essere calcolata, in assenza di corrosione, tramite la legge analitica qui proposta che fitta i dati sperimentali di Ou e Nguyen (2014). Infatti, per tenere conto della corrosione delle barre e dei conseguenti effetti sulla lunghezza della cerniera plastica, sulla base dei dati sperimentali presenti in Ou e Nguyen (2014), è possibile determinare una relazione che lega la percentuale di corrosione, in termini di perdita di massa della barra, e la lunghezza di cerniera plastica. In Figura 3.8 si mostra la variazione della lunghezza di cerniera plastica in presenza di corrosione, adimensionalizzata rispetto al caso in cui le barre non abbiamo subito processi di degrado e perdita di massa.

In Figura 3.8 viene mostrata, anche, la relazione analitica che fornisce la riduzione della lunghezza della cerniera plastica al variare della perdita percentuale di massa X_p .

Se la crisi della trave si verifica per il raggiungimento della massima resistenza a taglio, il corrispondente abbassamento δ_{max} può essere determinato come l'intersezione tra il valore di carico

$P_{max} = 2 \cdot \nu_u \cdot b \cdot d$ corrispondente alla rottura per taglio e la retta che congiunge il valore corrispondente alla fessurazione o quello

corrispondente allo snervamento, ottenuti attraverso le relazioni mostrate di seguito:

$$\delta_{\max} = \delta_{cr} + 2 \cdot \frac{M_{\max} - M_c}{M_y - M_c} \cdot \frac{\delta_y - \delta_c}{a} \quad \text{for } P_{\max} < P_y \quad (3.46)$$

$$\delta_{\max} = \delta_y + 2 \cdot \frac{M_{\max} - M_y}{M_u - M_y} \cdot \frac{\delta_u - \delta_y}{a} \quad \text{for } P_{\max} > P_y \quad (3.47)$$

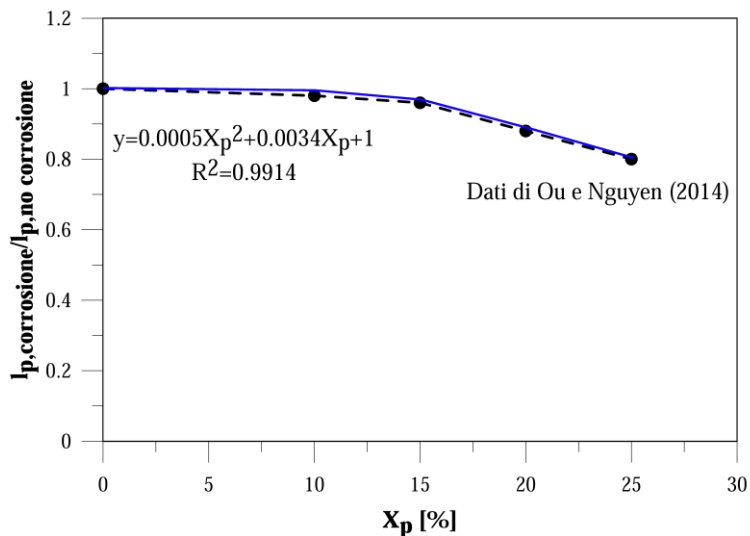


Figura 3.8 – Riduzione della lunghezza della cerniera plastica al variare della perdita percentuale di massa.

Nel caso di crisi per taglio, è possibile supporre che il contributo principale alla resistenza in fase post-picco venga fornito dalle staffe, fino alla crisi delle stesse per eccesso di deformazione. In base a tali ipotesi la resistenza residua è pari a:

$$P_{res} = 2 \cdot v_{st} \cdot b \cdot d \quad (3.48)$$

Per ottenere l’abbassamento corrispondente alla condizione ultima δ_u , è stato assunto a partire da δ_{\max} un ulteriore incremento

nell'abbassamento della trave dovuto, essenzialmente, al movimento rigido controllato dall'allungamento delle staffe tra due successive fessure inclinate di 45°. Sotto tali ipotesi, lo spostamento ultimo è calcolato tramite la seguente relazione:

$$\delta_u = \delta_{\max} + 0.5 \cdot (\varepsilon'_{su} - \varepsilon_y) \cdot (d - x_{cu}) \quad (3.49)$$

Con ε'_{su} la deformazione ultima della barra corrosa, calcolata tramite la relazione (2.21).

Si riporta in Figura 3.9 il grafico che rappresenta il comportamento della trave in termini di carico-spostamento, nel caso di rottura per raggiungimento della massima resistenza per taglio, in accordo ai punti caratteristici descritti precedentemente, sia nel caso di travi non corrose che corrose.

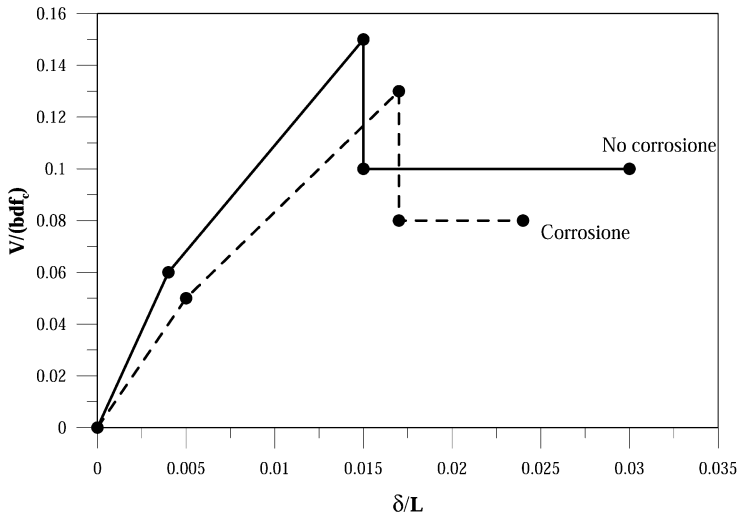


Figura 3.9 – Diagramma carico-spostamento della trave in presenza di corrosione.

3.2.1 Confronto teorico-sperimentale

Per validare il modello proposto sono stati utilizzati i dati sperimentali di Rodriguez (1997), Ou e Chen (2014) e Khan et al. (2014).

Le caratteristiche geometriche e meccaniche delle travi di tipo 11 e 31, testate da Rodriguez (1997), sono riportate in Tabella 3.1. In particolare le travi 314 e 115 hanno mostrato, sperimentalmente, una rottura di tipo flessionale. In Figura 3.11 e in Figura 3.11 sono mostrati i confronti tra i risultati sperimentali e quelli analitici riferiti alle travi non corrose 111, 112, 311 e 312 e le travi corrose 314 e 115. Inoltre sono stati riportati i risultati delle prove numeriche condotte da Coronelli e Gambarova (2004) per le stesse tipologie.

Il confronto mostra una buona corrispondenza tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti tramite le formulazioni analitiche proposte, in particolare nella previsione del carico ultimo, della rigidezza e della duttilità disponibile.

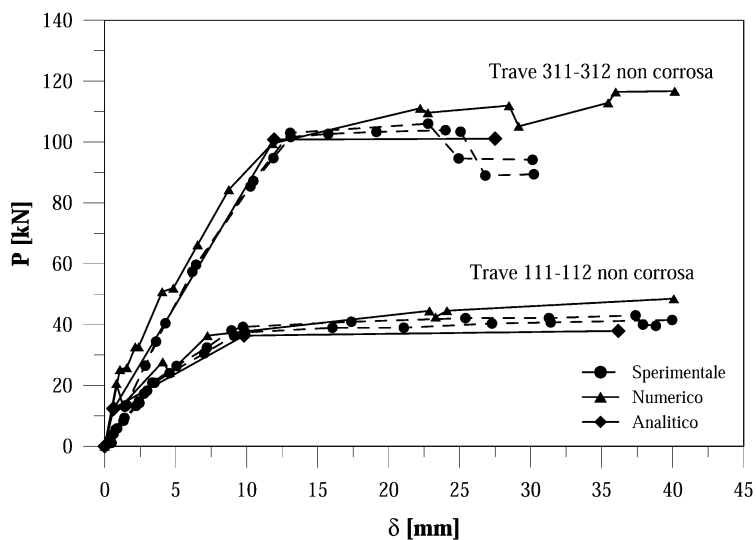


Figura 3.10 – Confronto analitico sperimentale della risposta strutturale delle travi 111-112, 311-312 testate da Rodriguez et al. (1994).

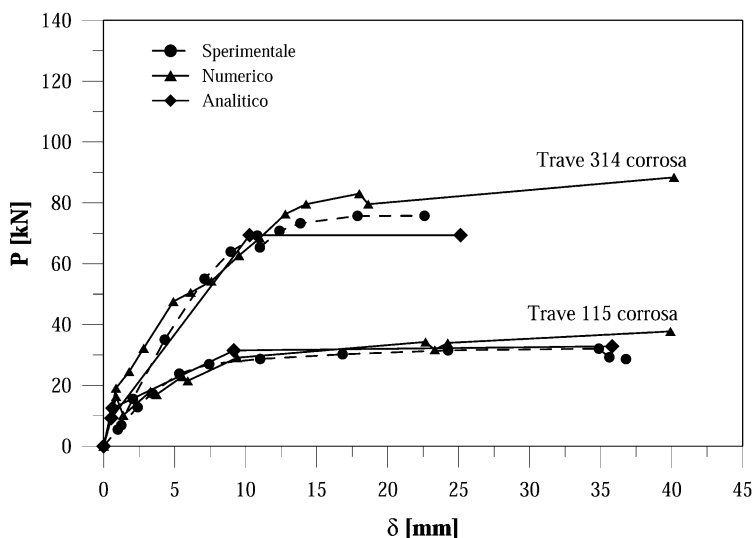


Figura 3.11 – Confronto analitico sperimentale della risposta strutturale delle travi 314 e 115 testate da Rodriguez et al. (1994).

Un ulteriore confronto di validazione è stato condotto nei confronti dei risultati sperimentali ottenuti da Khan et al. (2014) hanno testato sperimentalmente 36 travi aventi armatura corrosa in un ambiente con concentrazione di ioni cloruro controllata. Le travi appartenenti alla serie A presentavano uno spessore del copriferro pari a 40 mm e una resistenza cilindrica a compressione pari a 45 MPa. Le travi avevano una luce di taglio di 500 mm e una lunghezza complessiva di 1150 mm, base 150 mm ed altezza 280 mm. L'armatura longitudinale era costituita da due barre longitudinali aventi diametro 16 mm e tensione di snervamento pari a 500 MPa. Le staffe hanno diametro 6 mm e tensione di snervamento pari a 500 MPa. Tutte le travi hanno mostrato, sperimentalmente, una rottura per taglio.

Nella Figura 3.12 vengono riportati i confronti tra i risultati sperimentali e quelli analitici relativi alle travi A2T (non corrosa) e A2CL3 (corrosa) testate da Khan et al. (2014). Anche in questo caso emerge una buona corrispondenza tra la previsione ottenuta dal modello analitico ed il valore sperimentale del carico di picco e della rigidezza.

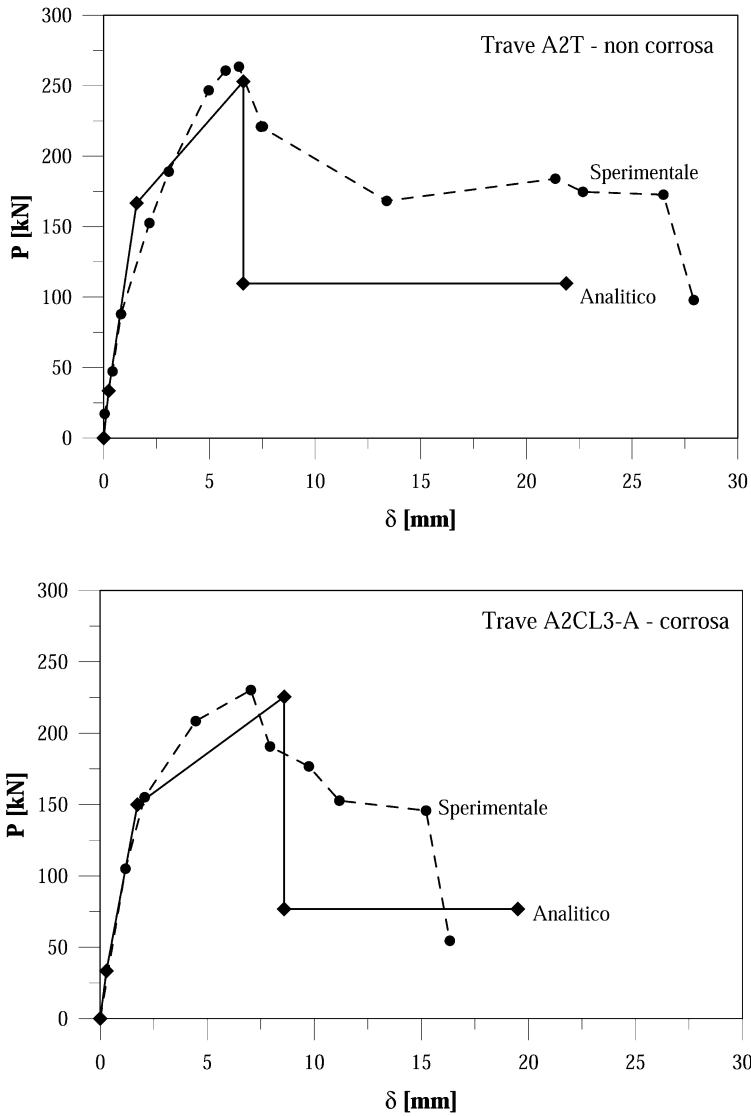


Figura 3.12 – Confronto analitico sperimentale della risposta strutturale delle travi testate da Khan et al. (2014).

Ou e Chen (2014) hanno testato 7 travi corrose con una corrente pari a $600 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. In questo caso la corrosione ha riguardato le sole staffe. Le travi hanno una base pari a 300 mm, altezza 500 mm e luce di taglio

pari a 1200 mm e copriferro 40 mm. Le travi sono armate con tre barre superiori e tre inferiori aventi diametro 25 mm e staffe con diametro 12.5 mm e passo 100 mm. In questo caso non viene considerata l'instabilità delle barre compresse poiché la corrosione da pitting non ha riguardato le barre longitudinali. La tensione di snervamento delle barre è pari a 412 MPa. La corrosione ha riguardato le sole staffe con 7 livelli di corrosione differenti, dallo 0% al 35%.

In Figura 3.13 si riporta il confronto tra i risultati sperimentali e quelli analitici relativi alla capacità portante delle travi senza armatura corrosa (BT0) e quelli aventi le staffe con corrosione media pari a 11% (BT11). Anche in questo caso si evidenzia una buona corrispondenza tra i valori sperimentali e le previsioni analitiche.

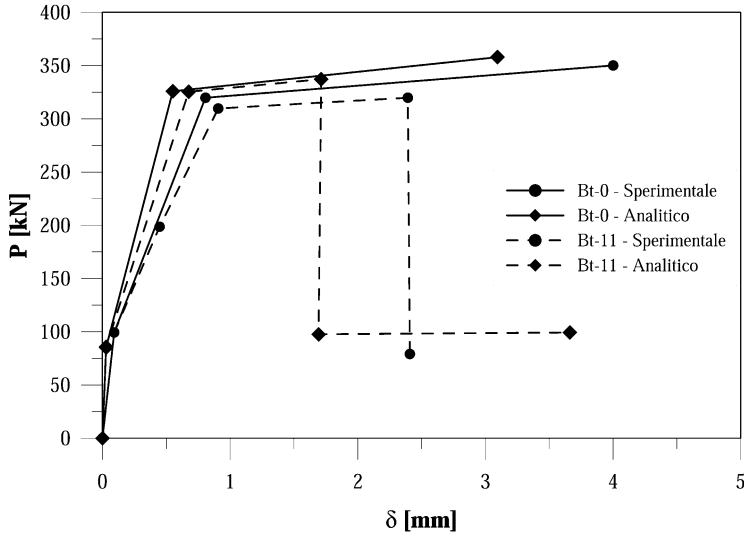


Figura 3.13 – Confronto analitico-sperimentale della risposta strutturale delle travi testate da Ou e Chen (2014).

3.3 Comportamento di colonne in cemento armato con armature corrose in compressione

Nel seguente paragrafo si mostra un modello per la stima della risposta in compressione di colonne con armatura corrosa. Il modello si riferisce

ad una colonna in cemento armato con sezione trasversale quadrata armata agli spigoli e lungo i lati con barre longitudinali confinate da staffe chiuse (Figura 3.14). Nello studio si prescinde dai fenomeni di instabilità della colonna, non si tiene conto del caricamento iniziale della colonna e degli effetti a lungo termine. Il modello proposto si fonda sulle ipotesi semplificative che tutte le barre si trovano nelle stesse condizioni di corrosione generale e da pitting. Per tenere conto dell'instabilità delle barre compresse, la tensione di snervamento viene ridotta del coefficiente β calcolato attraverso la relazione (2.27).

È lecito ipotizzare che le zone intorno alla barra corrosa subiscano un aumento di volume con fessurazione della zona corticale, mentre la zona centrale risulta non degradata.

Per calcolare la resistenza ultima in compressione centrata sono stati considerati i seguenti effetti: - la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo (nell'intorno della barra corrosa) dovuta alla formazione della ruggine; - la riduzione della pressione di confinamento dovuta alla riduzione dell'area delle staffe; - riduzione dell'area delle barre longitudinali; - riduzione del carico che porta all'instabilità della barra per effetto della riduzione dell'area e dell'inerzia delle barre longitudinali e delle staffe.

Per determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato in funzione della tensione di confinamento è stato utilizzato il modello proposto da Razvi e Saatcioglu (1999), che risulta tra i più attendibili riportati in letteratura per tenere conto del confinamento del calcestruzzo all'interno di un pilastro con armatura longitudinale e trasversale.

La tensione di picco del calcestruzzo confinato, in forma adimensionale, secondo Razvi e Saatcioglu (1999), f_{cc} , è pari a:

$$\frac{f_{cc}}{f_c} = 1 + 6.7 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_c} \right)^{-0.17} \quad (3.50)$$

La corrispondente deformazione di picco ε_{cc} è pari a:

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_o} = 1 + 5 \cdot \left(6.7 \cdot \left(\frac{f_{le}}{f_c} \right)^{-0.17} \frac{f_{le}}{f_c} \right) \quad (3.51)$$

essendo f_{le} la pressione di confinamento per sezione quadrata determinata, secondo Razvi e Saatcioglu (1999), attraverso la relazione:

$$f_{le} = \left(\frac{2 \cdot A_{st}(t) \cdot f_{ys}}{b \cdot s} \right) \cdot \left(0.15 \sqrt{\frac{b}{s} \cdot \frac{b}{s_1} \cdot \frac{(2 \cdot A_{st}(t) \cdot f_{ys})}{b \cdot s}} \right) \quad (3.52)$$

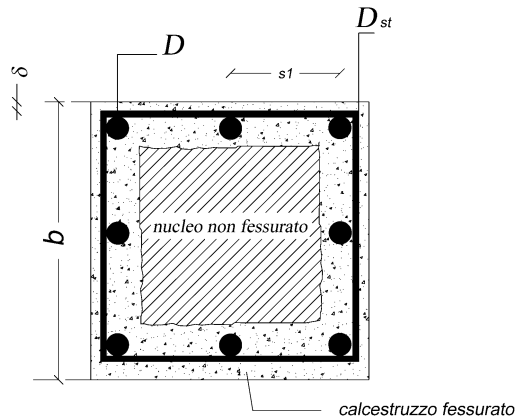


Figura 3.14 – Caratteristiche geometriche di una colonna in presenza di corrosione.

Nella Eq. (3.3) $A_{st}(t)$ è l'area della staffa, f_{ys} è la tensione di snervamento della staffa, b è la larghezza della sezione, s il passo tra le staffe, s_1 la distanza longitudinale delle armature.

Se il processo corrosivo è in atto, la tensione di confinamento si riduce, poiché si riduce l'area della staffa in accordo con le Eq. (2.2) e l'Eq. (2.14).

Se il copriferro è stato espulso per effetto della formazione della ruggine, il rischio di instabilità delle barre longitudinali aumenta.

Il carico critico e la lunghezza critica si possono determinare, ipotizzando un modello semplificato di trave su un letto di molle che simulano le staffe supposte snervate uniformemente distribuite nel tratto s . Sotto tali ipotesi il carico critico e la lunghezza critica saranno pari a:

$$P_{cr} = 3.46 \cdot \sqrt{E_r \cdot J \cdot k} \quad (\text{N}) \quad (3.53)$$

essendo J il momento di inerzia della barra, calcolato attraverso la relazione (2.16) tenuto conto della corrosione diffusa e da pitting, e E_r il modulo di elasticità ridotto dell'acciaio, determinato attraverso la relazione proposta da Papia et al. (1988):

$$E_r = \frac{4 \cdot E_s \cdot E_p}{(\sqrt{E_s} + \sqrt{E_p})^2} = E_s \cdot \frac{4 \cdot \beta}{(1 + \sqrt{\beta})^2} \quad (3.54)$$

Il parametro di rigidezza k della molla è ricavato attraverso le relazioni di seguito riportate che si riferiscono al caso di barre di spigolo e di lato nella forma:

$$k = \frac{\beta \cdot E_s \cdot D_{st}}{s} \cdot \left[1.57 \cdot \left(\frac{D_{st}}{b} \right) \right] \text{ per le barre di spigolo} \quad (3.55)$$

$$k = \frac{\beta \cdot E_s \cdot D_{st}}{s} \cdot \left[1.05 \cdot \left(\frac{D_{st}}{b} \right)^3 \right] \text{ per le barre di lato} \quad (3.56)$$

e conseguentemente la tensione critica è pari a:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A_{s,diff}(t)} \quad (3.57)$$

La lunghezza critica, superata la quale si innesca l'instabilità, è posta pari a:

$$L = 4.77 \cdot \left(\frac{E_r J}{k} \right)^{0.25} \quad (\text{mm}) \quad (3.58)$$

Nell'ipotesi dell'innescio del fenomeno corrosivo, è possibile notare come la lunghezza critica aumenti al crescere del tempo. Ipotizzando uno scenario di riferimento tipologico, riportato in Figura 3.15, è possibile notare come, in assenza del copriferro, nel momento in cui la corrosione si innesca nella barra di armatura, vi è un riduzione della tensione critica della barra di circa il 35% e la lunghezza critica, a parità di passo tra le staffe, cresce nel tempo.

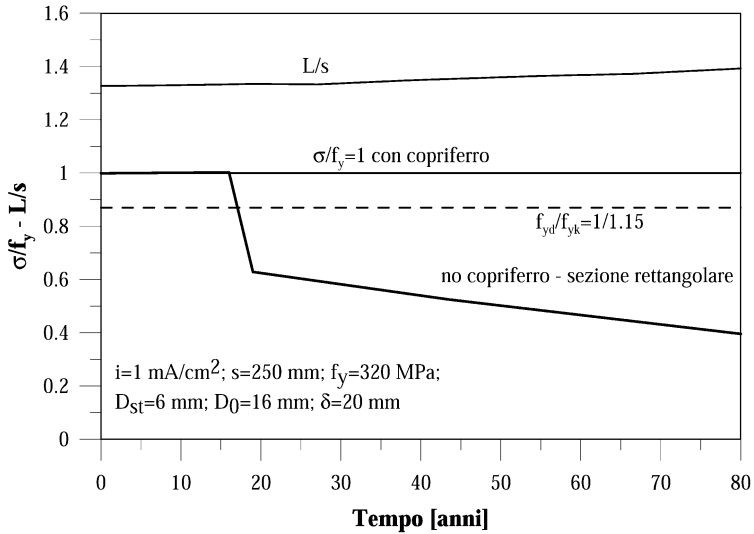


Figura 3.15 – Riduzione della lunghezza critica e della tensione delle barre in presenza di corrosione.

Nel momento in cui la corrosione si manifesta nelle barre longitudinali, e il copriferro viene espulso la parte effettivamente confinata si riduce come mostrato in Figura 3.16.

Sulla base delle assunzioni precedenti è, quindi, possibile calcolare la capacità portante con la somma dei contributi del copriferro $P_{\text{copriferro}}$, della zona confinata fessurata $P_{\text{n.fessurato}}$, del contributo del nucleo non degradato P_{nucleo} e dal contributo delle barre tenendo conto dei fenomeni di instabilità P_{barre} , scrivendo la seguente relazione:

$$N_u = P_{\text{copriferro}} + P_{\text{n.fessurato}} + P_{\text{nucleo}} + P_{\text{barre}} \quad (3.59)$$

dove i singoli contributi sono pari a:

$$P_{\text{copriferro}} = \psi \cdot f_c \cdot \left[(2 \cdot b \cdot \delta + 2 \cdot H \cdot \delta) - 2 \cdot \delta^2 \right] \quad (3.59\text{-a})$$

$$P_{\text{n.fessurato}} = \psi \cdot f_{cc} \cdot \left\{ \begin{array}{l} b \cdot H - \left[(2 \cdot b \cdot \delta + 2 \cdot H \cdot \delta) - 2 \cdot \delta^2 \right] + \\ - \left[(b - 2 \cdot \delta - 2 \cdot D - 2 \cdot D_{st}) \cdot \right. \\ \left. (H - 2 \cdot \delta - 2 \cdot D - 2 \cdot D_{st}) \right] \end{array} \right\} \quad (3.59\text{-b})$$

$$P_{\text{nucleo}} = f_{cc} \cdot \left[(b - 2\delta - 2 \cdot D_{st} - 2 \cdot D) \cdot (H - 2\delta - 2 \cdot D - 2 \cdot D_{st}) \right] \quad (3.59\text{-c})$$

$$P_{\text{barre}} = \beta \cdot A_s(t) \cdot f_y \quad (3.59\text{-d})$$

Nelle relazioni precedenti i valori della tensione σ_s si riferiscono al valore minimo tra il valore di snervamento e quello di instabilità agente sulle barre longitudinali.

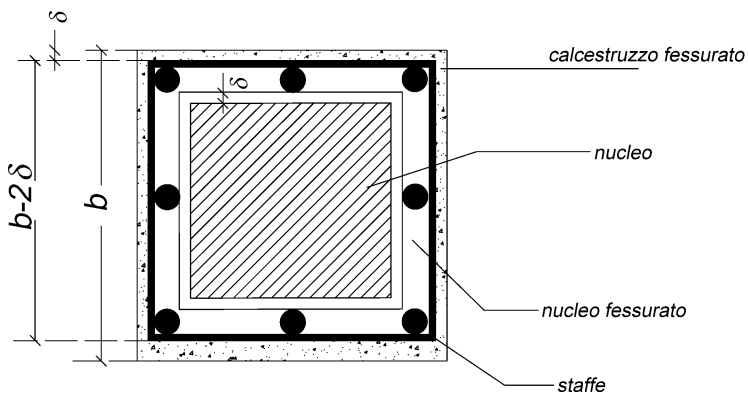


Figura 3.16 – Geometria di una generica colonna in presenza di corrosione.

3.3.1 Confronto teorico-sperimentale

Per un confronto tra il modello analitico proposto ed i risultati sperimentali sono stati utilizzati i risultati forniti dalle prove condotte da Uomoto e Misra (1984) e Rodriguez (1996) per le sezioni quadrate e Bae et al. (1999).

Uomoto e Misra (1984) hanno testato dieci colonne con sezione quadrata e lato 100 mm e lunghezza 400 mm. Tali sezioni sono state armate con quattro barre aventi diametro 10 mm e copriferro 20 mm. Le staffe hanno diametro 6 mm e passo 75 mm. La corrosione delle barre è stata ottenuta aggiungendo nell'acqua cloruro di sodio e due correnti impresso pari a 45 e 180 mA che sono state applicate alle barre di armatura. La modalità di rottura delle colonne testate è stata quella legata all'espulsione del copriferro e all'instabilità delle barre soggette a carico assiale.

Gli autori hanno rilevato che, per le colonne (tipo 1) soggette ad un processo corrosivo di 45 mA (più lieve) e con una durata ridotta a pochi giorni, il carico ultimo raggiunto è pari all'88 e 98% di quello ottenuto per le colonne senza armatura corrosa. Le altre prove, caratterizzate da una corrente impressa per un tempo più lungo (colonne di tipo 2), hanno registrato riduzione della capacità di carico ridotte fino all'84% del carico delle colonne non corrose. Tale riduzione è da attribuire anche alla completa espulsione del copriferro e non alla sola riduzione della sezione delle barre longitudinali.

Rodriguez et al. (1996) hanno testato 24 colonne in compressione corrodendo preventivamente le armature. Le colonne hanno sezione quadrata con lato 200 mm e lunghezza 2000 mm. Le colonne testate dagli autori era suddivise in tre gruppi: il tipo 1 erano armate con 4 barre longitudinali aventi diametro 8 mm e staffe 6 mm con passo 100 mm. Il tipo 2 sono armate con barre aventi diametro pari a 16 mm e staffe 6

mm con passo 150 mm. Il gruppo 3 hanno 8 barre aventi 12 mm di diametro e staffe 6 mm con passo 150 mm. Un copriferro pari a 20 mm è stato adottato per tutte le tipologie. La corrosione è stata indotta attraverso una soluzione di acqua e cloruro di sodio (3% in peso) ed una corrente pari a 0.1 mA/cm^2 è stata applicata a tutte le armature.

Per le colonne del tipo 1, la capacità resistente residua varia tra il 64% ed il 15.4% con corrosione delle barre principali compresa tra il 56% e il 27.8% (barre delle colonne di tipo 3).

Attraverso le relazioni proposte in precedenza è stato effettuato un confronto tra i risultati sperimentali e quelli calcolati in base al modello teorico, riportati in Tabella 3.2.

Bae et al. (1999) hanno testato delle colonne in cemento armato in piccola scala. Il diametro di tali elementi è pari a 152 mm e l'altezza 452 mm. Le armature longitudinali presenti hanno diametro pari a 9.5 mm e tensione di snervamento pari a 414 MPa. Sono, inoltre, presenti staffe a spirale aventi diametro 3.7 mm e passo 25. La resistenza a compressione del calcestruzzo è pari a 21 MPa.

Autori	Tipo	Sperimentale	Teorico
Uomoto and Misra (1990)	1	88	86
Uomoto and Misra (1990)	2	84	85
Rodriguez et al. (1996)	3a	64	59
Rodriguez et al. (1996)	3b	56	58
Rodriguez et al. (1996)	4a	58	53
Rodriguez et al. (1996)	4b	54	46
Rodriguez et al. (1996)	5a	63	51
Rodriguez et al. (1996)	5b	51	43
Media e deviazione standard		Sper./Teor. =1.09	DEV. ST.=0.098

Tabella 3.2 – Confronto teorico sperimentale delle colonne testate da Rodriguez et al. (1996) e Uomoto e Misra (1990).

In particolare, sono stati confrontati i risultati sperimentali con quelli analitici di un provino di controllo (CONT) con armatura non corrosa ed uno che era stato, invece, sottoposto a processi completi di corrosione in ambiente controllato (CON4). Per quest'ultimo provino è emersa una completa espulsione del copriferro lungo tutta l'altezza della colonna, provocando una riduzione della capacità portante della colonna.

Le curve analitiche sono state ottenute tramite la seguente procedura: - viene fissata una deformazione ε ; - viene calcolata la pressione di confinamento dovuta alle staffe presenti; - vengono calcolate la tensione e la deformazione del calcestruzzo confinato; - si calcolano i contributi del copriferro, del nucleo confinato fessurato e di quello non fessurato; - il carico finale è ottenuto come somma dei singoli contributi.

La Figura 3.17 mostra il confronto tra le curve carico-deformazione relative ad i risultati sperimentali ottenuti da Bae et al. (1999) e le curve ottenute analiticamente utilizzando le relazioni presentate in precedenza.

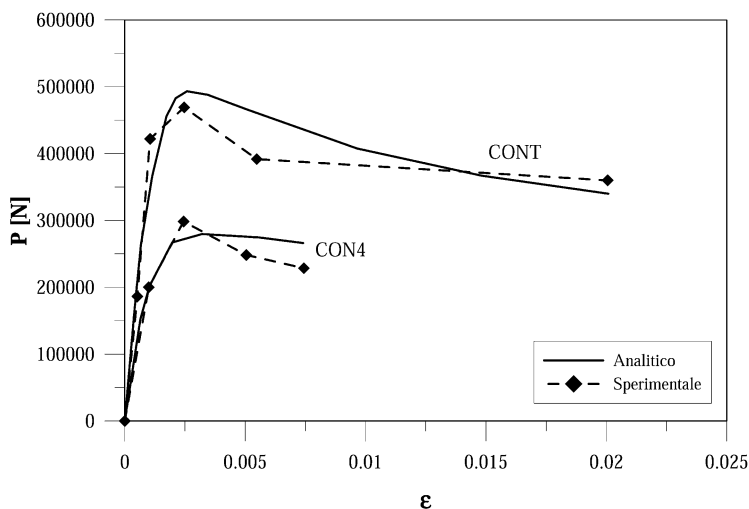


Figura 3.17 – Confronto analitico-sperimentale delle prove condotte di Bae et al. (1999).

La Figura 3.17 mostra un buon accordo con i risultati sperimentali, sia in termini di carico ultimo che di deformazione, sia per il provino di controllo non corrosivo che per quello corrosivo.

Nel caso di pressoflessione è possibile determinare, come mostrato nel seguito, il dominio momento sforzo normale di una sezione rettangolare, avente larghezza b ed altezza H e rinforzata con n barre confinate da staffe aventi diametro D_{st} ed area A_{st} .

Il dominio momento flettente-sforzo normale qui assunto è quello riportato in Figura 3.18. Tale dominio è stato costruito considerando quattro punti caratteristici a cui corrispondono 3 rami lineari: il primo unisce il punto di compressione pura N_u con il punto A, il secondo collega il punto A con il punto B (corrispondente alla rottura bilanciata) ed il terzo unisce il punto B con il punto di flessione pura. Il punto A, così come è possibile osservare è caratterizzato dallo stesso valore di momento flettente del caso di flessione pura e forza assiale da determinare. Il punto B ha una forza assiale pari a $0.5 N_A$ e momento flettente incognito.

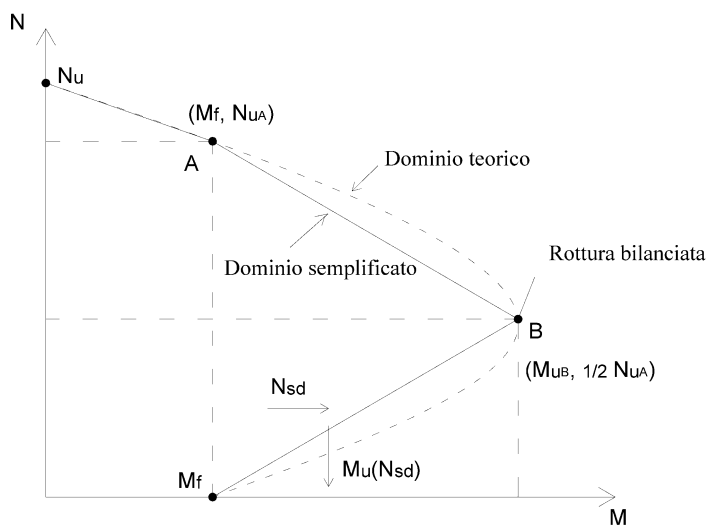


Figura 3.18 – Dominio momento flettente-sforzo normale.

Il punto corrispondente al caso di compressione pura N_u è caratterizzato dall'assenza di momento flettente. Tale modello riproduce con un buon livello di approssimazione quello che si otterrebbe considerando tutti gli stati limite (curva a tratteggio).

L'espressione per il calcolo dello sforzo normale ultimo per una colonna con armatura corrosa è quello già riportata nell'Eq. (3.59).

Nel caso della flessione pura, M_f , viene fatta l'ipotesi del mantenimento delle sezioni piane dovuta ad una perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo. Tuttavia, nel caso delle barre corrose, si verifica uno slittamento del quale si è deciso di tenere conto riducendo la tensione di aderenza. Nel modello proposto tale fenomeno è considerato riducendo la tensione f_y attraverso il coefficiente γ definito come il rapporto tra la tensione di aderenza disponibile in presenza di corrosione e quella delle barre non corrose (Eq. (2.76)). Un'ulteriore ipotesi è che la corrosione agisca in eguale maniera tutte le barre longitudinali. Attraverso l'equilibrio alla traslazione viene determinata la posizione dell'asse neutro c_{cu} :

$$c_{cu} = \frac{A_{s,diff} \cdot (\gamma - \beta) \cdot f_y}{0.85 \cdot f_{cc} \cdot 0.80 \cdot b} \quad (3.60)$$

con $A_{s,diff}$ l'area ridotta delle barre tese e compresse per effetto della corrosione, γ il coefficiente riduttivo che viene applicato alla resistenza delle barre tese per tenere conto della riduzione dell'aderenza, β il coefficiente riduttivo che viene applicato alla resistenza delle barre compresse per tenere conto dei fenomeni di instabilità e f_{cc} la resistenza del calcestruzzo confinato.

Nota la posizione dell'asse neutro il momento flettente corrispondente al caso di flessione pura è calcolato come:

$$M_f = A_{s,diff} \cdot (\gamma - \beta) \cdot f_y \cdot (d - \delta) + \frac{1}{2} \cdot A_{s,diff} \cdot \gamma \cdot f_y \cdot (D + 0.8c_{cu}) \quad (3.61)$$

dove $d = H - D_{st} - D$.

Il valore del momento flettente calcolato attraverso la relazione (3.61) non deve superare, inoltre, la capacità flessionale dovuta alla rottura del calcestruzzo e calcolata tramite la relazione (3.4)

Il punto A è caratterizzato da uno sforzo normale N_A e da un momento flettente uguale a quello del caso di flessione pura M_f . Le coordinate del punto A possono essere determinate attraverso la risoluzione delle equazioni di equilibrio alla rotazione ed alla traslazione. Dall'equazione di equilibrio alla rotazione, infatti, conoscendo il valore di M_f , è possibile determinare la posizione dell'asse neutro c_{Ca} .

$$M_A = N_A \cdot e = (0.85 \cdot f_{cc} \cdot 0.80 \cdot c_{Ca} \cdot b) \cdot \left(\frac{H}{2} - \delta - 0.4 \cdot c_{Ca} \right) + A_{s,diff}(t) \cdot (\beta + \gamma) \cdot f_y \cdot \left(\frac{H}{2} - \delta - \frac{D}{2} \right) \quad (3.62)$$

Nota la posizione dell'asse neutro c_{cA} è, dunque possibile determinare lo sforzo normale agente, attraverso la seguente relazione:

$$N_A = 0.85 \cdot c_{cA} \cdot b \cdot 0.80 \cdot f_{cc} + A_s(t) \cdot (\beta - \gamma) \cdot f_y \quad (3.63)$$

Il punto B è quello corrispondente alla rottura bilanciata. La determinazione delle coordinate dipende dal quantitativo di armatura presente; tuttavia può essere determinato assumendo, in via semplificata la relazione proposta da Bergmann (1995) e l'Eurocodice 4 (2004) secondo i quali $N_B = 0.5 N_A$. La posizione dell'asse neutro, conseguentemente, è pari a:

$$c_{cB} = \frac{0.5 \cdot N_A + A_{s,diff} \cdot f_y \cdot (\gamma - \beta)}{0.8 \cdot f_{cc} \cdot b} \quad (3.64)$$

Attraverso l'equazione di equilibrio alla rotazione è possibile determinare il valore di momento flettente agente nel punto B, tramite la seguente espressione:

$$M_B = (0.85 \cdot f_{cc} \cdot 0.80 \cdot c_{cB} \cdot b) \cdot \left(\frac{H}{2} - \delta - 0.4c_{cB} \right) + A_{s,diff} \cdot f_y \cdot \left(\frac{H}{2} - \delta - \frac{D}{2} \right) \cdot (\gamma + \beta) \quad (3.65)$$

Il momento ultimo, nel tratto compreso tra il punto B ed il punto corrispondente alla flessione pura, in funzione del livello di sforzo normale, può essere calcolato attraverso la seguente relazione:

$$M_u(N) = M_u + N \cdot \left(\frac{M_B - M_u}{N_B} \right) \quad \text{con } N \leq N_B \quad (3.66)$$

3.3.2 Confronto teorico-sperimentale

La validazione del modello proposto è stata eseguita in riferimento alle prove condotte da Tapan e Aboutaha (2008), Tapan e Aboutaha (2011), Wang e Liang (2008) e Guo et al. (2015).

Tapan e Aboutaha (2008) hanno testato sei colonne con sezione rettangolare avente lati pari a 1350 mm ed 1830 mm. Le armature sono costituite da nove barre con diametro 36 mm e copriferro 80 mm. Gli autori hanno considerato sei diversi livelli di corrosione. Si riportano, in Figura 3.19, i risultati del confronto analitico-numerico delle prove condotte da Tapan e Aboutaha (2008), relative ai livelli di corrosione pari a 0%, 25%, 50%, in termini di perdita di massa delle barre.

Da tale grafico è possibile notare un buon accordo tra i domini analitici e quelli numerici, in particolare per il punto di flessione pura e quello in rottura bilanciata.

Tapan e Aboutaha (2011) hanno analizzato sei colonne con lato quadrato pari a 610 mm con differenti livelli di corrosione delle armature. All'interno dei pilastri erano presenti otto (quattro in zona tesa e quattro in zona compressa) barre longitudinali aventi diametro pari a 28 mm. Sono state utilizzate, inoltre, staffe aventi diametro pari a 12 mm e passo pari a 250 mm. Si riportano in Figura 3.20, i risultati dei confronti analitico sperimentali delle colonne testate da Wang et al. (2008) relative ai livelli di corrosione pari a 0%, 10% e 50%. Anche in questo caso il confronto risulta soddisfacente, con scarti tra valori analitici e quelli numerici dell'ordine del 15%.

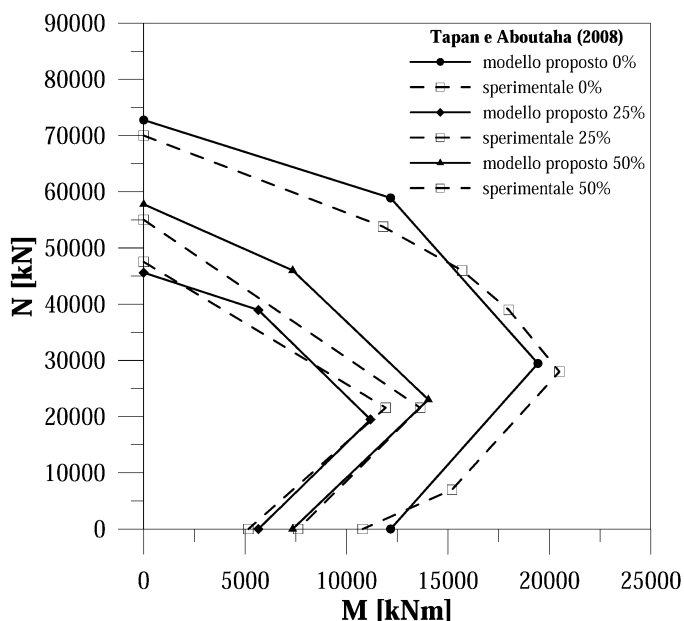


Figura 3.19 – Confronto analitico-numerico dei domini di interazione delle colonne di Tapan e Aboutaha (2008).

Dalla Figura 3.19 e Figura 3.20 è possibile notare come al propagarsi del processo corrosivo la capacità portante decresce significativamente. Per una perdita di massa del 25% e del 50% il carico assiale si riduce, rispettivamente del 35 e 60%. Nel caso proposto da Tapan e Aboutaha (2011), con una perdita di massa del 10% e del 50% la riduzione del carico assiale è pari, rispettivamente al 20% e 39%, mentre la riduzione in flessione pura è pari a 38 e 58%.

Per il caso in compressione pura si riporta in Figura 3.21 il grafico relativo al confronto tra i risultati numerici ed analitici condotti da Tapan e Aboutaha (2008) e Tapan e Aboutaha (2011), in funzione del differente livello di perdita di massa.

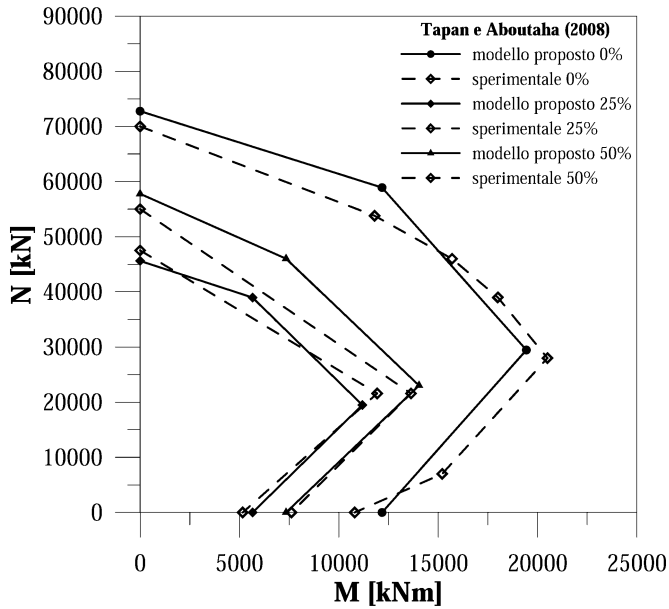


Figura 3.20 – Confronto analitico-numerico dei domini di interazione delle colonne di Tapan e Aboutaha (2011).

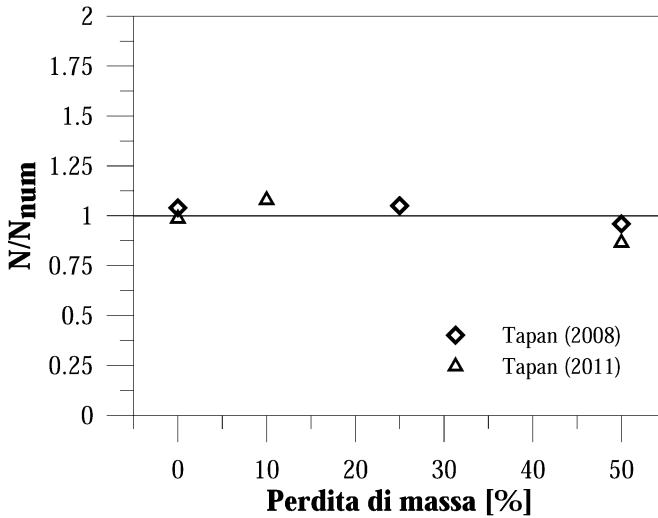


Figura 3.21 – Confronto analitico-numerico sulla stima della capacità in compressione di Tapan e Aboutaha (2011) e Tapan e Aboutaha (2008).

Per il caso di flessione pura si riportano in Figura 3.22, i confronti analitico-numeriche delle prove condotte da Tapan e Aboutaha (2008) e Tapan e Aboutaha (2011).

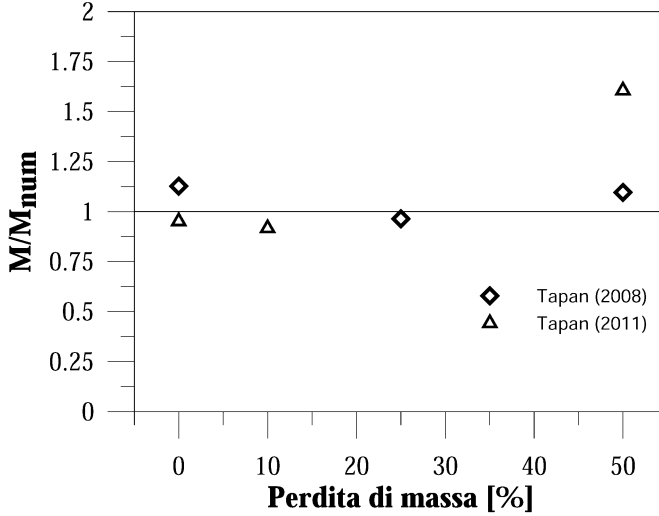


Figura 3.22 – Confronto analitico-numeriche dei valori di momento flettente di Tapan e Aboutaha (2011) e Tapan e Aboutaha (2008).

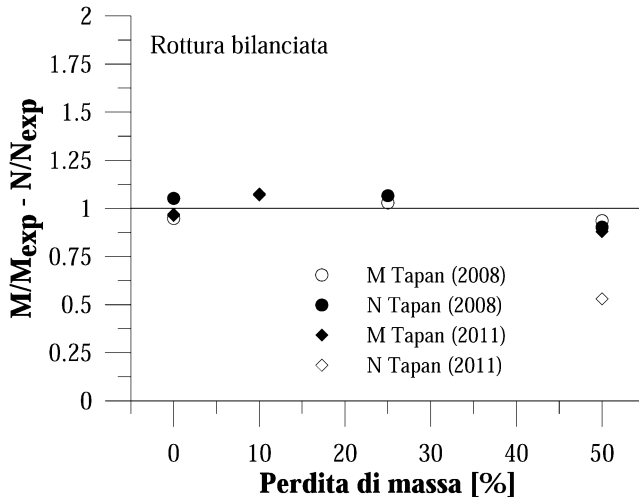


Figura 3.23 – Confronto analitico-numeriche dei valori di momento flettente e forza assiale di Tapan e Aboutaha (2011) e Tapan e Aboutaha (2008).

Si riportano in Figura 3.23 i confronti analitico-numeriche relativi al caso di rottura bilanciata.

Dalla Figura 3.22 e dalla Figura 3.23 emerge un buon accordo tra le previsioni analitiche ed i risultati numerici.

Wang et al. (2008) hanno testato dodici colonne con sezione quadrata di lato 200 mm. L'armatura longitudinale è costituita da quattro barre aventi diametro pari a 18 mm e copriferro 30 mm. Le staffe hanno diametro pari a 8 mm e passo 100 mm. Le barre sono state corrose attraverso un'immersione in soluzione acqua-cloruro di sodio e tramite corrente applicata direttamente alle armature. Sono state testate tre colonne con un alto livello di corrosione e tre con livello più basso.

Guo et al. (2015) hanno testato quattro colonne con sezione trasversale 600x250 mm. Sono presenti dodici barre con diametro 12 mm ed uno spessore del copriferro pari a 25 mm. Le staffe hanno diametro 8 mm e passo 150 mm. Le barre sono state corrose attraverso un'immersione in soluzione acqua-cloruro di sodio. Sono stati testati quattro campioni, corrispondenti ai livelli di corrosione 0, 5, 10 e 15%. Si riportano in Figura 3.24 i risultati del confronto analitico-sperimentale relativi alle colonne testate da Wang et al. (2008) e Guo et al. (2015).

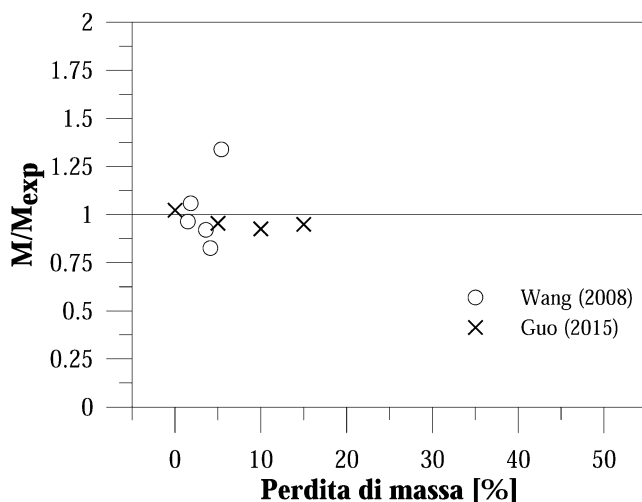


Figura 3.24 – Confronto analitico-sperimentale del momento flettente resistente delle colonne testate da Wang et al. (2008) e Guo et al. (2015).

Il modello analitico riesce a prevedere il comportamento sperimentale con scarti ridotti dell'ordine del 5-10 %.

3.4 Comportamento di plinti in cemento armato con armature corrose

Un'ulteriore problematica affrontata, che trova un limitato riscontro in letteratura, è quello delle strutture di fondazione corrose ed in particolare quello dei plinti di fondazione.

Nel seguente paragrafo vengono presentati modelli analitici di capacità di tali elementi strutturali aventi armatura corrosa soggetti a compressione centrata.

I plinti di fondazione hanno lo scopo di trasferire le sollecitazioni della struttura al terreno sottostante. Conoscere l'interazione tra terreno e struttura è fondamentale per determinare le pressioni agenti sul terreno e, di conseguenza, progettare in maniera corretta la fondazione.

Nel caso in cui i terreni abbiano buone caratteristiche meccaniche è possibile utilizzare i plinti di fondazione. Ciò consente di limitare l'area di caricamento ad un'area piuttosto circoscritta. Da un punto di vista meccanico, i plinti possono essere suddivisi in due grandi categorie: plinti alti (rigidi) e plinti bassi (flessibili).

In accordo alla Figura 3.25, i plinti si dicono bassi quando l'angolo $\theta < 45^\circ$, mentre i plinti sono definiti alti quando $\theta > 45^\circ$.

Tale differenza si traduce in due diversi meccanismi resistenti che è possibile utilizzare per la valutazione del comportamento meccanico di tali elementi strutturali.

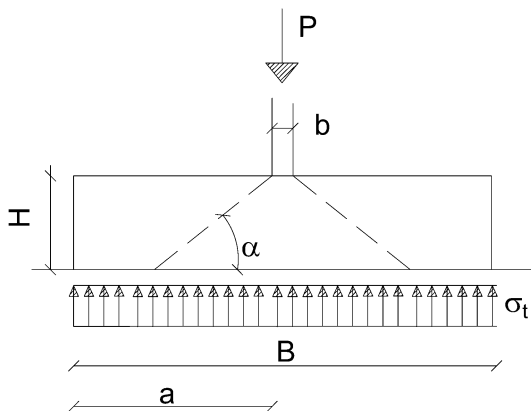


Figura 3.25 – Caratteristiche dei plinti di fondazione.

Per i plinti alti, così come è possibile osservare in Figura 3.26, si assume comunemente che il meccanismo resistente è quello tirante-puntone. Tale modello è caratterizzato da un traliccio resistente in cui la crisi può verificarsi per la rottura del puntone compresso o lo snervamento delle barre tese.

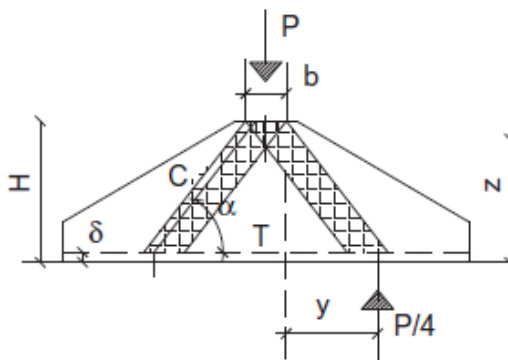


Figura 3.26 – Modello tirante-puntone.

Nel caso dei plinti flessibili, come è possibile osservare in Figura 3.27, il meccanismo resistente è quello legato alla rottura per punzonamento, oltre che alla rottura flessionale.

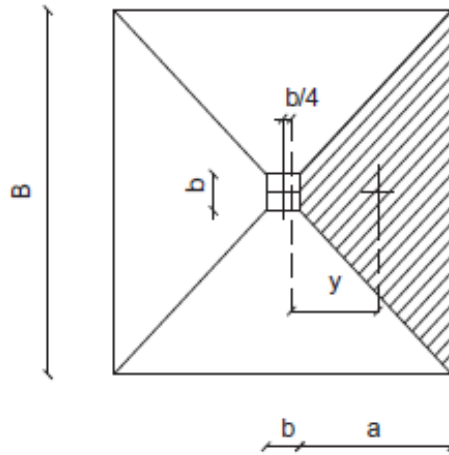


Figura 3.27 – Modello resistente dei plinti bassi.

3.4.1 Modello resistente per i plinti alti in presenza ed in assenza di corrosione

Il modello resistente di tali tipologie è, come esplicitato in precedenza, il modello tirante-puntone. Ciascun elemento resistente, in presenza di un carico assiale P, è caricato da una forza P/2. Ciascun elemento resistente è caratterizzato da due puntone e un tirante, che è costituito dalle barre di armatura.

La forza T nel tirante e la forza C nel puntone, in accordo alla Figura 3.26, sono legati al carico esterno attraverso le relazioni:

$$\frac{P}{4} = T \cdot \tan \alpha \qquad \frac{P}{4} = C \cdot \sin \alpha \qquad (3.67)$$

Dove l'angolo α e z sono definiti come:

$$\tan \alpha = \frac{z}{y} \qquad (3.68)$$

$$z = 0.9 \cdot (H - \delta) \qquad (3.69)$$

In questo caso δ rappresenta lo spessore del copriferro e y è la distanza del carico $P/4$ dal lato del pilastro. In accordo con quanto riportato da Leonhardt (1980), per tenere conto della differente distribuzione delle deformazioni lungo la sezione del plinto, per le diverse tipologie di terreno, vengono utilizzati valori più bassi dell'altezza z ed il suo valore dipende dal rapporto a/d , dove a è la luce di taglio e d l'altezza utile.

La forza di trazione nel tirante quando il calcestruzzo si fessura a trazione è calcolata come:

$$T_c = 0.2 \cdot f_{ct} \cdot B \cdot H + A_f \cdot E_s \cdot \frac{f_{ct}}{E_{ct}} \quad (3.70)$$

dove f_{ct} è la resistenza a trazione del calcestruzzo, E_{ct} il modulo di elasticità in trazione del calcestruzzo ed E_s il modulo di elasticità della barra di armatura.

Il valore $0.2 H$ definisce la profondità della zona tesa, in accordo con le analisi elastiche disponibili in letteratura (Leonhardt (1980)).

Sostituendo l'Eq. (3.67) nella (3.70) si ottiene il valore della forza che comporta la fessurazione del calcestruzzo:

$$P_{uc} = 4 \cdot [0.2 \cdot f_{ct} \cdot B \cdot H + A_s \cdot E_s \cdot f_{ct}] \cdot \tan \alpha \quad (3.71)$$

Per tenere conto della corrosione delle barre l'Eq. (3.71) viene modificata attraverso la seguente relazione:

$$P_{uc,corr} = 4 \cdot \left[\frac{0.2 \cdot f_{ct,fessurazione} \cdot B \cdot H + \alpha_{corr} \cdot A_s \cdot E_s \cdot f_{ct,fessurazione}}{\alpha_{corr} \cdot A_s \cdot E_s \cdot f_{ct,fessurazione}} \right] \cdot \tan \alpha \quad (3.72)$$

con α_{corr} il coefficiente di riduzione dell'area delle barre calcolate attraverso l'Eq. (2.15) e $f_{ct,fessurazione}$ la resistenza a trazione del calcestruzzo ridotta per effetto della fessurazione calcolata tramite l'Eq. (2.51).

La forza di trazione allo snervamento è pari a:

$$T_y = A_f \cdot f_y \quad (3.73)$$

Sostituendo l'Eq. (3.73) nella (3.67) si ottiene la forza necessaria a raggiungere lo snervamento delle barre:

$$P_{uy} = 4 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \tan \alpha \quad (3.74)$$

L'Eq. (3.74) viene modificata, per tenere conto della corrosione delle barre, introducendo il coefficiente di riduzione dell'area delle barre α_{corr} , attraverso la seguente relazione:

$$P_{uy,corr} = 4 \cdot \alpha_{corr} \cdot A_s \cdot f_y \cdot \tan \alpha \quad (3.75)$$

Dall'equilibrio delle forze interne, in base a quanto mostrato in Figura 3.26, è possibile determinare il valore della forza C_{cc} sul puntone in corrispondenza della fessurazione:

$$C_{cc} = \left[0.2 \cdot f_{ct,fessurazione} \cdot B \cdot H + A_f \cdot E_s \cdot \frac{f_{ct,fessurazione}}{E_{ct}} \right] \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \quad (3.76)$$

Allo snervamento sostituendo nell'Eq. (3.67):

$$C_{cy} = \frac{A_f \cdot f_y}{\cos \alpha} \quad (3.77)$$

La forza sul puntone, in corrispondenza della rottura del calcestruzzo, è pari a:

$$C_{cu} = \xi \cdot b^2 \cdot f_c \quad (3.78)$$

dove b è la profondità del pilastro, ξ è il coefficiente di softening determinato come nell'Eq. (3.18) che tiene conto dello stato biassiale (tensione-compressione) sui puntoni di calcestruzzo.

Sostituendo l'Eq. (3.78) nell'Eq. (3.67), si ottiene:

$$P_{uc} = 4 \cdot \xi \cdot b^2 \cdot f_c \cdot \sin \alpha \quad (3.79)$$

Tale relazione può essere modificata per tenere conto della corrosione nella seguente maniera:

$$P_{uc} = 4 \cdot \psi \cdot \xi \cdot b^2 \cdot f_c \cdot \sin \alpha \quad (3.80)$$

Se l'Eq. (3.75) e l'Eq. (3.80) vengono risolte per la determinazione del carico P, si ottiene:

$$P_{uy,corr} = 16 \cdot A_f \cdot f_y \cdot \alpha_{corr} \cdot \frac{0.9 \cdot (H - \delta)}{B - b} \quad (3.81)$$

$$P_{uc,corr} = 4 \cdot \frac{1}{1 + 0.37 \cdot \frac{B - b}{H - \delta}} \cdot b^2 \cdot \psi \cdot f_c \cdot \sin \alpha \quad (3.82)$$

3.4.2 Modello resistente per i plinti bassi in presenza ed in assenza di corrosione

Come mostrato in precedenza, per un plinto flessibile, che ha base quadrata, è possibile utilizzare il modello a trave, ottenuto scomponendo il plinto in quattro travi indipendenti soggette ad una pressione uniforme, riportata in Figura 3.28.

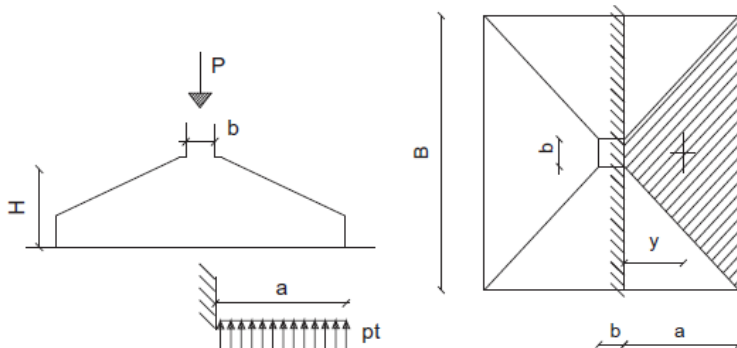


Figura 3.28 – Modello a trave per plinti bassi.

Nel caso in cui si consideri la rottura per punzonamento, la geometria da considerare è quella riportata in Figura 3.29.

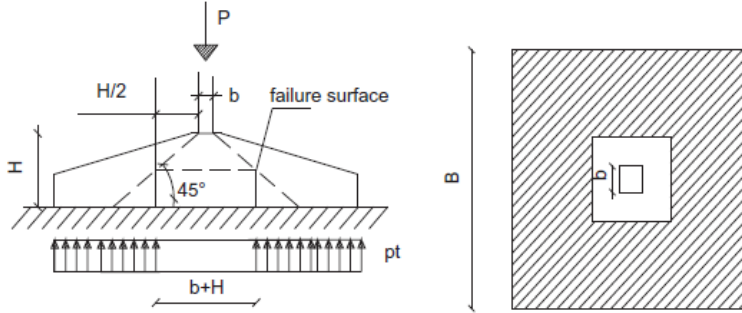


Figura 3.29 – Modello a punzonamento per plinti bassi.

Nel caso di pressioni di contatto uniformi, il massimo momento flettente nella sezione di calcolo è uguale a:

$$M_{mac} = \frac{P}{24 \cdot B^2} \cdot [B^2 \cdot (2B - 3b) + b^2] \quad (3.83)$$

La massima forza di taglio, nel caso di pressione uniforme è pari a:

$$V_{max} = \frac{P \cdot (B - b)}{2 \cdot B} \quad (3.84)$$

Il momento legato alla fessurazione del calcestruzzo nella sezione più sollecitata è uguale a:

$$M_{cr} = B \cdot \frac{H^2}{6} \cdot f_{ct} \quad (3.85)$$

Il momento allo snervamento nella sezione più sollecitata è pari a:

$$M_y = A_f \cdot f_y \cdot z \quad (3.86)$$

Il carico in corrispondenza della fessurazione è ottenuto, sostituendo l'Eq. (3.85) con la (3.83):

$$P_{uc} = \frac{24 \cdot B^2}{B^2 \cdot (2B - 3b) + b^3} \cdot B \cdot \frac{H^2}{6} \cdot f_{ct} \quad (3.87)$$

L'Eq. (3.87) viene modificata, per tenere conto della corrosione, attraverso la seguente relazione:

$$P_{uc,corr} = \frac{24 \cdot B^2}{B^2 \cdot (2B - 3b) + b^3} \cdot B \cdot \frac{H^2}{6} \cdot f_{ct, fessurazione} \quad (3.88)$$

Il carico, in corrispondenza dello snervamento è ottenuto sostituendo l'Eq. (3.86) con l'Eq. (3.83), risultando:

$$P_{uy} = \frac{24 \cdot B^2}{B^2 \cdot (2B - 3b) + b^3} \cdot A_f \cdot f_y \cdot z \quad (3.89)$$

La corrosione delle barre, in questo caso, viene computata attraverso la seguente relazione:

$$P_{uy,corr} = \frac{24 \cdot B^2}{B^2 \cdot (2B - 3b) + b^3} \cdot \alpha_{corr} \cdot A_f \cdot f_y \cdot z \quad (3.90)$$

Se oltre alle equazioni di equilibrio si introducono le equazioni di congruenza nei nodi caricati e quelle costitutive dei tiranti e dei puntoni è possibile determinare il diagramma carico-spostamento del plinto.

Lo spostamento δ_s del tirante e quello δ_c del puntone, devono essere tali da garantire la compatibilità nel nodo e pertanto deve essere verificata la relazione:

$$\delta = \frac{\delta_c}{\sin \alpha} + \frac{\delta_s}{\tan \alpha} \quad (3.91)$$

Lo spostamento del tirante in corrispondenza dello snervamento e tenendo conto della corrosione è pari a:

$$\delta_s = \frac{T_y \cdot a}{E_s \cdot A_f} \quad (3.92)$$

con A_s l'area dell'armatura trasversale in direzione x (o y), E_s il modulo di elasticità dell'acciaio ed a la luce di taglio posta pari a $B/4$.

Lo spostamento del puntone quando il tirante ha raggiunto lo snervamento è dato da:

$$\delta_c^y = \frac{C \cdot \sqrt{z^2 + a^2}}{E_c \cdot b^2} \quad (3.93)$$

Sostituendo la Eq. (3.92) e Eq.(3.93) in Eq. (3.91), si ottiene:

$$\delta_y = A_f \cdot f_f \cdot \left[\frac{\sqrt{z^2 + a^2}}{4 \cdot E_c \cdot b^2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} + \frac{a}{E_s \cdot A_f} \cdot \frac{1}{\tan \alpha} \right] \quad (3.94)$$

Nelle condizioni ultime associate alla crisi del puntone con tirante snervato risulta:

$$\delta_u = \frac{x}{\tan \alpha} \cdot \left(\frac{f_y}{E_s} + \frac{\frac{P_{uc,corr}}{4 \cdot A_f \cdot \tan \alpha} - f_y}{E_h} \right) + \frac{P_{uc,corr} \cdot \sqrt{z^2 + a^2}}{4 \cdot E_{sec} \cdot b^2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} \quad (3.95)$$

con E_h il modulo di hardening dell'acciaio, mentre E_{sec} è il modulo secante del calcestruzzo calcolato come:

$$E_{sec} = \frac{f_c}{2 \cdot \varepsilon_0} \quad (3.96)$$

dove ε_0 è la deformazione di picco del calcestruzzo posta pari a 0.002.

Si determina lo spostamento del puntone quando raggiunge la crisi come:

$$\delta_c^u = \frac{P_{uc,corr}}{4} \cdot \left[\frac{\sqrt{z^2 + a^2}}{4 \cdot E_c \cdot b^2} \cdot \frac{1}{\sin \alpha} + \frac{a}{E_s \cdot A_f \cdot \alpha_{corr}} \cdot \frac{1}{(\tan \alpha)^2} \right] \quad (3.97)$$

Note le forze di compressione che provocano le crisi del tirante in acciaio e del puntone in calcestruzzo, è possibile costruire la curva di capacità formata da tre rami lineari.

Se si utilizza un modello a trave l'abbassamento della singola trave può essere ottenuto considerando un carico uniformemente distribuito q , attraverso la seguente relazione:

$$\delta = \frac{q \left(\frac{B-b}{2} \right)^4}{8 \cdot E_c \cdot J} \quad (3.98)$$

Per un terreno alla Winkler risulta che il carico q è pari a:

$$q = p_m = \left(\frac{P}{B^2} \right) \cdot B \quad (3.99)$$

con J il momento di inerzia della sezione prima delle fessurazione o come $J_y \cong \frac{1}{3} \cdot \frac{b \cdot H^3}{12}$ allo snervamento.

4. Indagine sperimentale su plinti di fondazione soggetti a corrosione

4.1 Introduzione

Nel presente capitolo viene descritto il programma sperimentale messo a punto per valutare gli effetti della corrosione sui plinti di fondazione in cemento armato aventi forma prismatica a base quadrata. Si descrive l'apparecchiatura di prova, il sistema di acquisizione dati. Si illustrano le modalità ed i risultati relativi alle fasi di caratterizzazione meccanica dei materiali costituenti i provini e dei plinti stessi con le relative modalità di rottura.

La sperimentazione in oggetto ha avuto lo scopo di valutare gli effetti della corrosione generata artificialmente sulla risposta meccanica dei plinti in condizioni di collasso.

4.2 Confezionamento dei provini

Sono stati confezionati 24 plinti in cemento armato, aventi tutti base quadrata di lato 40 cm ed altezze 20, 30 e 40 cm, armati con 8 barre nella zona inferiore (4 in direzione x e 4 in direzione y) aventi diametri differenti, di cui vengono riportate le principali caratteristiche nella Tabella 4.1. Nella Tabella 4.1 si sono indicati con l e b le dimensioni in pianta del provino, con h la sua altezza, e con d il diametro delle barre utilizzate. Ogni provino è stato identificato con un codice in cui P seguito da un numero indica l'altezza dell'elemento, da un altro numero

che indica il diametro delle barre e l'indicazione di presenza di corrosione ("C") o assenza di corrosione ("NC").

Le casseforme per il confezionamento dei plinti sono state appositamente realizzate attraverso l'uso di pannelli multistrato in legno dello spessore di 18 mm. Tali pannelli sono stati tagliati in lastre costituenti la base ed in strisce per le sponde corte aventi dimensioni, per i plinti aventi altezza 40 cm, pari a 45x50 cm e di 220x50 cm per le sponde lunghe.

L'acciaio utilizzato per armare i plinti è stato individuato del tipo B450C avente tensione di snervamento $f_{yk} > 450$ MPa e tensione di rottura $f_{tk} > 540$ MPa. Tali valori sono stati verificati attraverso le prove di caratterizzazione dei materiali riportate nei paragrafi successivi.

Le pareti interne delle casseforme sono state impregnate di olio disarmante, posto in opera immediatamente prima del getto per favorire il successivo disarmo.

Il calcestruzzo, è stato realizzato con la composizione riportata in Tabella 4.2 con il fine di ottenere un calcestruzzo di media resistenza come verificato nelle prove condotte per la caratterizzazione dei materiali.

Per il confezionamento dei provini è stato mescolato prima l'aggregato con metà acqua dell'impasto e, successivamente, sono stati aggiunti il cemento, la sabbia e la parte rimanente d'acqua. È stato aggiunto un additivo superfluidificante.

Provino	l (cm)	b (cm)	h (cm)	d (mm)	Materiali		Corrosione
					Calcestruzzo	Acciaio	
P20-10NC	40	40	20	10	C20/25	B450C	NO
P20-12NC	40	40	20	12	C20/25	B450C	NO
P20-14NC	40	40	20	14	C20/25	B450C	NO
P20-16NC	40	40	20	16	C20/25	B450C	NO
P30-10NC	40	40	30	10	C20/25	B450C	NO
P30-12NC	40	40	30	12	C20/25	B450C	NO
P30-14NC	40	40	30	14	C20/25	B450C	NO
P30-16NC	40	40	30	16	C20/25	B450C	NO
P40-10NC	40	40	40	10	C20/25	B450C	NO
P40-12NC	40	40	40	12	C20/25	B450C	NO
P40-14NC	40	40	40	14	C20/25	B450C	NO
P40-16NC	40	40	40	16	C20/25	B450C	NO
P20-10C	40	40	20	10	C20/25	B450C	SI
P20-12C	40	40	20	12	C20/25	B450C	SI
P20-14C	40	40	20	14	C20/25	B450C	SI
P20-16C	40	40	20	16	C20/25	B450C	SI
P30-10C	40	40	30	10	C20/25	B450C	SI
P30-12C	40	40	30	12	C20/25	B450C	SI
P30-14C	40	40	30	14	C20/25	B450C	SI
P30-16C	40	40	30	16	C20/25	B450C	SI
P40-10C	40	40	40	10	C20/25	B450C	SI
P40-12C	40	40	40	12	C20/25	B450C	SI
P40-14C	40	40	40	14	C20/25	B450C	SI
P40-16C	40	40	40	16	C20/25	B450C	SI

Tabella 4.1 – Caratteristiche geometriche dei plinti.

Componente	Quantità (kg/m ³)
Cemento Portland 32.5 - Tecnocem II-B	350
Acqua (a/c=0.5)	180
Aggregato (Diametro 6-15 mm)	1100
Sabbia	800
Additivo superfluidificante Axim Superflux	3.5 litri (1% del peso in cemento)

Tabella 4.2 – Composizione media dell'impasto.

Le armature sono state disposte all'interno delle casseformi, garantendo un copriferro minimo previsto pari a 2 cm, così come riportato in Figura 4.1. Le barre sono state risvoltate verso l'alto per l'altezza del plinto meno il copriferro.



Figura 4.1 – Preparazione delle casseforme e disposizione delle armature.

Il calcestruzzo è stato quindi gettato manualmente all'interno delle casseformi (Figura 4.2) e successivamente compattato tramite l'ausilio di una tavola vibrante, per eliminare la presenza dei vuoti all'interno della pasta cementizia e scongiurare l'effetto "bleeding". I plinti sono stati disarmati dopo circa 10 giorni dal getto e messi a stagionare a temperatura ambiente.



Figura 4.2 – Getto del calcestruzzo all'interno delle casseforme.

4.3 Corrosione artificiale delle barre

Per indurre la corrosione delle barre d'armatura, i plinti sono stati immersi, per un periodo pari a 270 giorni, in una soluzione di acqua e cloruro di sodio in quantità pari al 35 grammi/litro, al fine di simulare le condizioni di corrosione severa di una struttura esposta in ambiente marino, in accordo a quanto riportato in letteratura esistente da Yohai et al. (2016). L'uso del cloruro di sodio comporta, principalmente, un effetto di riduzione localizzata della sezione resistente (pitting).

Nella Figura 4.3 si mostrano le vasche utilizzate per immergere i provini in soluzione salina ed indurre la corrosione.



Figura 4.3 – Immersione dei provini nella soluzione acqua + cloruro di sodio.

Preventivamente all'immersione dei provini nella soluzione e della misurazione dei potenziali di corrosione, le barre di acciaio emergenti sono state opportunamente pulite (Figura 4.4), al fine di eliminare lo strato superficiale di ruggine eventualmente creatosi durante le fasi di esposizione all'aria nei 10 giorni prima del disarmo.



Figura 4.4 – Eliminazione dello strato superficiale di ruggine.

L'andamento del potenziale di corrosione è stato monitorato attraverso uno voltmetro, mostrato in Figura 4.5. Esso consente di misurare la differenza di potenziale elettrico tra due punti di un circuito, rispetto ad un elettrodo di riferimento Cu/CuSO₄ (Rame/Solfato di Rame, con potenziale 0.34 V vs SHE). L'unità di misura del voltmetro è il volt (V).



Figura 4.5 – Voltmetro.

Al fine di evitare misure di potenziale non reali a causa della presenza di acqua a diretto contatto con l'armatura per risalita capillare della soluzione ed in accordo con quanto riportato in Pedefferri e Bertolini (2004), sono state effettuate delle misurazioni del valore del potenziale su una spugna imbibita della soluzione confrontando i valori direttamente a contatto con la soluzione (Figura 4.6).

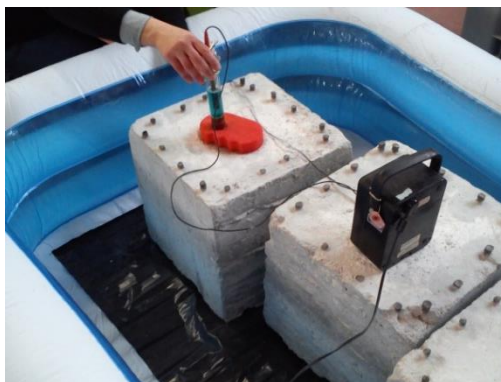


Figura 4.6 – Misure su spugne imbibite della soluzione.

I valori di potenziale sono stati misurati periodicamente, verificando, affinché la corrosione si possa innescare, che essi scendessero al di sotto del valore limite per l'innescio della corrosione pari a -0.5 mV. Dai valori di potenziale misurati e riportati in Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9 è possibile stabilire che il processo corrosivo delle barre di armatura si è innescato e propagato per un periodo compreso tra 30 e 60 giorni.

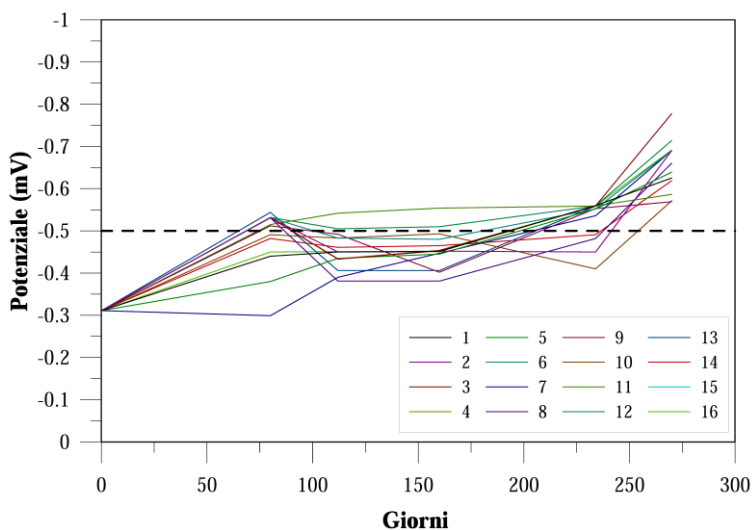


Figura 4.7 – Variazione del valore medio di potenziale per i plinti aventi altezza h=20 cm.

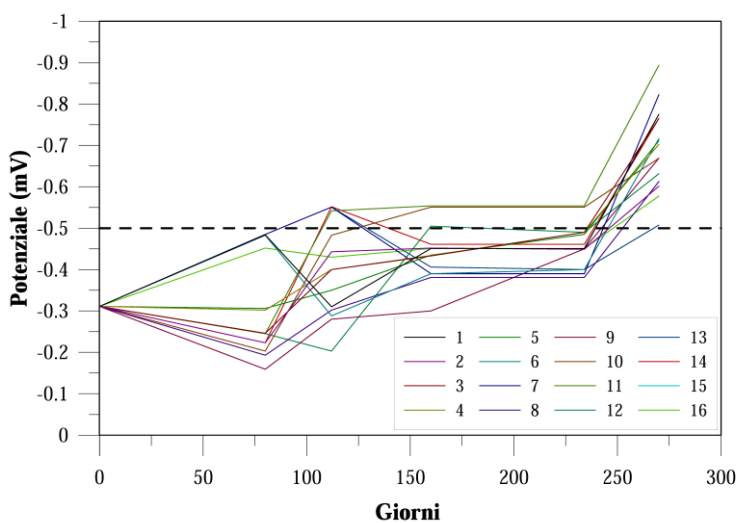


Figura 4.8 – Variazione del valore medio di potenziale per i plinti aventi altezza h=30 cm.

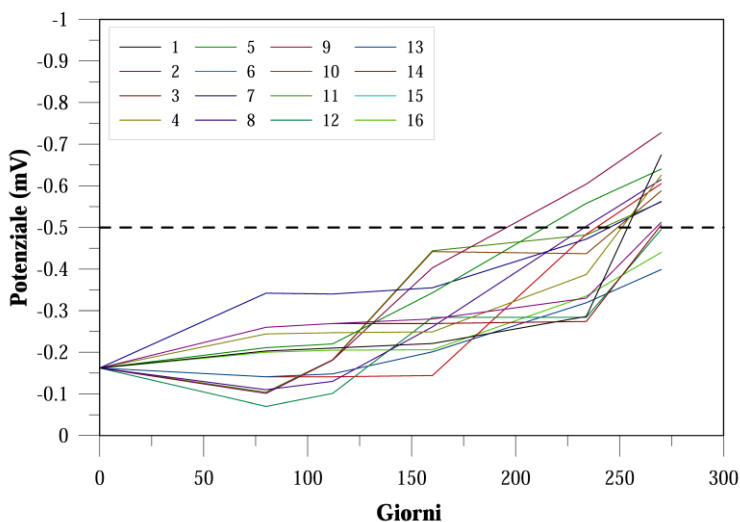


Figura 4.9 – Variazione del valore medio di potenziale per i plinti aventi altezza h=40 cm.

In Tabella 4.3, Tabella 4.4 e Tabella 4.5 si riportano i valori medi del potenziale misurati per ogni tipologia di plinto testata di altezza 20, 30 e 40 cm.

Plinto	N°barra	Misure di potenziale - Scala 2V					
		Data di registrazione					
		0 giorni	80 giorni	112 giorni	160 giorni	234 giorni	270 giorni
P20C	1	-0.311	-0.440	-0.450	-0.451	-0.560	-0.625
	2	-0.311	-0.531	-0.450	-0.452	-0.450	-0.690
	3	-0.311	-0.531	-0.433	-0.453	-0.559	-0.778
	4	-0.311	-0.531	-0.434	-0.454	-0.559	-0.778
	5	-0.311	-0.380	-0.435	-0.445	-0.552	-0.639
	6	-0.311	-0.531	-0.483	-0.480	-0.552	-0.690
	7	-0.311	-0.299	-0.390	-0.447	-0.536	-0.690
	8	-0.311	-0.531	-0.381	-0.381	-0.482	-0.660
	9	-0.311	-0.512	-0.492	-0.402	-0.553	-0.569
	10	-0.311	-0.491	-0.483	-0.493	-0.410	-0.571
	11	-0.311	-0.515	-0.542	-0.554	-0.559	-0.586
	12	-0.311	-0.532	-0.505	-0.510	-0.559	-0.714
	13	-0.311	-0.544	-0.406	-0.406	-0.559	-0.714
	14	-0.311	-0.482	-0.461	-0.465	-0.491	-0.619
	15	-0.311	-0.451	-0.452	-0.492	-0.635	-0.703
	16	-0.311	-0.450	-0.451	-0.451	-0.559	-0.691

Tabella 4.3 – Valori medi del potenziale misurati per i plinti aventi h=20 cm.

Plinto	N°barra	Misure di potenziale - Scala 2V					
		Data di registrazione					
		0 giorni	80 giorni	112 giorni	160 giorni	234 giorni	270 giorni
P30C	1	-0.311	-0.484	-0.310	-0.451	-0.451	-0.775
	2	-0.311	-0.223	-0.443	-0.452	-0.449	-0.601
	3	-0.311	-0.246	-0.400	-0.433	-0.490	-0.765
	4	-0.311	-0.302	-0.400	-0.434	-0.490	-0.703
	5	-0.311	-0.306	-0.350	-0.435	-0.485	-0.711
	6	-0.311	-0.483	-0.288	-0.390	-0.400	-0.716
	7	-0.311	-0.485	-0.551	-0.390	-0.390	-0.823
	8	-0.311	-0.193	-0.302	-0.381	-0.381	-0.613
	9	-0.311	-0.159	-0.280	-0.300	-0.450	-0.669
	10	-0.311	-0.203	-0.483	-0.551	-0.551	-0.669
	11	-0.311	-0.245	-0.542	-0.554	-0.554	-0.894
	12	-0.311	-0.245	-0.203	-0.505	-0.490	-0.631
	13	-0.311	-0.485	-0.551	-0.406	-0.400	-0.508
	14	-0.311	-0.223	-0.552	-0.461	-0.461	-0.765
	15	-0.311	-0.223	-0.341	-0.452	-0.452	-0.565
	16	-0.311	-0.452	-0.430	-0.451	-0.451	-0.578

Tabella 4.4 – Valori medi del potenziale misurati per i plinti aventi h=30 cm.

Plinto	N°barra	Misure di potenziale - Scala 2V					
		Data di registrazione					
		0 giorni	80 giorni	112 giorni	160 giorni	234 giorni	270 giorni
P40C	1	-0.162	-0.203	-0.210	-0.221	-0.286	-0.674
	2	-0.162	-0.260	-0.269	-0.280	-0.330	-0.513
	3	-0.162	-0.260	-0.269	-0.269	-0.274	-0.506
	4	-0.162	-0.244	-0.247	-0.249	-0.387	-0.625
	5	-0.162	-0.211	-0.220	-0.343	-0.558	-0.640
	6	-0.162	-0.109	-0.150	-0.324	-0.434	-0.563
	7	-0.162	-0.342	-0.340	-0.355	-0.472	-0.563
	8	-0.162	-0.110	-0.130	-0.261	-0.503	-0.615
	9	-0.162	-0.101	-0.181	-0.403	-0.604	-0.728
	10	-0.162	-0.101	-0.181	-0.442	-0.437	-0.588
	11	-0.162	-0.104	-0.182	-0.444	-0.482	-0.561
	12	-0.162	-0.070	-0.101	-0.284	-0.284	-0.495
	13	-0.162	-0.141	-0.148	-0.201	-0.319	-0.399
	14	-0.162	-0.141	-0.141	-0.144	-0.484	-0.605
	15	-0.162	-0.201	-0.211	-0.275	-0.297	-0.439
	16	-0.162	-0.200	-0.205	-0.206	-0.335	-0.440

Tabella 4.5 – Valori medi del potenziale misurati per i plinti aventi h=40 cm.

4.4 Apparecchiatura di prova

La campagna sperimentale è stata condotta attraverso l'uso delle apparecchiature in dotazione al laboratorio del DICAM (Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali) dell'Università degli Studi di Palermo.

Per la prova di compressione dei plinti è stata utilizzata una macchina di prova a controllo servo-idraulico Zwick/Roell & Toni Technik (Figura 4.10) avente portata massima pari a 4000 kN in Classe 1 e carico minimo pari a 24 kN, che consente di effettuare prove di resistenza a compressione monotoniche, cicliche, di resistenza ed a fatica condotte a controllo di forza o a controllo di spostamento. La macchina è composta da due parti: il gruppo dinamometrico e la pressa. Tale macchinario è gestito da una centralina elettronica Tonicroll, interfacciata con l'utente attraverso un Personal Computer ed un software fornito dal produttore TestExpert v. 7.11 fornito dal produttore.



Figura 4.10 – Macchina Zwick/Roell & Toni Technik da 4000 kN.

La traversa inferiore è composta da un pistone cilindrico, avente corsa massima pari a 10 cm e che può raggiungere velocità di spostamento minima pari a 0.1 mm/mm. Ad essa viene collegata la cella di carico di 4000 kN. Quando la traversa inferiore si muove verso l'alto consente di applicare il carico.

La traversa superiore può muoversi lungo le quattro colonne che sono disposte agli angoli del macchinario attraverso una pompa idraulica. La posizione della traversa superiore viene letta automaticamente dal software, attraverso la rilevazione della distanza relativa tra i piatti delle stesse.

I piatti della macchina hanno dimensione pari a 42x52 cm e possono avere una distanza minima pari a 15 cm e massima pari a 150 cm.

Nel caso in cui la prova venga eseguita in controllo di forza, essa viene controllata dalla cella di carico, mentre nelle prove a controllo di spostamento, quest'ultimo viene gestito dal pistone della macchina, avente un trasduttore esterno (del tipo WA dell'HBM) con corsa massima pari a 2 cm e velocità minima di 0.01 mm/mm. Per le prove in controllo di spostamento, possono essere utilizzati anche dei trasduttori esterni (del tipo DD1 dell'HBM) che possono essere applicati direttamente all'elemento da testare ed aventi corsa massima pari a 2 mm.

Le prove di trazione sulle barre di armatura sono state condotte attraverso la macchina Zwick/Roell (riportata in Figura 4.11) da 600 kN. Tale macchina è di classe 1 nell'intervallo di carico tra 0 e 6 kN, di classe 0,5 per carichi compresi tra 6 e 600 kN. Tale macchinario consente di effettuare prove monotoniche, cicliche, di resistenza a fatica e di trazione condotte a controllo di forza, spostamento o deformazione. La gestione della macchina è affidata ad una centralina elettronica collegata ad un Personal Computer dotato di apposito software (Testxpert v.10.11) fornito dal produttore. Due aste filettate di grosso diametro consentono i movimenti della traversa superiore fino ad una velocità di 200 mm/min, la cui posizione è rilevata da un trasduttore. Viceversa, la traversa inferiore è fissa e ad essa viene collegata la cella di carico di 600 kN. La forza impressa al provino e la posizione della traversa superiore sono, quindi, note ad ogni istante della prova. Sono disponibili delle guancette che consentono di bloccare il campione attraverso una pressione massima di 8 atm, esercitata attraverso un compressore esterno, permettendo di effettuare prove su barre, trefoli,

elementi cilindrici e, attraverso l'uso di particolari morse, prove di trazione sui bulloni.



Figura 4.11 – Macchina Zwick/Roell da 600 kN.

È possibile, inoltre, al fine del controllo degli spostamenti, installare sul provino un estensimetro (Macro, fornito dall'HBM), avente base di lettura variabile da 10 a 200 mm e corsa massima pari a 75 mm.

I software in dotazione con la macchina da 4000 kN e 600 kN, rispettivamente, Testxpert v.7.11 e Testxpert v.10.11, consentono di esportare i risultati delle prove in formato *.TRA consentendo successive elaborazioni tramite appositi software.

4.5 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per la caratterizzazione meccanica dei materiali sono state previste delle prove di resistenza a trazione monoassiale sulle barre di armatura e delle prove di compressione su carote prelevate da alcuni provini ai fini della valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo.

Le prove di trazione sono state eseguite attraverso la macchina Zwick/Roell da 600 kN.

4.5.1 Prova di trazione sulle barre in acciaio

La prova di trazione ha lo scopo di determinare i valori di snervamento e rottura delle barre di armatura, nonché i valori dell'allungamento percentuale a rottura. Ciascuna barra, utilizzata per questo tipo di prova viene tagliata, in modo da avere una lunghezza pari a 50 cm.

Sulla macchina vengono montate le ganasce, ognuna diversa in funzione del tipo di diametro della barretta. La barra viene posizionata in seguito all'accensione della macchina, le ganasce vengono serrate e l'incremento di carico viene imposto attraverso il software collegato ad un computer.

Nel caso in esame sono state testate barre d'acciaio dichiarate del tipo B450C aventi diametro 12 mm (indicate di seguito come FE12NC), 14 mm (indicate come FE14NC), 14mm (indicate come FE14C). In questo caso la barra siglata FE14NC individua una barra estratta da un plinto con armatura non corrosa, mentre FE14C indica una barra estratta da un plinto con corrosione delle armature. In questo caso la barra FE14C è stata estratta dal provino P30-14C.

La macchina di prova che, attraverso una centralina elettronica interfacciata con l'utente tramite un personal computer dotato del software Testxpert v.10.11, consente di ricavare il diagramma carico-allungamento e di calcolare l'allungamento della barra all'aumentare del carico della prova.

L'allungamento viene determinato attraverso il confronto della lunghezza iniziale e quello ottenuto valutando un numero di segmenti che includono la sezione di rottura pari a 5 volte il diametro della barra. La differenza tra il valore finale e quello iniziale rappresenta l'allungamento. Se si divide tale valore per la lunghezza iniziale del provino e lo si rapporta a 100 si ottiene il valore di allungamento percentuale A_g .

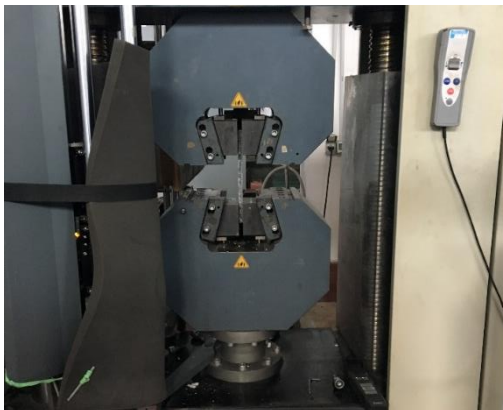


Figura 4.12 – Prova di trazione sulla barra avente diametro 14 mm.

Si riportano di seguito nella Tabella 4.6 e nelle Figure 2.7-2.8 i risultati delle prove di trazione sulle barre di armatura.

Provino	d_{nom} (mm)	A (mm ²)	P (g/ml)	f_y (MPa)	f_t (MPa)	Ag (%)
FE12NC	12	113.0	915	400	429	11
FE12C	12	109	895	380	408	10
FE14NC	14	153.8	1215	400	465	13
FE14C	14	152.9	1221	397	467	13

Tabella 4.6 – Risultati delle prove di trazione sulle barre.

In Figura 4.13 vengono riportati i risultati relativi alle prove eseguite sulle barre corrose e non corrose aventi diametro 12 mm. Sulla base dei risultati ottenuti l'acciaio è stato classificato di classe B450C.

Dalla Figura 4.13 è possibile osservare come la corrosione della barra ha comportato una riduzione della tensione di snervamento e di rottura pari a circa il 5%. Inoltre, la deformazione ultima dell'acciaio si è ridotta. Tale effetto comporta una riduzione di duttilità della barra.

In Figura 4.14 vengono riportati i risultati relativi alle prove eseguite sulle barre corrose e non corrose aventi diametro 14 mm. Sulla base dei risultati ottenuti l'acciaio è stato classificato di classe B450C.

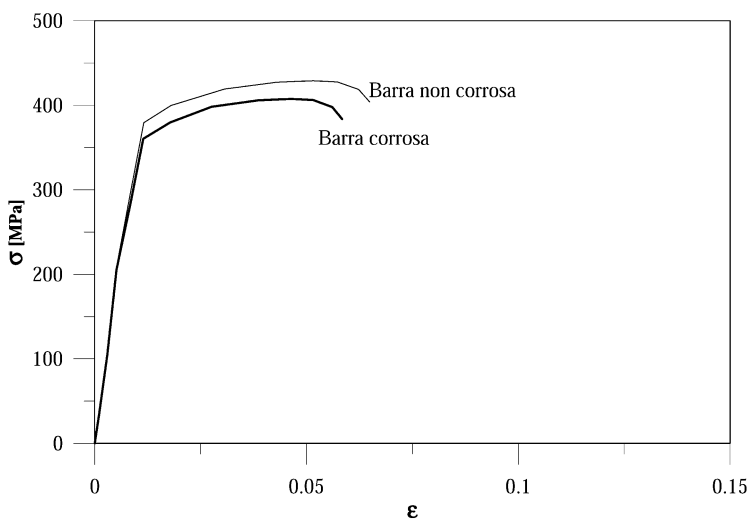


Figura 4.13 – Diagrammi tensione-deformazioni assiali su barra con diametro 12 mm corrosa e non corrosa.

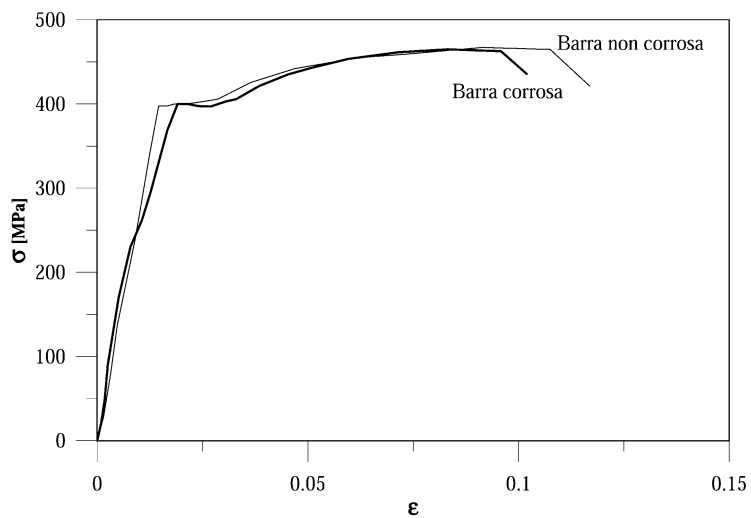


Figura 4.14 – Diagrammi tensione-deformazioni assiali su barra con diametro 14 mm corrosa e non corrosa.

Dalla Figura 4.14 è possibile osservare come la corrosione della barra ha comportato una riduzione della tensione di snervamento e di rottura pari a circa il 2%. Inoltre, la deformazione ultima dell'acciaio si è ridotta di circa il 20%. Tali valori trovano riscontro con quanto riportato in letteratura (esempio)

4.5.2 Caratterizzazione meccanica del calcestruzzo

La caratterizzazione meccanica del calcestruzzo è stata ottenuta tramite la prova di compressione su provini cilindrici, così come mostrato in Figura 4.15, realizzati utilizzando i due getti utilizzati per la realizzazione dei plinti, oggetto delle prove sperimentali mostrate di seguito.

I provini sono stati preparati, tagliati e rettificati ai fini dell'esecuzione della prova in accordo alla norma UNI EN 12390-3:2009. Sono stati utilizzati tre cilindri, due dei quali realizzati utilizzando il calcestruzzo proveniente dal primo getto ed uno, il provino denominato C3, realizzato utilizzando il calcestruzzo proveniente dal secondo getto.

In Tabella 4.7 si mostrano i risultati delle prove di compressione sui cilindri di calcestruzzo.

		Parametri fisici		Parametri meccanici	
Getto	Provino	Peso (g)	$d_{\max,agg}$ (mm)	Carico F (kN)	f_c (MPa)
1	C1	3085	22.56	249.7	29.9
1	C2	3045	35.01	250	30
2	C3	2870	22.54	324.1	34.1

Tabella 4.7 – Risultati delle prove di compressione su carote.



Figura 4.15 – Prova di compressione su carota C1.

5. Risultati sperimentali

5.1 Introduzione

Nel seguente capitolo vengono riportati i risultati sperimentali relativi alle prove di compressione centrata effettuata sui plinti aventi diversi quantitativi di armatura ed in presenza di corrosione.

5.2 Elementi con armatura non corrosa

Ogni singolo elemento è stato sottoposto ad una prova di compressione centrata e sono stati registrati e riportati, per ogni step di carico significativo, il quadro fessurativo ed il relativo spostamento. Per garantire una omogenea distribuzione del carico, è stata posta, tra la pressa ed il provino, una piastra di acciaio avente dimensioni 8x8x2 cm al di sopra di ogni singolo elemento testato, così come mostrato in Figura 5.1.

Gli spostamenti letti dalla macchina sono stati epurati dall'effetto localizzato di affondamento della piastra di carico sul provino misurata a fine prova (in assenza di crisi dovuta per effetto di carico localizzato) e distribuiti con legge lineare con legge lineare sugli spostamenti letti dalla macchina. Si riportano in Tabella 5.1 i risultati relativi al carico massimo ed allo spostamento massimo riferiti ai provini aventi armatura non corrosa.



Figura 5.1 – Piastra in acciaio utilizzata per la ripartizione del carico.

Provino	Carico (kN)	Spostamento (mm)
P20-10NC	1178	0.26
P20-12NC	1247	0.28
P20-14NC	1350	0.23
P20-16NC	1679	0.31
P30-10NC	1117	0.27
P30-12NC	1002	0.28
P30-14NC	1197	0.15
P30-16NC	1248	0.25
P40-10NC	1135	0.11
P40-12NC	928	0.46
P40-14NC	1283	0.17
P40-16NC	958	0.24

Tabella 5.1 – Valori del massimo carico e del massimo spostamento per plinti con armatura non corrosa.

In Figura 5.2 sono riportate le curve carico-spostamento dei plinti aventi altezza $h=20$ cm ed al variare del quantitativo di armatura.

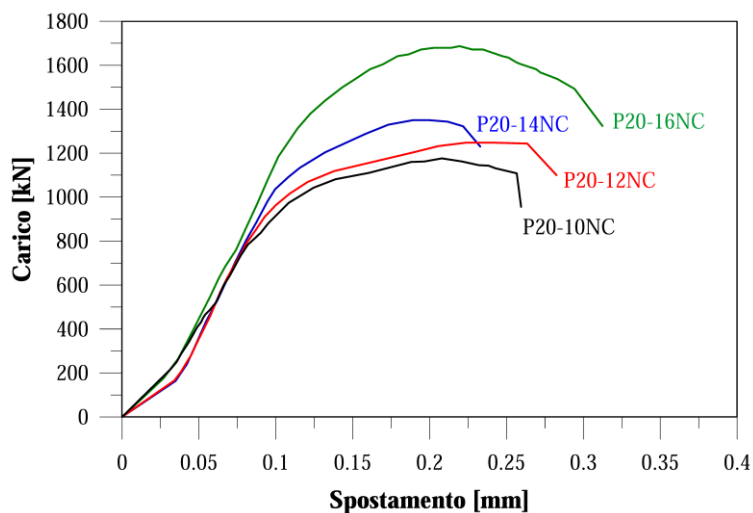


Figura 5.2 – Curva carico-spostamento dei plinti aventi altezza $h=20$ cm e con armatura non corrosa.

Dall'analisi dei plinti i risultati evidenziano che all'aumentare dell'armatura aumenta la resistenza, pur rimanendo la rigidità pressoché costante.

Il comportamento complessivamente riscontrato è a piastra e la crisi si verifica con effetto di punzonamento come è possibile osservare in Figura 5.3-a per il provino avente barre da 10 mm, ove è evidente la formazione a rottura di quattro mensole indipendenti.

Comportamento analogo è mostrato dal plinto avente diametro delle barre pari a 12 mm, 14 mm e 16 mm, così come mostrato, rispettivamente, in Figura 5.3-b, Figura 5.3-c e Figura 5.3-d.

In Figura 5.4 vengono riportati i risultati delle prove eseguite sui plinti aventi altezza $h=30$ cm. In questo caso la rigidità si mantiene praticamente costante al variare dell'armatura pur essendo la rigidità superiore a quella $h=20$ cm. Il plinto con il carico ultimo maggiore è risultato essere quello armato con barre aventi diametro pari a 12 mm.

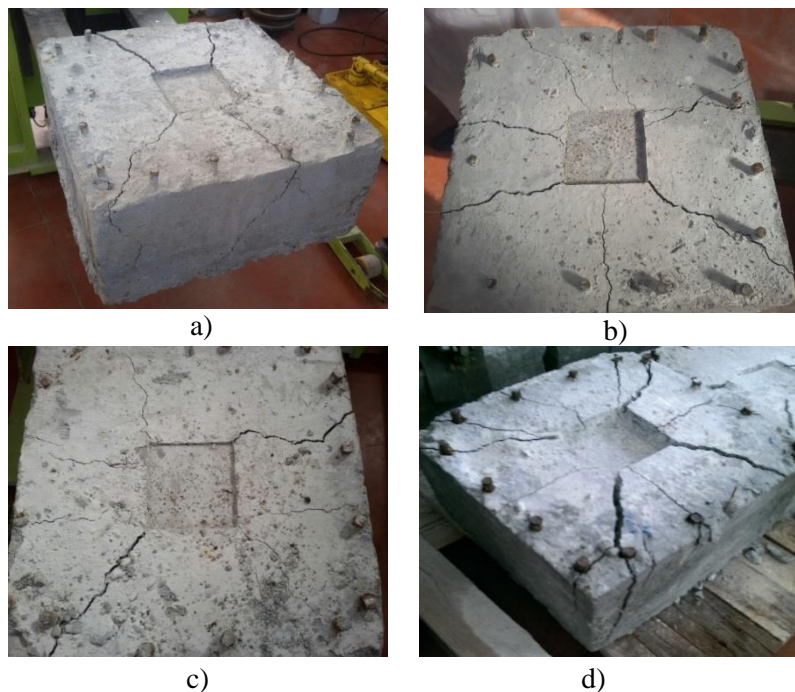


Figura 5.3 – Quadro fessurativo del plinto avente altezza $h=20$ cm e con armatura: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 14 mm; d) 16 mm.

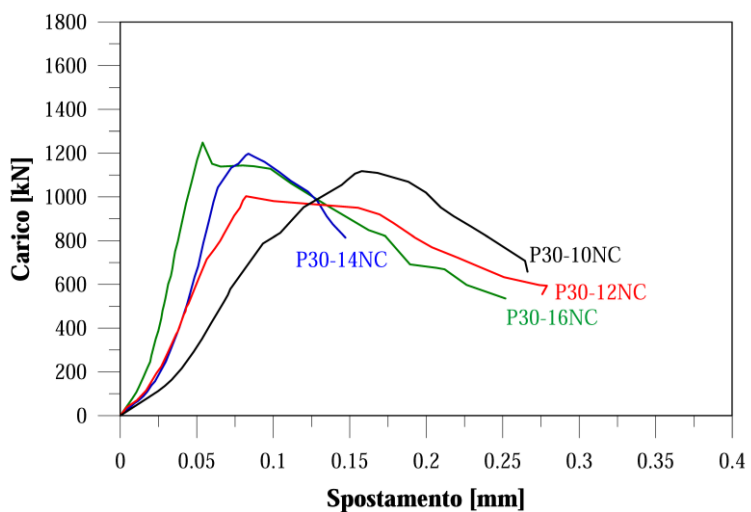


Figura 5.4 – Curva carico-spostamento dei plinti aventi altezza $h=30$ cm e con armatura non corrosa.

Dalla Figura 5.5 è possibile osservare come la crisi in tutti i plinti avviene con effetto di punzonamento, con formazione del meccanismo resistente caratterizzato da un puntone compresso nel caso di plinto con armatura pari a 10 mm di diametro (Figura 5.5-a) ed il provino avente armatura con diametro 16 mm (Figura 5.5-d).

In Figura 5.6 si riportano i risultati ottenuti per i plinti aventi altezza $h=40$ cm. Dal grafico è possibile osservare come la rigidezza resti costante al variare dell'armatura, pur essendo superiore tranne nel caso del provino avente armatura con diametro 10 mm, che risulta leggermente superiore. Il valore del carico risulta indipendente dall'armatura presente.

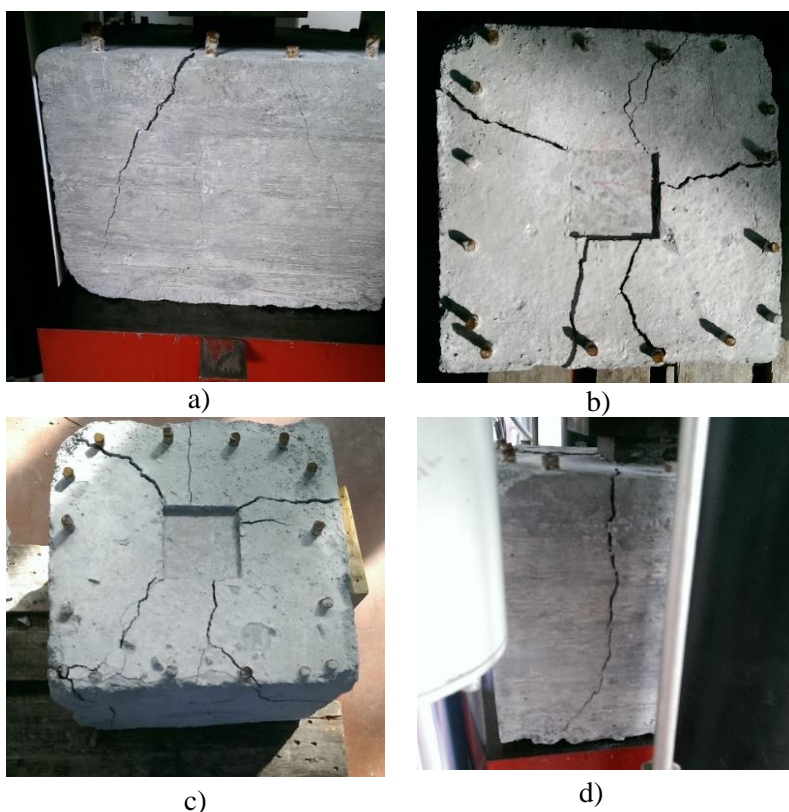


Figura 5.5 – Quadro fessurativo del plinto avente altezza $h=30$ cm e con armatura: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 14 mm; d) 16 mm.

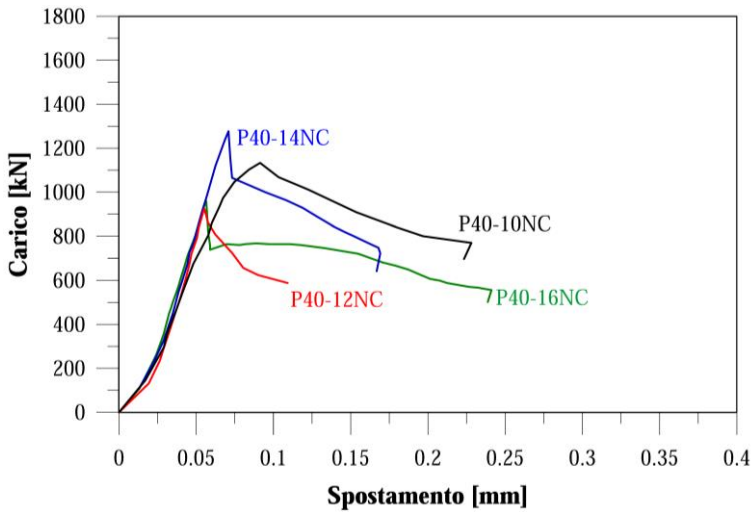


Figura 5.6 – Curva carico-spostamento dei plinti aventi altezza $h=40$ cm e con armatura non corrosa.

Così come è possibile osservare in Figura 5.7, per tutti i provini della serie P40-NC la rottura è avvenuta per la formazione di puntoni compressi. La crisi del provino corrispondeva, quindi, al raggiungimento della massima tensione di compressione nello stesso puntone.

In Figura 5.8 si riportano i risultati relativi alla variazione del carico ultimo in funzione della percentuale geometrica di armatura. Da tale grafico è possibile evincere che, per i plinti aventi altezza $h=20$ cm, governati da un meccanismo resistente prevalentemente a trave, il carico massimo risulta funzione dell'armatura presente. Pertanto, il massimo valore corrisponde all'elemento maggiormente armato. Per gli elementi della serie P30-NC il meccanismo resistente risulta intermedio tra quello a trave (meccanismo con quattro mensole indipendenti) e quello a traliccio (tirante-puntone). Pertanto i valori del carico massimo registrati non sono più strettamente dipendenti dall'armatura presente, ma sono legati, in alcuni casi, alla resistenza a compressione del puntone compresso. Le stesse considerazioni valgono per gli elementi della serie P40-NC. Anche in questo caso, infatti, il massimo carico non è stato misurato per il plinto con un maggiore quantitativo di armatura.

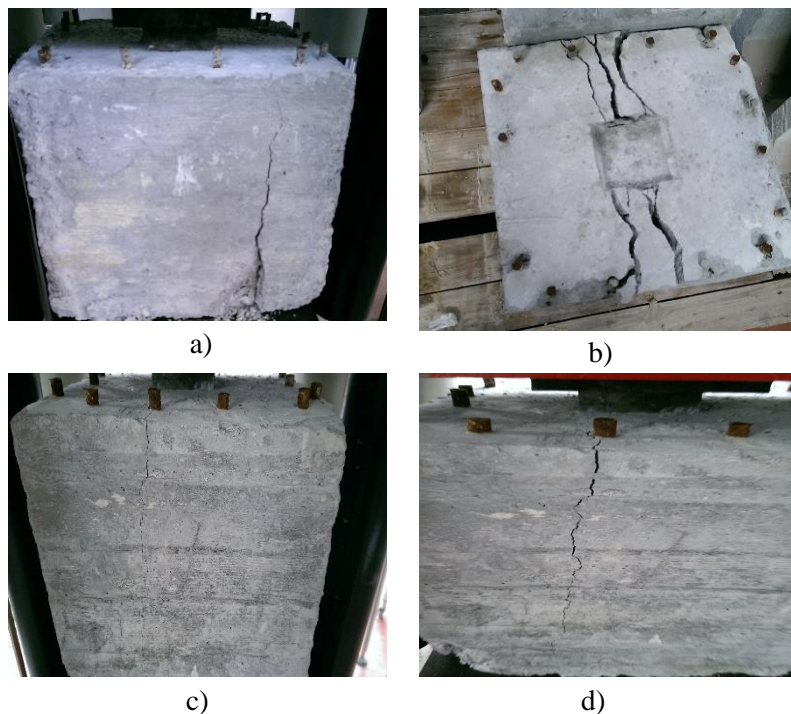


Figura 5.7 – Quadro fessurativo del plinto avente altezza $h=40$ cm e con armatura: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 14 mm; d) 16 mm.

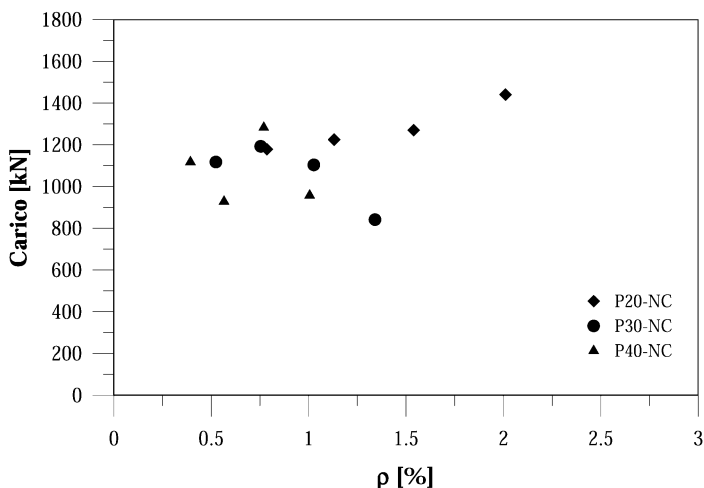


Figura 5.8 – Variazione del carico ultimo in funzione della percentuale geometrica d’armatura: elementi con armatura non corrosa.

5.3 Elementi con armatura corrosa

Dopo avere sottoposto i plinti al processo di corrosione, sono state eseguite le prove di compressione centrata attraverso la stessa procedura di prova utilizzata per gli elementi aventi armatura non corrosa. In Tabella 5.2 si riportano i risultati circa il carico ultimo e l'abbassamento relativi alle singole prove.

Provino	Carico (kN)	Spostamento (mm)
P20-10C	1079	0.31
P20-12C	1219	0.31
P20-14C	1266	0.16
P20-16C	1440	0.29
P30-10C	1027	0.25
P30-12C	954	0.30
P30-14C	1100	0.26
P30-16C	837	0.27
P40-10C	827	0.19
P40-12C	845	0.15
P40-14C	1040	0.20
P40-16C	957	0.23

Tabella 5.2 – Valori del massimo carico e del massimo spostamento per plinti con armatura corrosa.

In Figura 5.9 si riportano i risultati ottenuti per i plinti aventi altezza $h=20$ cm ed armatura corrosa. Così come verificatosi per i plinti con armatura non corrosa (Figura 5.2), anche in questo caso la rottura si è manifestata con la formazione di un meccanismo costituito da quattro mensole indipendenti, dove il carico ultimo è funzione dell'armatura presente. A conferma di tale ipotesi il massimo carico è stato misurato per il provino avente armatura con diametro 16 mm.

La crisi, così come è possibile osservare in Figura 5.10, si verifica in tutti i provini con effetto di punzonamento.

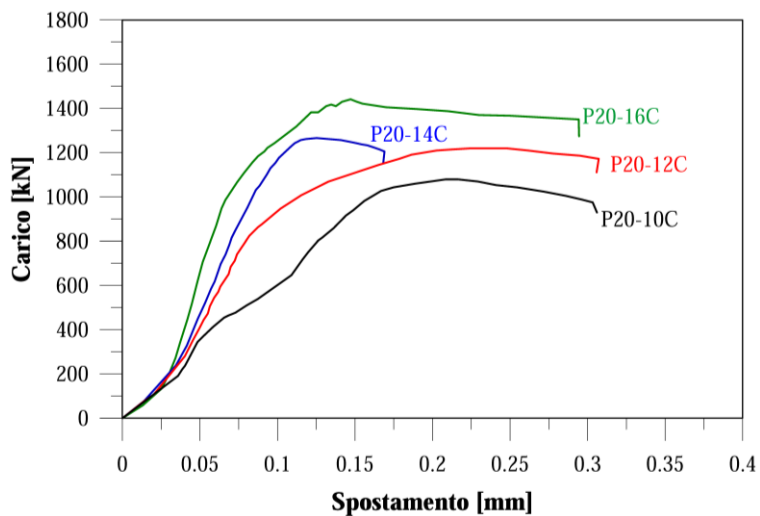


Figura 5.9 – Curva carico-spostamento dei plinti aventi altezza $h=20$ cm e con armatura corrosa.

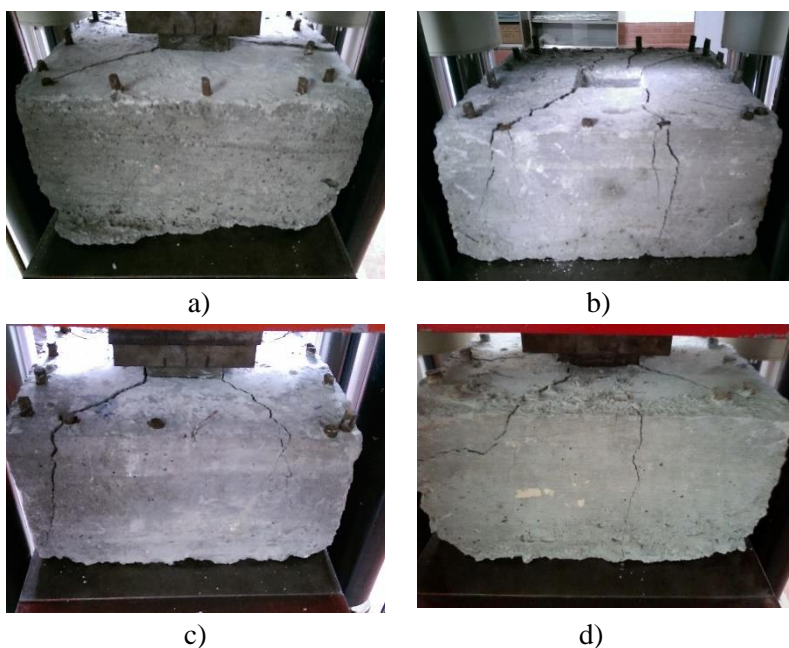


Figura 5.10 – Quadro fessurativo del plinto avente altezza $h=20$ cm e con armatura: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 14 mm; d) 16 mm.

In Figura 5.11 si riportano i risultati relativi alle prove sperimentali condotte sui plinti aventi altezza $h=30$ cm ed armatura corrosa.

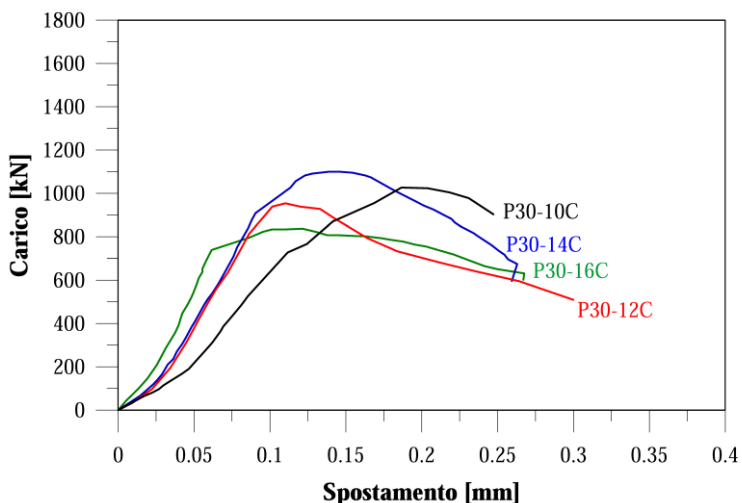


Figura 5.11 – Curva carico-spostamento dei plinti aventi altezza $h=30$ cm e con armatura corrosa.

Così come mostrato in Figura 5.12, in tutti i provini della serie P30-C è avvenuta la formazione del meccanismo resistente caratterizzata da un puntone compresso e, conseguentemente, la crisi è da attribuire al raggiungimento della massima tensione di compressione della biella compressa.

In Figura 5.13 si riportano i risultati delle prove di compressione eseguite su plinti aventi altezza pari a 40.

Per tali tipologie di plinti la rottura si è innescata, così come è possibile osservare in Figura 5.14, per tutti i provini, per il raggiungimento della massima tensione di compressione in corrispondenza del puntone di calcestruzzo. Per tale ragione i massimi carichi raggiunti non dipendono dal quantitativo di armatura presente.

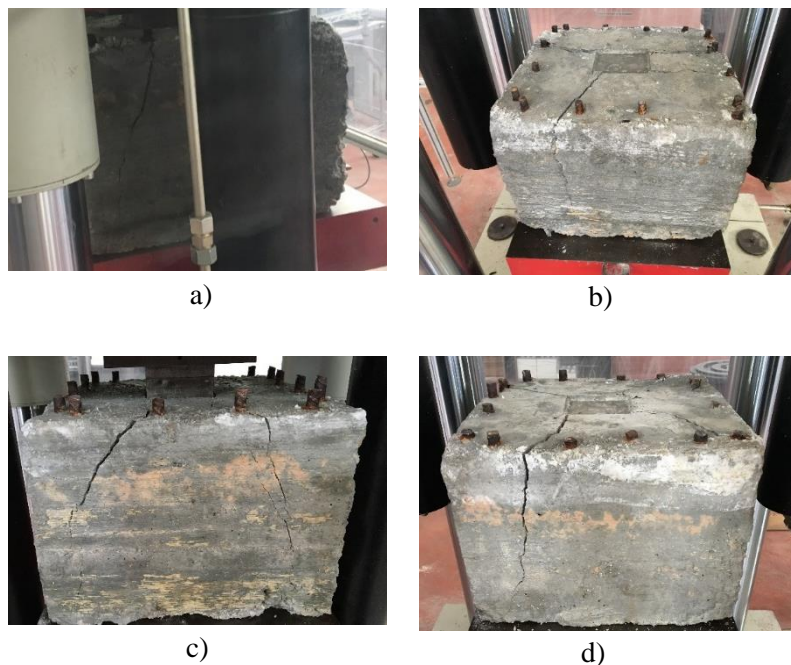


Figura 5.12 – Quadro fessurativo del plinto avente altezza $h=30$ cm e con armatura: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 14 mm; d) 16 mm.

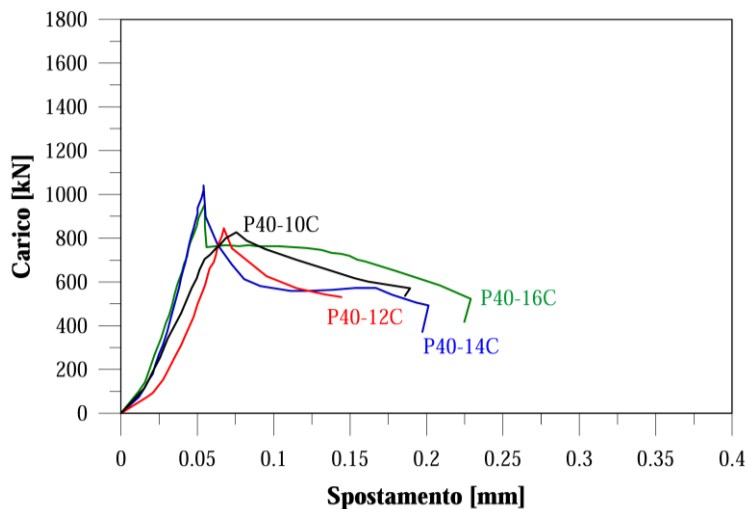


Figura 5.13 – Curva carico-spostamento dei plinti aventi altezza $h=40$ cm e con armatura corrosa.

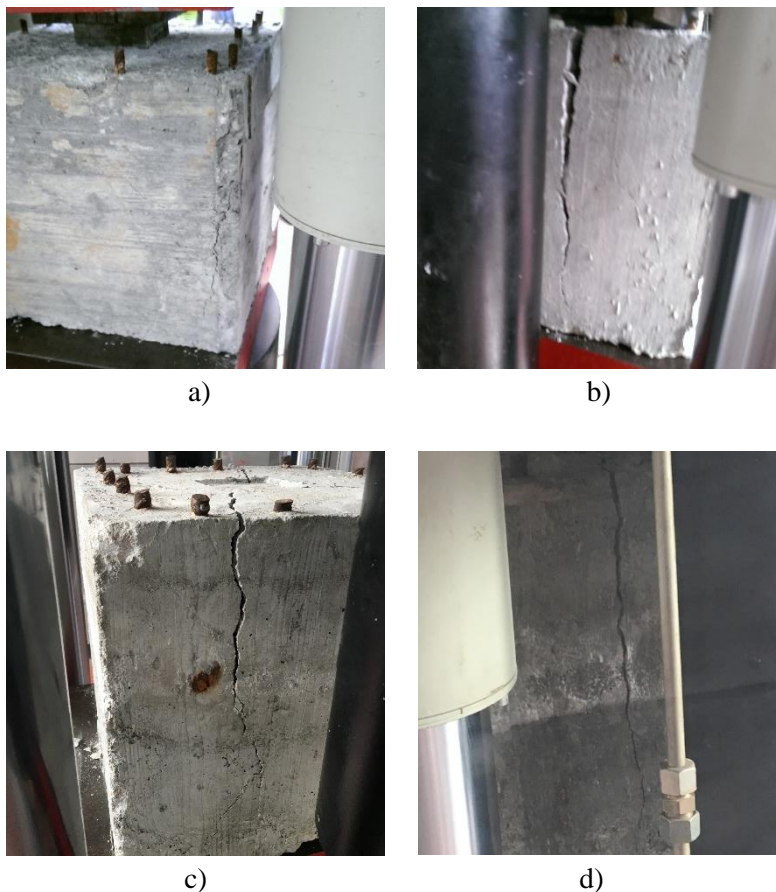


Figura 5.14 – Quadro fessurativo del plinto avente altezza $h=40$ cm e con armatura: a) 10 mm; b) 12 mm; c) 14 mm; d) 16 mm.

Si riportano in Figura 5.15 i risultati i risultati relativi alla variazione del carico ultimo in funzione della percentuale geometrica di armatura.

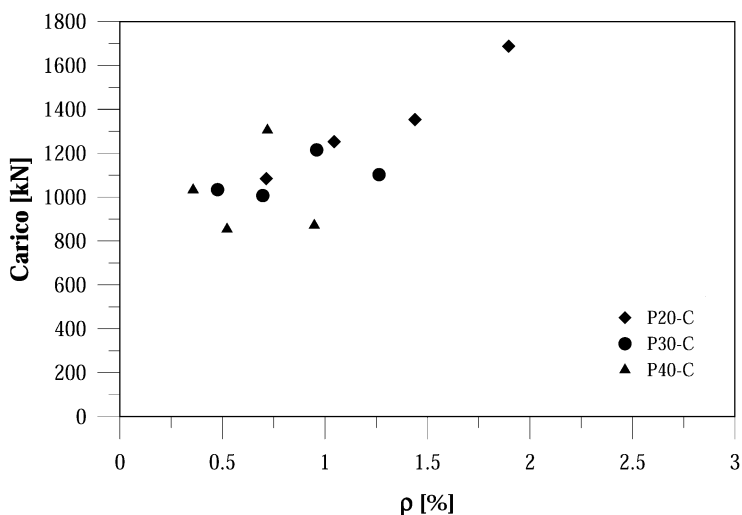


Figura 5.15 – Variazione del carico ultimo in funzione della percentuale geometrica d'armatura: elementi con armatura corrosa.

Da tale grafico è possibile evidenziare che, anche in presenza di corrosione, per i plinti aventi altezza $h=20$ cm, governati da un meccanismo resistente prevalentemente a trave, il carico massimo risulta funzione dell'armatura presente e di conseguenza il massimo valore corrisponde all'elemento maggiormente armato. Per i plinti della serie P30-C il meccanismo resistente risulta intermedio tra quello a trave (meccanismo con quattro mensole indipendenti) e quello a traliccio (tirante-puntone). Pertanto i valori del carico massimo registrati non sono più strettamente dipendenti dall'armatura presente, ma sono legati alla resistenza a compressione del puntone che è poco influenzato dal processo di corrosione innescato. Infine, anche per gli elementi della serie P40-C il massimo carico non è risultato dipendente dal quantitativo di armatura presente all'interno dell'elemento.

5.4 Confronto delle risposte sperimentali dei plinti in presenza ed in assenza di corrosione

Nel seguente paragrafo si mostrano i confronti tra i risultati relativi ai plinti corrosi.

In Figura 5.16 si mostra il confronto tra i risultati sperimentali relativi ai plinti P20-10 NC e P20-10 C.

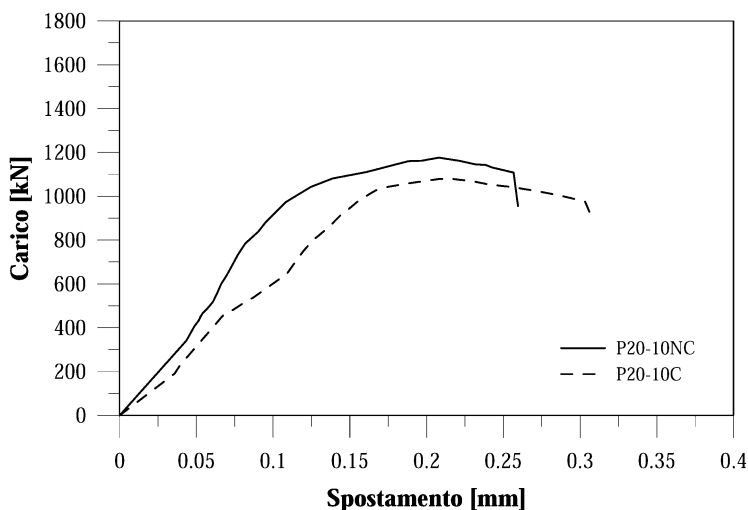


Figura 5.16 – Confronto dei risultati sperimentali dei plinti con altezza 20 cm ed armatura 10 mm, corrosa e non corrosa.

Dalla Figura 5.16 è possibile osservare che la corrosione delle barre di armatura ha provocato una lieve riduzione del carico ultimo del plinto P20-10C rispetto al caso di barre non corrose e della rigidezza rispetto al plinto P20-NC. Tali risultati sono in accordo con le ipotesi sulla crisi degli elementi governata dalle barre e, conseguentemente, dalla loro corrosione.

In Figura 5.17 si riporta il confronto tra i risultati sperimentali tra il plinto avente altezza 30 cm con armature di diametro 10 mm corrose e non corrose. Così come riscontrato per il caso di plinto con altezza 20 cm, si evidenzia una riduzione del carico ultimo di circa il 10% in

presenza di barre corrose e una rigidezza più elevata per il plinto con barre non degradate.

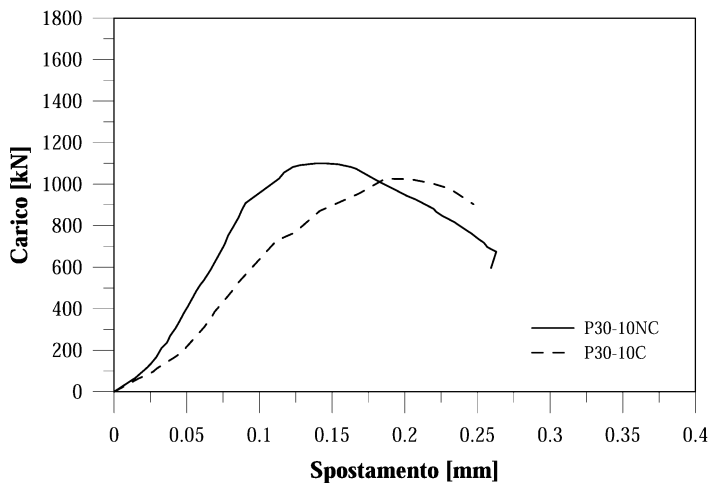


Figura 5.17 – Confronto dei risultati sperimentali dei plinti con altezza 30 cm ed armatura 10 mm, corrosa e non corrosa.

In Figura 5.18 si riportano i risultati relativi al caso di plinti aventi altezza 40 cm ed armatura con diametro 16 mm.

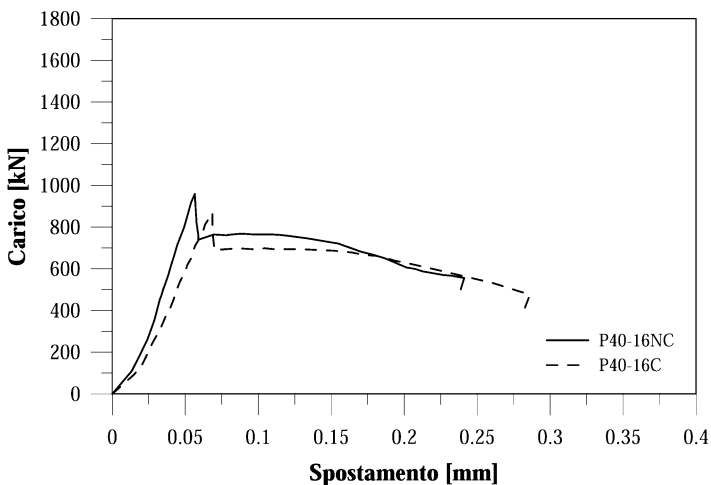


Figura 5.18 – Confronto dei risultati sperimentali dei plinti con altezza 40 cm ed armatura 16 mm, corrosa e non corrosa.

Il comportamento meccanico, per entrambi gli elementi è caratterizzato dalla formazione di un puntone resistente. Il plinto con armatura non corrosa mostra una maggiore rigidità ed un carico massimo superiore rispetto al plinto con armatura corrosa.

5.5 Confronto teorico-sperimentale

Nel seguente paragrafo si riportano i confronti tra i risultati sperimentali relativi alle prove effettuate sui plinti di fondazione mostrati nei paragrafi precedenti e quelli ottenuti tramite il modello mostrato al paragrafo 3.6. I parametri relativi alla corrosione sono stati valutati in accordo a quanto riportato al Capitolo 2.

Per i plinti di altezza 20 cm ed armatura non corrosa si riportano in Figura 5.19, i risultati relativi al confronto analitico-sperimentale. Come si evince dal confronto, il modello analitico riesce a riprodurre con un buon livello di approssimazione il comportamento dei plinti prevedendo il carico ultimo e la rigidità dell'elemento. In alcuni dei casi il modello sottostima lo spostamento ultimo.

Analogamente, per i plinti di altezza 20 cm ed armatura corrosa, si riportano in Figura 5.20 i risultati relativi al confronto analitico-sperimentale per i plinti aventi altezza 20 cm ed armatura corrosa. Da tale confronto emerge un buon accordo tra i dati sperimentali e quelli ottenuti utilizzando il metodo proposto sia in termini di carico ultimo che di rigidità. Il confronto tra i risultati analitici ottenuti con i modelli di calcolo ed i valori sperimentali relativi ai plinti aventi altezza 30 cm ed armatura non corrosa è riportato in Figura 5.21. Anche per tale tipologia di plinti è possibile osservare come il modello riesca a prevedere sia il carico ultimo che la rigidità degli elementi, sottostimando, in alcuni casi, lo spostamento ultimo.

In Figura 5.22 si riportano i confronti relativi ai plinti aventi altezza 30 cm ed armatura corrosa. Anche in questo caso, il modello analitico riesce a prevedere il valore di carico ultimo di tutti gli elementi e la rigidità, sottostimando il valore di spostamento ultimo.

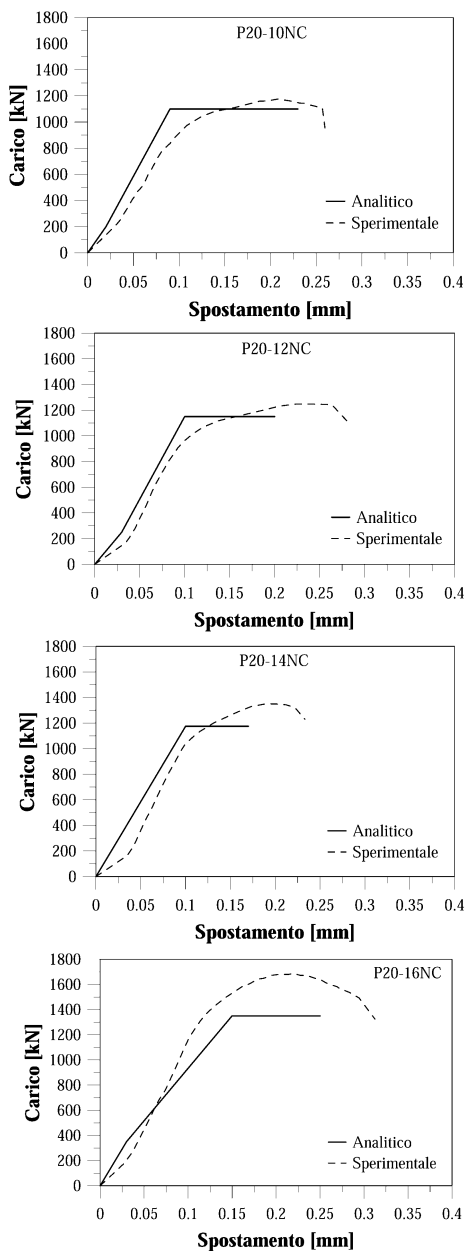


Figura 5.19 – Confronto analitico-sperimentale dei risultati relativi ai plinti aventi altezza 20 cm ed armatura non corrosa.

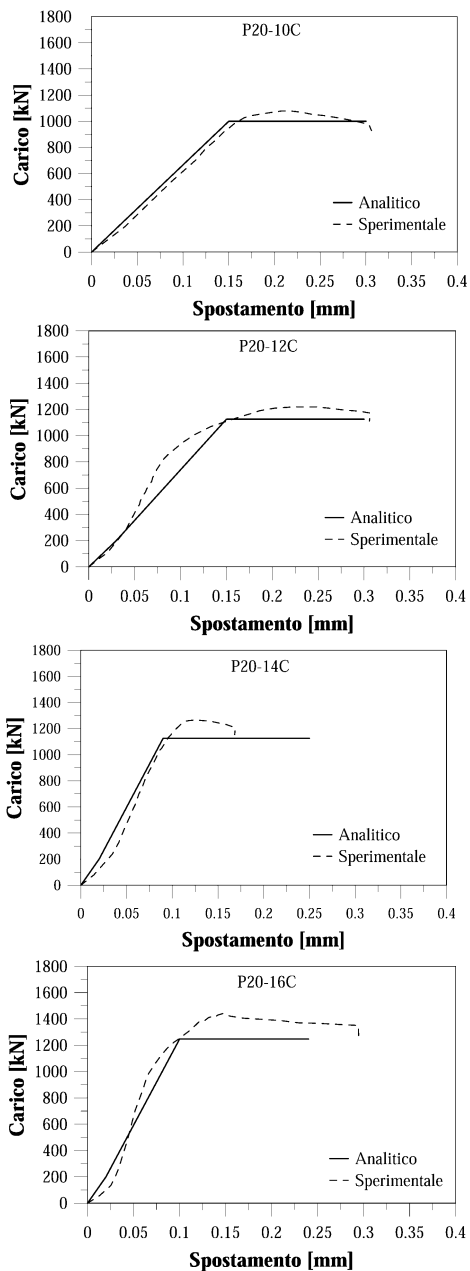


Figura 5.20 – Confronto analitico-sperimentale dei risultati relativi ai plinti aventi altezza 20 cm ed armatura corrosa.

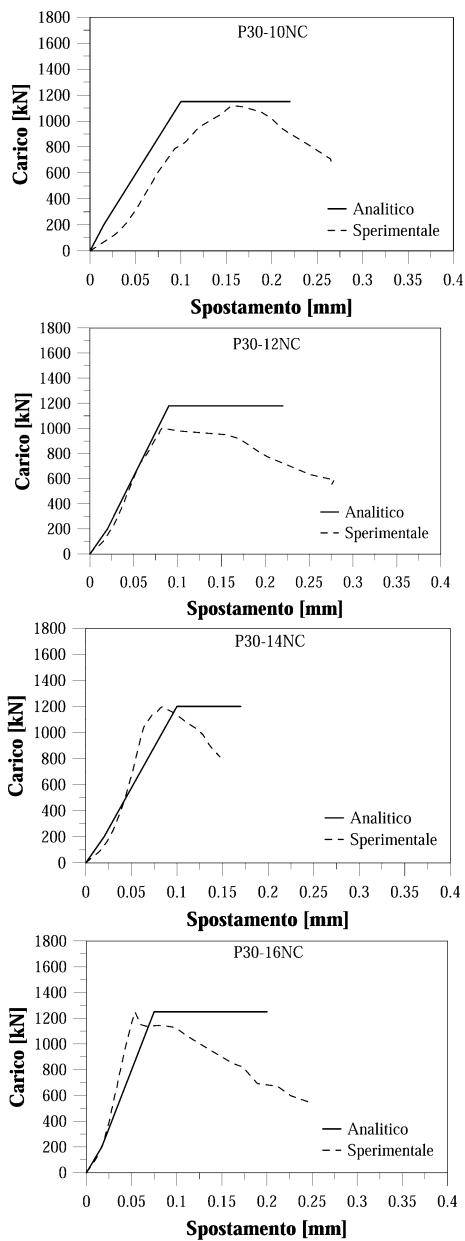


Figura 5.21 – Confronto analitico-sperimentale dei risultati relativi ai plinti aventi altezza 30 cm ed armatura non corrosa.

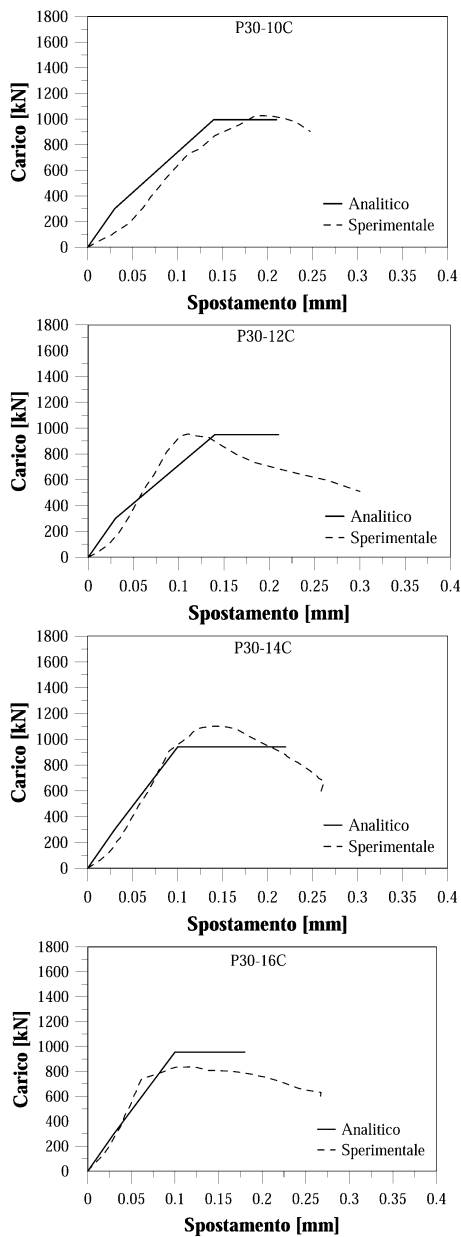


Figura 5.22 – Confronto analitico-sperimentale dei risultati relativi ai plinti aventi altezza 30 cm ed armatura corrosa.

6. Conclusioni

Nella presente tesi si è studiato il comportamento strutturale di elementi in cemento armato con armatura corrosa attraverso analisi teoriche e sperimentali.

La corrosione rappresenta uno dei principali fenomeni di degrado delle strutture in cemento armato. Essa provoca la fessurazione del calcestruzzo con conseguente riduzione della resistenza a compressione, la riduzione della capacità resistente degli elementi strutturali e la riduzione dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo.

Le attuali normative internazionali non forniscono, tuttavia, strumenti adeguati per valutare gli effetti di tale fenomeno sulla capacità degli elementi strutturali in cemento armato. La letteratura esistente affronta tale problematica attraverso complesse analisi numeriche basate sulla conoscenza dei legami costitutivi dei materiali degradati. Lo scopo della presente tesi è quello di valutare gli effetti della corrosione sui principali elementi strutturali (travi, pilastri e plinti di fondazione) attraverso formulazioni semplificate e di pratico uso ingegneristico.

Ci si è, quindi, concentrati sul comportamento flessionale ed a taglio di travi in cemento armato soggetti a corrosione da carbonatazione e da cloruri pervenendo alla costruzione di legami costitutivi degli elementi a mezzo di diagrammi momento-curvatura e carico-freccia e si sono eseguiti dei confronti con i dati sperimentali disponibili in letteratura.

Analogamente, si è analizzato il comportamento a pressoflessione di pilastri con armatura corrosa attraverso la costruzione del dominio momento flettente-sforzo normale.

I modelli di calcolo proposti sono stati calibrati sulla base dei risultati sperimentali per le riduzioni delle resistenze dei materiali, in modo da riprodurli con un buon livello di approssimazione.

Si è, quindi, condotta una campagna sperimentale di prove su plinti compressi di fondazione di forma quadrata, aventi lato 40 cm ed altezze di 20, 30 e 40 cm con diverse armature di diametro 10, 12, 14 e 16 mm, sottoposti a compressione centrata e soggetti a processi corrosivi da cloruri. Si è esaminato l'effetto dell'altezza degli elementi e del rapporto geometrico di armatura sulla portanza dei plinti e si sono ricavate le curve carico-accorciamento ed i quadri fessurativi fino a rottura.

Il confronto tra i risultati sperimentali e quelli ottenuti con i modelli analitici per i plinti di fondazione con armatura corrosa ha mostrato un buon accordo sia in termini di carico ultimo che di rigidezza.

Nel dettaglio, dall'analisi dei risultati sperimentali è emerso che:

- Nel caso dei plinti aventi altezza pari a 20 cm la rottura è governata dalla resistenza flessionale delle barre ed il meccanismo resistenza è a trave con la formazione di quattro mensole indipendenti. Nel caso di elementi corrosi è emersa una riduzione pari a circa il 15% del carico ultimo, dovuto alla riduzione dell'area delle barre per effetto della corrosione indotta. Analogamente per i plinti di altezza pari a 30 e 40 cm la rottura risulta intermedia tra quella con meccanismo a trave e quella con formazione del traliccio resistente tirante-puntone. Tuttavia, anche in questo caso, si evidenzia una riduzione più contenuta del carico ultimo degli elementi con armatura corrosa, legato anche ad una riduzione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, per effetto della fessurazione indotta dall'aumento di volume delle barre. In particolare, negli elementi corrosi è emersa una riduzione del carico ultimo pari a circa il 20%.
- Nel caso delle travi con armatura corrosa è possibile osservare una riduzione del carico ultimo e di rigidezza, in funzione del

livello di corrosione raggiunto; si ha, inoltre, una riduzione della duttilità dovuta, principalmente, alla riduzione della deformazione ultima dell'acciaio ed in parte alla riduzione della lunghezza di cerniera plastica.

Inoltre, è stato riscontrato, che la resistenza a taglio per una trave con perdita media di massa delle barre del 20% si riduce, rispetto al caso di armatura non corrosa, fino al 20%.

- Nel caso dei pilastri è possibile osservare una riduzione della capacità resistente in pressoflessione anche dell'ordine del 50% per gli elementi maggiormente degradati. Si riscontra, infatti, una perdita della capacità resistente in compressione legata ad un progressivo aumento della lunghezza critica della barra, che causa instabilità prematura della stessa.

Bibliografia

Aldridge, W. W., Jaffarzadeh, M., Farhadi, K. (1970) "Effect of corrosion and bar spacing on bond properties of reinforcing bar in concrete." *University of Oklahoma Research Institute*.

Aligizaki, K. K. (1999). "Modeling of concrete cracking due to corrosion of embedded reinforcement." *Ph.D. Thesis, Pennsylvania State University*.

Almusallam, A. A., Al Gahtani A. S., Aziz, A. R., Dakhil F. H., Rasheeduzzafar, P. (1996). "Effect or reinforcement corrosion on flexural behavior of reinforced concrete slabs". *ASCE J. Mater. Civil Eng.*, 8(3), 123-127.

Almusallam, A. A. (2001). "Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars." *Constr. Build. Mat.*, 15, 361-368.

Alonso, C., Andrade, C., Rodriguez, J., Diez, J. M. (1998). "Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion." *Mater. Struct.*, 31, 435-441.

Al-Sulaimani, G. J., Kaleemullah, M., Basunbul, A., I., Rasheeduzzafar (1990). "Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members." *ACI Struct. J.*, 87(2), 220-231.

Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J. (1993). "Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I-Experimental test." *Mater. Struct.*, 26, 453-464.

Andrade, C., Alonso, C., Molina, F. J. (1993). "Cover cracking as a function of bar corrosion: Part II-Numerical model." *Mater. Struct.*, 26, 532-548.

Andrade, C., Alonso, C. (1996). "Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site." *Constr. Build. Mater.*, 10(5), 315-328.

Andrade, C., Alonso, C. (2001). "On-site measurements of corrosion rate of reinforcements." *Constr. Build. Mater.*, 15, 141-145.

ASTM A615-89, Standard specifications for deformed and plain billet-steel bars for concrete reinforcement, Vol 1.04

Auyeung, Y., Balaguru, P., Chung, L. (2000). "Bond behavior of corroded reinforcement bars." *ACI Mater. J.*, 97(2), 214-220.

Bae, S. W., Belarbi, A., Myers, J. J. (1999). "Performance of corrosion-damaged RC columns repaired by CFRP sheets." *ACI Spec. Publ. SP-230*, 82, 1447-1464.

Bazant, Z. P. (1979). "Physical model for steel corrosion in concrete sea structures-theory." *J. Struct. Div.*, 1137-1153.

Bazant, Z. P. (1979). "Physical model for steel corrosion in concrete sea structures-application." *J. Struct. Div.*, 1155-1165.

Bergmann, R., Matsui, C., Meinsma, C., Dutta, D. (1995). "Design guide for concrete filled hollow section columns under static and seismic loading." *Verlag TUV Rheinald, Cologne*.

Bhargava, K., Ghosh, A. K., Mori Y., RAmanujam S. (2005). "Modeling of time to corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures." *Cem. Concr. Res.*, 35, 2203-2218.

Cabrera, J. G., Ghoddoussi, P. (1992). "The effect of reinforcement corrosion on the strength of steel/concrete bond." *Proc. Int. Conf. Bond in Concrete, CEB, Riga, Latvia, 10-11-10-24*.

BE95-1347/r17, (2000). "Probabilistic performance based durability design of concrete structures. DuraCrete final technical report." *The European Union- Brite EuRam III; 2000*.

Cairns, J., Millard, S. (1999). "Section 13.2: Reinforcement corrosion and its effect on residual strength of concrete structures." *Proc. 8th Int. Conf. On Structure Faults and Repair, M. Forde, ed., Engineering Technics Press, Edinburgh, U.K., CD-ROM*.

Cairns, J., Plizzari, G. A., Du, Y., Law, D. W., Franzoni C., "Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement." *ACI Mater. J.*, 102(4), 256-264.

Campione G. (2008). "Simplified flexural response of steel fiber-reinforced concrete beams." *ASCE Struct. J.* 20(4), 283-293.

Campione, G., Cannella, F., Minafò, G. (2016). "A simple model for the calculation of the axial load-carrying capacity of corroded RC columns." *Mater. Struct.* 49: 1935.

Campione, G., Cannella, F., Cucchiara, C. (2017). "Simplified model for compressive response of RC column footing with square cross-section." *Eng. Struct.*, 148, 936-948.

Campione, G., Cannella, F., Cavaleri, L., Ferrotto, M. F. (2017). "Moment-axial force domain of corroded R.C. columns." *Mat. Struct.*, 50: 21.

Campione, G., Cannella, F., Cavaleri, L. (2017). "Shear and flexural strength prediction of corroded R.C. beams.", *Constr. Build. Mater.*, 149, 395-405.

Capè, M. (1999). "Residual service-life assessment of existing R/C structures." *MS Thesis, Chalmers Univ. Of Technology*.

Capozucca, R. (1995). "Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion." *Constr. Build. Mat.*, 9(5), 295-303.

Castel, A., François, R., Arliguie, G. (2000). "Mechanical behavior of corroded reinforced concrete beams. II: Bond and notch effects." *Mater. Struct.*, 33, 545-551.

Chernin, L., Val, D. V. (2011). "Prediction of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures." *Constr. Build. Mat.*, 25, 1854-1869.

Comité Euro-International du Béton-Federation International du Béton (CEB-FIB). (1993). "Model Code 90", *Bulletin 203, Lausanne, Switzerland*.

Coronelli, D., Gambarova, P. (2004). "Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling and guidelines." *ASCE J. Struct. Eng.*, 130(8), 1214-1224.

Daly, A. F. (1995). "Effects of accelerated corrosion on the shear behaviour of small scale beams." *TRL Research Report PR/CE/97/95, Fib Bulletin 10*.

Dhokal, R. P., Maekawa, K. (2002). "Modeling of postyield buckling of reinforcement." *ASCE J. Struct. Eng.*, 128(9), 1139-1147.

Dhokal, R. P., Maekawa, K. (2002). "Path-dependent cyclic stress-strain relationship of reinforcing bar including buckling." *Eng. Struct.*, 24, 1383-1396.

Eurocode 4. (1994). "Progettazione delle sezioni composte acciaio-calcestruzzo". EN 1994-1-1.

Federation Internazional du Béton FIB (2000). "Bond of reinforcement in concrete." State of art – report. *Bulletin 10, Task Group Bond Models, Lausanne (CH)*.

Federation Internazionale del Béton FIB (2003). "Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings.", *Bulletin 24, Lausanne (CH)*.

Gonzales, J. A., Andrade, C., Alonso, Feliu, S. (1995). "Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement." *Cem. Concr. Res.*, 25(2). 257-264.

Guo, A., Li, H., Ba, X., Guan, X., Li, H. (2015). "Experimental investigation on the cyclic performance of reinforced concrete piers with chloride-induced corrosion in marine environment." *Eng. Struct.*, 105, 1-11.

Kashani, M. M., Crewe, A. J., Alexander N. A. (2012). "Stress-strain response of corroded reinforcing bars under monotonic and cyclic loading". Acts of 15 WCEE of Lisboa.

Kearsley, E. P., Joyce, A. (2015). "Effect of corrosion products on bond strength and flexural behaviour of reinforced concrete slabs." *Journal of the South african institution of civil engineering*, 56(2), 21-29.

Khan, I., François, R., Castel, A. (2014). "Experimental and analytical study of corroded shear-critical reinforced concrete beams." *Mater. Struct.*, 47, 1467-1481.

Leonhardt, F. (1980). "C.a. & c.a.p. Calcolo di progetto e tecniche costruttive." *Edizioni studio M & B*.

Liu, T., Weyers, R. W. (1998). "Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures." *Cem. Concr. Res.*, 28(3), 365-379.

Mancini, G., Tondolo F. (2014). "Effect on bond degradation due to corrosion – a literature survey." *Struct. Conc.*, 15(3), 408-418.

Mander J. B., Priestley J. N., Park R. (1988). "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *ASCE J. Struct. Eng.*, 114(8), 1804-1826.

Mangat, P. S., Elgarf, M. S: (1999). "Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams." *Mater. Struct.*, 32(216), 89-97.

Maslehuddin, M., Ibrahim, I. M., Al-Sulaimani, G. J., Al-Mana, A. I., Abduljauwad, S. N. (1990). "Effect of rusting of reinforcing steel on its mechanical properties and bond with concrete." *ACI Mater. J.*, 496-502.

Morinaga, S. (1990). "Prediction of service life on reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel." *Proceedings of the 5th international conference on durability of building materials and components, Brighton, UK*, 5-16.

Ou, Y., Chen H. H. (2014). "Cyclic behaviour of reinforced concrete beams with corroded transverse steel reinforcement." *ASCE J. Struct. Eng.*, 140(9),

Ou, Y., Nguyen N. D. (2014). "Plastic hinge length of corroded reinforced concrete." *ACI Struct. J.*, 111(5), 1049-1057.

Palsson, R., Mirza, M. S. (2002). "Mechanical response of corroded steel reinforcement of abandoned concrete bridge." *ACI Struct. J.*, 99(2), 157-162.

Papia, M., Russo, G., Zingone, G. (1988). "Instability of longitudinal bars in RC columns." *ASCE J. Struct. Eng.*, 114, 445-461.

Pedferri, P., Bertolini, L. (2000). "La durabilità del calcestruzzo armato". *McGraw-Hill Editore*.

Razvi, S., Saatcioglu, M. (1999). "Confinement model for high-strength concrete." *ASCE J. Struct. Eng.*, 125(3), 281-288.

Rodriguez, J., Ortega, L., Garcia, A. (1994). "Corrosion of reinforcing bars and service life of RC structures. Corrosion and bond deterioration." *Proc. Int. Conf. on Concrete across Borders*. Vol. II, 315-326.

Rodriguez, J., Ortega, L., Casal, J. (1996). "Load-carryin capacity of concrete columns with corroded reinforcement." *Fourth international symposium on the corrosion of reinforcement in concrete structures, Cambridge, UK*, 220-223.

Rodriguez, J., Ortega, L. M., Casal, J., Diez, J. M. (1996). "Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures." *Proceedings of 7th internation conference on durability of building materials and components, Stockholm, Sweden*, 117-126.

Rodriguez, J., Ortega, L. M., Casal, J. (1997). "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement." *Constr. Build. Mat.*, 11(4), 239-248.

SIA 262, Concrete structures. Code, Swiss society of engineers and architects, Zurich. 2003.

Song, H. W., Saraswathy, B. (2007). "Corrosion monitoring of reinforced concrete structures- a review." *Int. J. Electrochem. Sci.*, 2, 1-28.

Stanish, K., Hooton, R. D., Pantazopoulou, S. J. (1999). "Corrosion effects on bond strength in reinforced concrete.", *ACI Struct. J.*, 96(6), 915-921.

Stern, M., Geary, A.L. (1957). "Electrochemical polarization: I. A. theoretical analysis of the shape of the polarization curves." *J. Electrochem. Soc.*, 104(1), 56-63.

Stewart, M. G. (2004). "Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure". *Struct. Safety*, 26(4), 453-470.

Stewart, M. G. (2009). "Mechanical behaviour of pitting corrosion of flexural and shear reinforcement and its effect on structural reliability of corroding RC beams". *Struct. Safety*, 31, 19-30.

Tapan, M., Aboutaha, R. S. (2008). "Strength evaluation of deteriorated RC bridge columns." *J. Bridge Eng.*, 13(3), 226-236.

Tapan, M., Aboutaha, R. S. (2011). "Effect of steel corrosion and loss of concrete cover on strength of deteriorated RC columns." *Constr. Build. Mater.*, 25, 2596-2603.

Turnbull, A. (1993). "Review of modeling of pit propagation kinetics." *Br. Corros. J., London*, 28(4), 297-308.

Tuutti, K. (1982). "Corrosion of steel in concrete." *Fo 4.82, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden*.

UNI EN 12390-3:2009, "Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini".

Uomoto, T., Tsoji, K., Kakizawa, T. (1984) . "Deterioration mechanism of concrete structures caused by corrosion of reinforcing bars." *Trans. Jpn. Concr. Inst.*, 6, 163-170.

Uomoto, T., Misra, S. (1984). "Behaviour of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars takes place." *Detriot: ACI Spec. Publ. SP-109, American Concrete Institute*, 127-146.

Val, D. V. (2007). "Deterioration of strength of RC beams due to corrosion and its influence on beam reliability." *ASCE J. Struct. Eng.*, 133(9), 1297-1306.

Val, D. V., Chernin L. (2009). "Serviceability reliability of reinforced concrete beams with corroded reinforcement." *J. Struct. Eng.*, 135(8), 896-905.

Vecchio, F. J., Collins, M. P. (1986). "The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear." *ACI J.*, March-April 1986, 219-226.

Vidal, T., Castel, A., François, R. (2004) "Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete". *Cem. Concr. Res.*, 34, 165-174.

Wang, X. H., Liang, F. Y. (2008). "Performance of RC columns with partial length corrosion." *Nucl. Eng. Des.*, 238(12), 3194-3202.

Webster, M. P., Clark, L. A. (2000). "The structural effect of corrosion – an overview of the concrete structures in marine environment." *In: Proceeding of concrete communication, Birmingham, UK*, 409-421.

Yohai, L., Valcarel, M. B., Vazquez, M. (2016). "Testing phosphate ions as corrosion inhibitors for construction steel in mortars." *Electrochimica Acta* 202, 316-324.

Zandi Hanjari, K., Kettel, P., Lundgren, K. (2011). "Analysis of mechanical behavior of corroded reinforced concrete structures." *ACI Struct. J.*, 108(5), 532-541.