

POLITECNICO DI TORINO
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria CIVILE



Tesi di Laurea Magistrale

**ANALISI DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI
UNA PILA DA PONTE A SEZIONE SCATOLARE
SOGGETTA A CORROSIONE**

Relatore:

Ing. Fabio DI TRAPANI

Correlatore:

Prof. Gabriele BERTAGNOLI

Candidato:

Cristian Dario Agudelo Porras
Matricola S239107

Anno Accademico 2018/2019

INDICE

INTRODUZIONE	1
1. INTRODUZIONE ALLA DURABILITÀ E DEGRADO STRUTTURALE	5
1.1 Degrado del cemento armato	6
1.1.1 Attacco Chimico.....	6
1.1.2 Cicli di gelo e disgelo.....	7
1.1.3 Corrosione dell'armatura	7
1.1.4 Decalcificazione o Dilavamento del calcestruzzo	8
1.2 Durabilità – prescrizioni tecniche	9
1.2.1 Classe di esposizione	9
1.2.2 Valori limiti raccomandati per la composizione del CLS.....	12
1.3 Caso storico di collasso per degrado.	14
2. CORROSIONE E MODELLI PREDITTIVI	17
2.1 Generalità della corrosione	18
2.1.1 Tipi di reazioni corrosive.....	18
2.1.2 Caratteristica anodica e catodica.	18
2.1.3 Processo di corrosione dell'armatura di rinforzo.	20
2.2 Carbonatazione	22
2.3 Corrosione dagli ioni di cloruro.	29
2.4 Modelli predittivi dell'innesco e propagazione della corrosione.	33
2.4.1 Modello di iniziazione della corrosione.....	34
2.4.1.1 Gauss Error Function erf.....	36
2.4.2 Modello della propagazione della corrosione.	37
2.4.3 Modelli per il calcolo della capacità residua delle armature corrosi.....	41
2.3.4 Modelli per gli effetti sul CLS della corrosione	45
3. DEFINIZIONE E PROGETTO DELLA COLONNA DA PONTE IN STUDIO.....	49
3.1 Ubicazione.	50
3.2 Definizione della geometria e delle armature.....	52
3.3 Caratterizzazione della resistenza.	55
3.3.1 Dominio di Resistenza.	55
3.3.2 Diagramma Momento – Curvatura	59
3.3.3 Duttilità.....	60
3.3.4 Dominio di curvatura.....	61
3.4 Caratterizzazione dinamica - Analisi modale.....	63
3.4.1 Modi di vibrare trasversali.....	65

3.4.2 Modi di vibrare longitudinali	68
3.5 Valutazione della corrosione sulla pila di studio	69
3.5.1 Innesco e propagazione della corrosione.....	69
3.5.2 Perdita proprietà meccaniche	74
4. IMPLEMENTAZIONE MODELLO AD ELEMENTI FINITI IN OPENSEES	79
4.1 Specificità del software OpenSees	80
4.1.1 Modellazione OpenSees	81
4.2 Dettagli modello	86
4.2.1 Dettaglio costruzione delle sezioni trasversali	93
4.3 Modellazione del legame di calcestruzzo confinato (Modello Saatcioglu and Razvi (1992))	95
4.4 Parametri per la definizione dei materiali da impostare su OpenSees	100
5. ANALISI E RISULTATI	105
5.1 Caratterizzazione delle sezioni nel tempo.....	106
5.5.1 Diagrammi resistenza	106
5.5.2 Diagrammi Momento – Curvatura.	115
5.5.3 Duttilità nel tempo	118
5.2. Metodologie di analisi relativi alla normativa NTC-08	119
5.3 Analisi Pushover	119
5.3.2 Spettro di Risposta Elastico	121
5.3.3 Definizione Spettro di Risposta Elastico.	123
5.4 Valutazione della richiesta duttilità e verifica.	124
5.4.1 Sistema SDOF equivalente.....	124
5.4.2 Bilinearizzazione della risposta dello SDOF equivalente.	129
5.4.3 Verifica.....	133
5.5 Analisi Time-History.....	137
6. CONCLUSIONI	149
BIBLOGRAFIA	153
RINGRAZIAMENTI.....	157

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1. 1. Classe di esposizione.....	10
Tabella 1. 2. Sotto classificazione classi di esposizione.....	12
Tabella 1. 3. Valori minimi composizione CLS (UNI EN 206).	13
Tabella 1. 4. Copriferro minimo per classi di esposizione (UNI EN 206).	13
Tabella 2. 1. Fattore di regressione di resistenza modificata. (Du, 2015).....	43
Tabella 2. 2. Fattore di regressione di deformazione ultima (Du 2015b). Modificata.	45
Tabella 3. 1. Caratteristiche delle zone.	54
Tabella 3. 2. Carichi trasmessi dell'impalcato del ponte.	54
Tabella 3. 3. Combinazioni di carico applicati in testa.	55
Tabella 3. 4. Delimitazioni campi di deformazione.	56
Tabella 3. 5 Proprietà modi di vibrare.....	65
Tabella 3. 6. Parametri calcolo tempo iniziazione.....	69
Tabella 3. 7. Densità di corrosione e penetrazione media.....	70
Tabella 3. 8. Aree attraverso il tempo delle diverse barre.....	73
Tabella 3. 9. Fattori di regressione tensione di snervamenti e tensione ultima.....	74
Tabella 3. 10. Caratteristiche meccaniche barre rinforzo nel tempo.....	76
Tabella 3. 11. Caratteristiche barre di rinforzo trasversale.....	76
Tabella 4. 1. Proprietà geometriche di ogni sezione.....	88
Tabella 4. 2. Forze laterali per l'analisi Pushover.	91
Tabella 4. 3. Quantità di barre per ogni zona.....	94
Tabella 4. 4. Parametri CLS non confinato 100	100
Tabella 4. 5. Parametri CLS confinato iniziale 100	100
Tabella 4. 6. Parametri CLS confinato per diversi anni.....	102
Tabella 4. 7. Parametri hysteretic material per diversi anni.	103
Tabella 5. 1. Sollecitazione Statiche - Sezione 1.....	107
Tabella 5. 2.Sollecitazione Statiche - Sezione 6.....	108
Tabella 5. 3. Sollecitazione Statiche - Sezione 7.....	109
Tabella 5. 4. Sollecitazione Statiche - Sezione 11.....	110
Tabella 5. 5. Sollecitazione Statiche - Sezione 15.....	111
Tabella 5. 6. Comb. carico sismico - Min N.....	112
Tabella 5. 7. Comb. carico sismico - Max N.....	112
Tabella 5. 8. Valori di N per i diagrammi M- χ	115
Tabella 5. 9. Curvatura rappresentata delle sezioni in tempo.	118
Tabella 5. 10. Duttività delle sezioni nel tempo.	118
Tabella 5. 11. Parametri definizione Spettro di progetto.....	123
Tabella 5. 12. Parametri dello spettro di progetto.....	123
Tabella 5. 13. Proprietà sistema SDOF equivalente.	128
Tabella 5. 14. Parametri caratteristici curva di capacità sistema MDOF e SDOF equivalente.	133
Tabella 5. 15. Parametri Bi lineare equivalente.	133
Tabella 5. 16. Fattore di capacità di duttilità.....	136

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 2. 1. Caratteristica anodica dell'acciaio - pH elevato	19
Fig. 2. 2. Caratteristica catodica dell'acciaio - pH elevato.....	20
Fig. 2. 3. Condizione di corrosione dell'armatura in CLS.	21
Fig. 2. 4. Sequenza della corrosione delle armature.....	22
Fig. 2. 5. Avanzamento della carbonatazione all'interno del cemento.....	23
Fig. 2. 6. Due approcci diversi per descrivere l'avanzamento della carbonatazione	25
Fig. 2. 7. Test colorimetrico con Fenoltaleina.	25
Fig. 2. 8. Profilo di pH per carbonatazione in CLS di copriferro.....	26
Fig. 2. 9. Profondità di carbonatazione cemento Portland per vari rapporti A/C	26
Fig. 2. 10. Coefficiente di diffusione efficace misurato contro RH.	27
Fig. 2. 11. Coefficiente di diffusione efficace misurato contro il rapporto A/C.....	28
Fig. 2. 12. Coefficiente di diffusione efficace misurato contro lo spessore di copriferro.	28
Fig. 2. 13. Provenienza del cloruro nel CLS.....	30
Fig. 2. 14. Concentrazione di cloruro per diversi RH.	31
Fig. 2. 15. Misura dell'ioni liberi di cloruro in funzione degli ioni legati	32
Fig. 2. 16. Tempi di iniziazione per penetrazione di cloruri.....	33
Fig. 2. 17. Funzioni degli errori di Gauss, erf.	37
Fig. 2. 18. Sezione trasversale persa dovuto al Pitting	39
Fig. 2. 19. Resistenza residua barra nuda corrosa.....	42
Fig. 2. 20. Resistenza residua barre corrosa in CLS	42
Fig. 2. 21. Effetto del diametro in barre corrosive	43
Fig. 2. 22. Effetto della corrosione nella deformazione ultima	44
Fig. 3. 1. Viadotto Roccaprebalza (Google.maps).....	50
Fig. 3. 2. Pila viadotto Roccaprebalza (Google.maps).	51
Fig. 3. 3. Impalcato fase costruzione viadotto Roccaprebalza (http://www.spicsrl.it)	51
Fig. 3. 4. Profilo colonna in studio, in mm.	53
Fig. 3. 5. Campi di deformazione di Stato Limite Ultimo.....	55
Fig. 3. 6. Configurazione di SLU. (a) Stato di deformazione (b) Stato tensionale.....	57
Fig. 3. 7. Dominio di resistenza sezione di base.	58
Fig. 3. 8. Deformata e rotazione.....	59
Fig. 3. 9. Diagramma Momento - Curvatura.....	60
Fig. 3. 10. Rotazione asse neutro.....	61
Fig. 3. 11. Dominio di Curvatura – Sezione 1.....	62
Fig. 3. 12. Modi di vibrare.....	66
Fig. 3. 13. Forme modale da Sap2000.	67
Fig. 3. 14. Modello del ponte 3D.	68
Fig. 3. 15. Sezione impalcato viadotto.....	68
Fig. 3. 16. Modo di vibrare in direzione longitudinale.....	69
Fig. 3. 17. Rapporto A/C per la resistenza a compressione (Azichem).....	70
Fig. 3. 18. Densità di corrente di corrosione nel tempo, i_{corr}	71
Fig. 3. 19. Penetrazione media della corrosione nel tempo. Pave.	71
Fig. 3. 20. Variazione dei diametri di interessi nel tempo.	72
Fig. 3. 21. Perdita di massa della barra.....	73
Fig. 3. 22. Tensione di snervamento nel tempo.	74
Fig. 3. 23. Tensione ultima nel tempo.	75

Fig. 3. 24. Sezione trasversale disposizione rinforzo principale.....	77
Fig. 4. 1. Modellazione della plasticità in OpenSees.	81
Fig. 4. 2. Modello Concrete02	82
Fig. 4. 3. Modello Hysteretic.....	82
Fig. 4. 4. Modello ElasticPP.....	82
Fig. 4. 5. Modello a fibre di un elemento	83
Fig. 4. 6. Legami costitutive per le diverse fibre.....	83
Fig. 4. 7. Modello della pila.....	87
Fig. 4. 8. Sezioni delle modello della colonna.....	89
Fig. 4. 9. a. distribuzione della massa. b. Primo modo di vibrazione. c. Forze laterali.....	92
Fig. 4. 10. Definizione della sezione trasversale.....	94
Fig. 4. 11. Distribuzione pressione laterale nella lunghezza dell'elemento	96
Fig. 4. 12. Pressione laterale di confinamentoa	96
Fig. 4. 13. Relazione del coefficiente k_1 in funzione della pressione laterale.....	97
Fig. 4. 14. Pressione di confinamento per una sezione rettangolar.....	98
Fig. 4. 15. Modello legame costitutivo del CLS.....	99
Fig. 4. 16. Variazione legge costitutiva del CLS nel tempo	102
Fig. 4. 17. Variazione legge costitutiva acciaio nel tempo.....	103
Fig. 5. 1. Dominio di Resistenza - Sezione 1.	107
Fig. 5. 2. Dominio di Resistenza - Sezione 6.	108
Fig. 5. 3. Dominio di Resistenza - Sezione 7.	109
Fig. 5. 4. Dominio di Resistenza - Sezione 11.	110
Fig. 5. 5. Dominio di Resistenza - Sezione 15.	111
Fig. 5. 6. Diagrammi a Rossetta comb. di carico sismica N minimo.	113
Fig. 5. 7. Diagrammi a Rossetta comb. di carico sismica N massimo.	114
Fig. 5. 8. Diagramma Momento - Curvatura sezione 1.....	115
Fig. 5. 9. Diagramma Momento - Curvatura sezione 6.....	116
Fig. 5. 10. Diagramma Momento - Curvatura sezione 7.....	116
Fig. 5. 11. Diagramma Momento - Curvatura sezione 11.....	117
Fig. 5. 12. Diagramma Momento - Curvatura sezione 15.....	117
Fig. 5. 13. . Curva di capacità – Esempio.....	120
Fig. 5. 14. Curve di Capacità – Analisi pushover in tempo.....	121
Fig. 5. 15. Spettro di progetto.....	123
Fig. 5. 16. Primo modo vibrazione per a) Sistema reale b)Sistema equivalente.	124
Fig. 5. 17. Curva di capacità. a)sistema reale b)sistema equivalente.....	125
Fig. 5. 18. Curva di Capacità MDOF e SDOF equivalente.....	128
Fig. 5. 19. $S_e(T^*)$ dallo spettro di progetto.....	129
Fig. 5. 20. Bilineare equivalente.	129
Fig. 5. 21. Bilineare equivalente sistema SDOF.	132
Fig. 5. 22. Duttilità richiesta caso 1.....	134
Fig. 5. 23. Duttilità richiesta caso 2.....	135
Fig. 5. 24. Andamento fattore di capacità di duttilità.	136
Fig. 5. 25. Schema della pila con la molla.....	138
Fig. 5. 26. Accelerogrammi scalati – analisi Time - History	140
Fig. 5. 27. Spettri di risposta e Spettro di riferimento	141
Fig. 5. 28. Verifica pressoflessione analisi Time – History.....	144
Fig. 5. 29. Verifica di curvatura.....	146

INTRODUZIONE

Le strutture in calcestruzzo armato (CA) sono maggiormente concepite per un periodo di vita di almeno 50 anni entro i quali le caratteristiche meccaniche e di funzionalità si devono garantire qualsiasi siano le condizioni in cui si verrà sottoposta la struttura, quindi detto in altre parole, si deve garantire una adeguata durabilità* dei materiali che compongono la struttura portante, in cui caso, il calcestruzzo armato (CA).

La durabilità nelle strutture in CA è legata alla capacità di protezione delle armature di rinforzo presenti all'interno del materiale calcestruzzo (CLS) da processi di corrosione provocati dall'attacco degli agenti aggressivi presenti nell'aria, nell'acqua e nel terreno, quindi la durabilità è rigorosamente in relazione all'esposizione ambientale in cui la struttura è costruita.

I cloruri e le calce sono i principali agenti aggressivi che danno passo all'innescano di processi che iniziano a corrodere le armature di rinforzo con la successiva conseguenza di perdita di resistenza e di area affettiva della barra, aumentano con il tempo diventano perdite più importanti. Questo processo determina il degrado a livello strutturale che può portare a collasso, o dover fare delle azioni di manutenzione premature. Quindi diventa estremamente importante capire quale sia il meccanismo di attacco dei diversi agenti, i principali parametri che influiscono, i modelli che consentono predire l'avanzamento della corrosione nelle barre; tutto ciò allo scopo di avere degli strumenti in sufficiente grado di permetterci di fare delle analisi per determinare quale sia la risposta delle strutture alle diverse sollecitazioni quando esse hanno sofferto dei degradi determinati da agenti ambientali.

Sin dal primo capitolo vengono introdotti i principali fenomeni che inducono processi di corrosione sulle armature, si entra in dettaglio con quanto riguarda le reazioni chimiche tra gli agenti esterni, principalmente il cloruro, ed i componenti che conformano il CLS di copertura, sul quale accade la penetrazione dei suddetti agenti aggressivi, allora, in seguito avviene il processo indicato come iniziazione della corrosione; quindi si riportano una serie di studi,

*la durabilità viene definita dal Comitato Intereuropeo Del Calcestruzzo (CEB) e la Federazione Internazionale Del Precompresso (FIP) come l'attitudine dell'opera a sopportare agenti aggressivi di diversa natura mentendo inalterate le caratteristiche meccaniche e funzionali

presenti in letteratura, sui modelli opposti alla determinazione del fenomeno di iniziazione, espresso dal cosiddetto tempo di iniziazione, inteso come il tempo in cui inizia la corrosione sulle barre, e dopo del quale si presenta il fenomeno di propagazione della corrosione, il quale viene rappresentato dalla perdita di massa oppure dalla variazione del diametro. Una volta determinato l'avanzamento della corrosione sulle barre in funzione del tempo, si riportano altri modelli svolti alla fine di calcolare il cambiamento delle proprietà meccaniche tale come la resistenza allo snervamento e resistenza ultima, e la duttilità espressa dalla diminuzione della deformazione ultima.

A questo punto, si trova, anche in letteratura, che l'effetto di confinamento dato dalle barre di staffatura messe in modo tale che danno questo effetto al CLS e mediante il quale avviene un aumento nella resistenza e la duttilità; viene anche esso ridotto dal fatto che l'effetto dipende delle proprietà le opposte staffe; quindi, ridotte le proprietà delle barre viene subito, pure una perdita del suddetto effetto di confinamento; allora, si introducono i principali modelli per terminare gli effetti sulla resistenza del CLS confinato attraverso il tempo. Per completezza si espongono anche gli effetti sul CLS di copertura i quali riguardano i cracking e il distacco di pezzi di CLS, dopodiché vengono accennati dei modelli proposti per il calcolo di tali effetti, anche se dopo, nell'analisi posteriore sul caso di studio non se ne tiene conto di questo effetto per il motivo che verrà spiegato nel rispettivo capitolo sul caso studio.

In fine, si può dire che la corrosione non affetta soltanto gli elementi che si corrodono, cioè le barre di rinforzo principale cioè a presso-flessione e le barre di staffatura, cioè che danno resistenza a taglio, ma anche il CLS e la sua resistenza; per tale motivo si può parlare di un deterioro complessivo della struttura in CA al passare degli anni.

Questa tesi è mirata alla valutazione del comportamento strutturale di una pila da ponte a sezione scatolare in termini di capacità portante misurata mediante la resistenza e di duttilità attraverso il tempo quando viene assunto un meccanismo di corrosione nelle barre di rinforzo dovuto alla penetrazione di ioni di cloruro all'interno del CLS; in fine si valuta la risposta sismica attraverso gli analisi non lineari di natura statica e dinamica; quindi, a modo di verifica, si controlla che la struttura soddisfi le richieste a cui viene sottoposta quando viene soggetta all'attacco corrosivo.

Per raggiungere questo obiettivo, viene realizzato un modello ad elementi finiti nel codice di calcolo OPENSEES, che impiega per la definizione delle sezioni trasversali delle fibre. A modo di confronto viene realizzato lo stesso modello sul programma di calcolo SAP2000.

Prima di presentare il modello ad elementi finiti (capitolo 4), si riporta nel capitolo 3 tutte le specificazioni strutturali e geometriche della pila da ponte da analizzare. Inoltre, si introduce dal punto di vista concettuale l'approccio di caratterizzazione della resistenza e della duttilità attraverso il dominio di resistenza, diagramma momento – curvatura, e la definizione formale di duttilità per una generica sezione; si continua con la caratterizzazione dinamica della pila, cioè si procede con un'analisi modale in cui si identificano i modi di vibrare e i periodi. In fine, già definiti le proprietà del CLS e del rinforzo, si procede con la definizione del processo corrosivo calcolando il cambiamento delle proprietà in funzione del tempo.

Nel capitolo 4, si introduce prima di tutto il codice di calcolo, spiegando in dettaglio i comandi e parametri fondamentali da impostare per avviare l'analisi numerica con cui opera OpenSees. In seguito, viene definito formalmente il modello della pila previamente introdotta, le sezioni in cui è stata suddivisa e il modo in cui esse vengono definiti all'interno del codice, le loro proprietà geometriche e strutturali. Si introduce il modello per la definizione del CLS confinato. Si definiscono i modelli da OpenSees per la definizione delle leggi costitutive del CLS e acciaio di rinforzo; per ultimo, per gli anni in cui si svolgono le analisi, vengono riportati i parametri atti alla loro definizione.

Il capitolo 5, analisi e risultati, presenta in breve in accordo con la NTC08 le metodologie atti alla valutazione sismica nelle strutture, definendo le differenze fra analisi lineare e non lineare, statica e dinamica. L'approccio per l'analisi del caso in studio è non lineare prima di tipo dinamico, per il quale si esegue un'analisi *Time – History* bi-direzionale tenendo conto della rigidità data dall'impalcata nelle due direzioni; allora, sono definiti una serie di diversi accelerogrammi scalati secondo lo spettro di progetto per luogo. Si esegue, dopo l'analisi di tipo statico detto anche *Pushover*, tramite il quale si caratterizza il sistema in termini di la resistenza e duttilità attraverso la cosiddetta la curva di capacità, questa analisi si ripete per i diversi anni in considerazione. Definita la curva di capacità, si passa alla bilineare equivalente, facendo uso delle proprietà dinamiche già definite dall'analisi modale, tramite la quale si procede con un controllo dinamico della duttilità richiesta dallo spettro di progetto.

Si presenta per ultimo il capitolo delle conclusioni in cui vengono riassunti e discussi i risultati ottenuti in precedenza e vengono date delle ulteriori considerazioni.

1 INTRODUZIONE ALLA DURABILITÀ E IL DEGRADO STRUTTURALE

La durabilità delle strutture in cemento armato viene definita secondo la normativa NTC-08 come l'attitudine di sopportare agenti aggressivi di diversa natura mantenendo inalterate le caratteristiche meccaniche e funzionali. A tale proposito viene richiesto in fase di progettazione delle particolarità che devono essere soddisfatte alla fine di evitare il degrado nei componenti in cemento armato.

Il degrado delle strutture può avvenire da diversi processi fisico – chimici che possono innescare una serie di fenomeni atti a ridurre inizialmente le caratteristiche meccaniche e fisiche sia del calcestruzzo, sia dell'armatura di rinforzo; fino a produrre un mal funzionamento degli elementi che compongono il sistema strutturale con la possibile conseguenza di collasso dell'intera struttura.

Il presente capitolo presenta in maniera introduttiva tutti i principali meccanismi che innescano processi di degrado strutturale di diversa natura, tra i quali, la corrosione; gli effetti più importante sulle strutture in CA, vengono, anche, indicati le modalità con cui la normativa italiana (NTC-08) prevede di prevenirli e di soddisfare le richieste di durabilità. Finalmente, viene presentato un caso storico di collasso strutturale a causa della corrosione del rinforzo di un ponte in cemento armato.

1.1 Degrado del cemento armato

Il degrado è la perdita delle proprietà iniziali dei componenti in cemento armato (CA) in termini di resistenza causata da agenti aggressivi presenti in natura, da processi fisico – chimici, ma anche da fattori umani. A continuazione si elencano i principali fenomeni che innescano processi di deterioro delle strutture in CA.

- Attacco chimico.
- Cicli di gelo e disgelo.
- Corrosione dell'armatura.
- Decalcificazione.

1.1.1 Attacco Chimico

Le strutture in CA possono entrare in contatto con sostanze chimiche presenti nell'ambiente, ad esempio: industrie chimiche oppure opere che ritengono acque inquinante, o sostanze che sono presente negli aggregati usati per la fabbricazione del calcestruzzo (CLS).

Gli effetti più importanti sono prodotti dalla reazione chimica che avviene tra lo ione solfuro SO_4^- e sostanze sviluppate nel CLS durante la fase di idratazione, tale come l'idrossido di calcio $Ca(OH)_2$, provocando dei danneggiamenti principalmente nella pasta cementizia perché come risultato della reazione chimica avviene un rigonfiamento del CLS tale che, si riesce ad arrivare alla rottura.

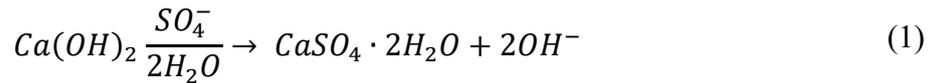
Le reazioni che generano gli effetti più pericolosi quando i solfati penetrano il CLS possono essere riassunti in tre categorie:

1) Reazione tra l'idrossido di calcio e lo ione di solfato con formazione di gesso di grande volume.

2) Reazione tra gli alluminati di calcio idrati e il gesso con formazione di ettringite che provocano importanti incrementi di volume.

3) Reazione tra i silicati idrati di calcio e gesso in presenza di anidride carbonica con formazione di thaumasite, associata a incremento di volume di carattere distruttivo.

per completezza si riporta la prima delle tre reazioni appena descritte.



In cui la componente $2H_2O$ è il gesso che deriva dalla reazione.

1.1.2 Cicli di gelo e disgelo

L'acqua contenuta nei pori del CLS si congela sotto le basse temperatura, in questo processo incrementa il suo volume di circa 9%, non essendoci più spazio nel quale muoversi si generano stati di tensione di trazione all'interno dell'elemento in CA provocandone fessurazioni e distacchi di pezzi.

Secondo la teoria della pressione idraulica, la formazione di ghiaccio all'interno dei pori capillari determina una pressione sull'acqua rimasta liquida, per rilasciare questa pressione l'acqua deve muoversi verso i pori vuoti; la legge di Darcy descrive il legame che esiste tra la pressione e il flusso di acque, dalla quale si può dedurre che la pressione cresce al diminuire della sezioni dei pori, aumentando il percorso che l'acqua deve fare, oppure al crescere del flusso d'acqua, il quale è proporzionale alla velocità con cui si forma il ghiaccio all'interno dei pori; in altre parole, quanto più rapido si raffredda un elemento un CA maggiore sarà il suo danneggiamento rispetto ad un raffreddamento graduale.

1.1.3 Corrosione dell'armatura

La causa più frequente e più diffusa di degrado nelle strutture in CA è la corrosione delle armature presenti all'interno del CLS. La corrosione è un fenomeno di natura elettrochimica, l'ambiente che trova la barra di acciaio all'interno della pasta cementizia è di tipo basico, con un HP, in genere, maggiore di 13, che permette la formazione di un velo protettivo di spessore di grandezza di nanometri, detto fenomeno si denomina *Passivazione* (sul quale si approfondirà più avanti). La presenza di anidride carbonica all'interno dell'impasto cementizio fa sì che il PH della miscela sceda a valori sotto il 9, provocando una distruzione generale del velo protettivo, dopodiché il ferro entra in contatto diretto con l'acqua e l'ossigeno permettendo il fenomeno corrosivo di partire, dunque, questa sostanza determina un effetto diffuso su tutto l'elemento.

La presenza di cloruri invece provoca di solito un fenomeno corrosivo localizzato che può determinare delle rotture; si fa notare che se il tenore di cloruro è elevato può innescare anche degli effetti di tipo diffuso.

L'effetto della corrosione è direttamente legato al concetto di vita utile della struttura, perciò che è fenomeno che non si può trascurare e del quale si deve tener cura in fase progettuale alla fine di garantire una adeguata resistenza a la penetrazione delle sostanze dette in precedenza. durante la vita delle strutture in CA si distinguono due fasi della corrosione:

- **Innesco:** Fenomeni precedenti che permettono la perdita dell'effetto passivante
- **Propagazione:** Avanzamento della corrosione con perdita di resistenza del rinforzo e danni nel CLS che possono portare a stati limiti o condizioni di degrado non più accettabile determinando la fine della vita utile della struttura.

Su questo argomento si approfondirà nel capitolo seguente in cui spiegherà in dettaglio l'avanzamento delle sostanze (anidride carbonica e cloruro) all'interno della CLS di copriferro; che permettono il fenomeno corrosivo; si tratteranno, inoltre, i modelli per il calcolo delle fasi della corrosione (innesco e propagazione) e i modelli per calcolare il progresso della corrosione nel tempo nelle barre di rinforzo e le conseguenze a livello di perdita di resistenza da parte dell'armatura (riduzione dell'area effettiva e della tensione di snervamento) e del CLS (Perdita di effetto di confinamento delle barre di staffatura, perdita della copertura per cracking).

1.1.4 Decalcificazione o Dilavamento del calcestruzzo

Questo tipo di degrado riguarda principalmente le costruzioni idrauliche a contatto con l'acqua corrente provocando due effetti a seconda del contenuto di anidride carbonica presente nell'acqua. Perdita di materiale e apertura di pori all'interno e di conseguenza il degrado del materiale quando l'acqua è aggressiva, cioè ha un contenuto alto di anidride carbonica; effetto che viene massimizzato dall'erosione dovuta all'acqua in movimento. Dall'altra parte quando il contenuto è basso si ha un effetto incrostante che può causare pericolose ostruzioni nelle tubazioni.

1.2 Durabilità – prescrizioni tecniche

La durabilità si intende come la capacità di una struttura in CA di mantenere le proprietà meccaniche e funzionali nel tempo quando agenti aggressivi presenti nell'ambiente interagiscono con gli elementi che compongono il CLS; dunque la durabilità è strettamente legata alla capacità del CLS di proteggere le armature, perché sono loro gli elementi che determinano un effetto negativo più significativo quando si deteriorano, ovvero quando si corrodono.

La Norma Tecnica per le Costruzioni (NTC-08) prescrive nel capitolo 11.2.11 i requisiti da soddisfare per garantire la durabilità delle strutture in CA in termini di limitare al minimo possibile gli effetti di degrado derivante dei processi descritti nel titolo anteriore. I parametri stabili dalla normativa per consentire la realizzazione strutture durabile sono:

- Resistenza meccanica del CLS, R_{ck} .
- Rapporto massimo A/C (Acqua/Cemento).
- Contenuto minimo di cemento, C.
- Valori minimi di copriferro.
- Regole di manutenzione.

Per definire i minimi che dovranno essere soddisfatti, si richiede, innanzitutto di valutare adeguatamente le condizioni ambientali del sito in cui verrà costruita la struttura, da questa valutazione viene definita la *classe di esposizione*, per la quale sono definiti i limiti inferiori sotto i quali non si riesce a garantire le condizioni sufficienti per ridurre gli effetti del degrado.

Per la definizione della classe di esposizione e le relative prestazioni richiesti la normativa fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul CLS strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, in particolare alla norma UNI 11104 e UNI EN 206-1.

1.2.1 Classe di esposizione

Definire la classe di esposizione rappresenta definire le condizioni ambientali del sito in cui la struttura sarà costruita ed il livello di aggressività, come già visto in precedenza, gioca un ruolo importante del deterioro che può avvenire, e di conseguenza si dovranno prescrivere delle prestazioni maggiori o minore in accordo a detta definizione.

Le norme UNI 11104 e UNI EN 206-1 stabiliscono 6 classi di esposizione (tabella 1.1) e dei criteri da eseguire per la definizione sia dell'intera opera che di ognuna delle sue componenti dentro di una delle 6 classi. Allora, le classi di esposizioni vengono poi suddivise in sottoclassi per dare informazione sulla aggressività di detto ambiente, queste sotto classificazione si mostra nella tabella 1.2.

Classe	Ambiente di degrado
X0	Assenza di rischio di corrosione delle armature o di attacco del CLS
XC	Corrosione delle armature indotta da carbonatazione
XD	Corrosione delle armature indotta da cloruri
XS	Corrosione delle armature indotta da cloruri presenti dell'acqua di mare
XF	Degrado del CLS provocato da cicli di gelo/disgelo con o senza sali disgelanti
XA	Attacco chimico del CLS

Tabella 1. 1. Classe di esposizione.

La presente tesi tratterà in dettaglio soltanto le classi XC e XD perché nei riguardi della corrosione, su di esse, la normativa definisce i minimi per i parametri prima definiti alla fine di assicurare la durabilità nel confronto del degrado.

Da quanto assegnato nella tabella 1.2 la determinazione del livello di aggressività, ovvero sottoclassi per le classi di interesse dipende dalle condizioni di umidità dell'ambiente. La UNI 11104 precisa che le condizioni di umidità si devono riferire a quelle presenti a livello del copriferro. La Linee Guida stabilisce quattro classi climatiche sulle quale si indicano i valori medie di umidità relativa e le classifica a seconda del tipo di degrado in considerazione, o della classe di esposizione.

Per la classe di esposizione XC – degrado per carbonatazione, i diversi livelli di umidità si classificano rispetto alle seguenti condizioni:

- Ambiente asciutto o permanentemente bagnato:
 - Interni di edifici con umidità relativa bassa.
 - CC ordinario o precompresso con le superficie all'interno di strutture.
- Ambiente bagnato, raramente asciutto:
 - Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni.

- CC ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
- Ambiente ad umidità moderata:
 - CC ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
- Ambiente con cicli di asciutto e bagnato
 - CC ordinario o precompresso in esterni con superficie soggette ad alternanza di asciutto ed umido.
 - CLS a vista in ambienti urbani
 - Superficie a contatto con l'acqua non compressa nella classe XC2

Invece per la classe di esposizione XD – degrado per i cloruri, si definiscono nel seguente modo:

- Ambiente in umidità moderata:
 - CC ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
- Ambienti bagnato, raramente asciutto:
 - CC ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriali contenente cloruri (piscine).
- Ambiente con cicli asciutto e bagnato:
 - CC ordinario o precompresso in elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti.
 - CC ordinario o precompresso in elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria.
 - Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

In seguito, si specificano i valori minimi per i parametri attraverso i quali la normativa prevede di controllare il degrado, i quali sono state detti prima, questi parametri sono stabiliti a seconda della classe e delle rispettive sottoclassi.

Classe	Descrizione dell'ambiente
XC - Corrosione indotta dalla carbonatazione	
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato
XC2	Bagnato, raramente asciutto
XC3	Umidità moderata
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato
XD - Corrosione indotta dal cloruro	
XD1	Umidità moderata
XD2	Bagnato, raramente asciutto
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato
XS - Corrosione indotta dal cloruro acqua marina	
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea
XF - Ciclo gelo/disgelo	
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare
XA - Attacco chimico	
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo

Tabella 1. 2. Sotto classificazione classi di esposizione.

1.2.2 Valori limiti raccomandati per la composizione del CLS

Allo scopo di fornire una guida sui valori minimi da rispettare che permetta la progettazione di strutture che abbiano le caratteristiche opportune ad affrontare gli effetti che possono esserci nel tempo come prodotto delle causante di degrado, la normativa definisce i requisiti minimi per i parametri prima menzionati, i quali sono: Rapporto A/C, Resistenza minima, Contenuto minimo di cemento per quanto riguarda la composizione del CLS.

La tabella 1.3 presa dalla UNI EN 206 – annesso F e trascritta in italiano presenta i valori minimi raccomandati per le diverse classi e sottoclassi di esposizione.

	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi			
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)										
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	-	-	-	
Altri requisiti												Aggregati conformi al prEN 12620:2000 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati ^{b)}			
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																		
b)	Qualora la presenza di SO ₂ comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																		

Tabella 1. 3. Valori minimi composizione CLS (UNI EN 206).

Per quanto riguarda lo spessore minimo di copriferro ($C_{min,dur}$) ci si riferisce alle specificazioni date dall'UNI EN 10080 nel prospetto 4.1 (tabella 1.4).

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

Tabella 1. 4. Copriferro minimo per classi di esposizione (UNI EN 206).

La tabella precedente, oltre ad essere funzione della classe di esposizione e funzione della classe strutturale, la quale viene assegnata a seconda della vita nominale per la quale si progetta l'opera. Ad esempio, le opere ordinarie si progettano per una vita nominale di 50 anni, dette opere vengono classificate di tipo S4; invece, per le opere straordinarie, quelle progettate per 100 anni di vita nominale rientrano nella classe S5.

1.3 Caso storico di collasso per degrado.

- **Viadotto S. Stefano**

Città: Messina – Mili

Anno di costruzione: 1956

Descrizione: Ponte in cemento armata precompresso a quattro campate 18.5m di lunghezza ognuna, sezione trasversale larga 12.5m. Sistema a semplice appoggio su tre pile e due spalle.

In figura 1.1 si presenta il viadotto prima del collasso.



Fig. 1. 1. Viadotto S. Stefano (Colajanni, 2016).

Dopo 40 anni di servizio, una delle campate crolla in mezzzeria tra due appoggi (Fig. 1.2), in cui era sollecitata dai soli carichi permanenti. Dopo le valutazioni si trova che il rinforzo di pretensione aveva sofferto un'importante riduzione di sezione trasversale in corrispondenza delle parti in cui la protezione di tenuta era assente.



Fig. 1. 2. Viadotto S. Stefano dopo il crollo (Colajanni, 2016).

Nella figura 1.3 degli effetti indotte dalla corrosione sulla struttura in a) si osserva il fenomeno di *spalling* il quale si traduce in una rottura del concreto di copertura o copriferro e posteriore distacchi di pezzi; in b) si osserva invece il fenomeno di cracking che segue il rinforzo.

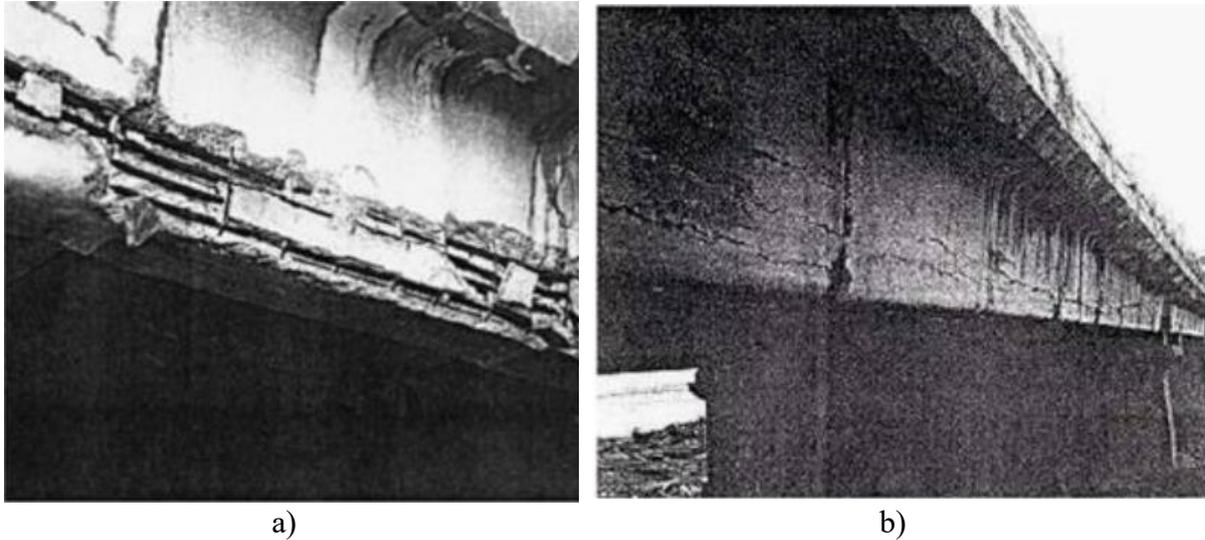


Fig. 1. 3. Segni di corrosione a) *spalling* b) danneggiamento della trave (Colajanni, 2016).

L'analisi proseguite da Colajanni (2016) hanno concluso che la causa del crollo è stato una corrosione graduale del rinforzo principale di pretensione, il quale non è stato protetto in maniera giusta mediante il riempimento dei cavi in fase di costruzione; un altro fattore di rilevanza è lo spessore del concreto di copriferro non adeguato. Il meccanismo di collasso appare di essere stato un fallimento progressivo iniziato dal cracking nel lato verso il mare della trave.

2 CORROSSIONE E MODELLI PREDITTIVI

Tra i diversi fenomeni che compromettono la durabilità delle strutture, il fenomeno corrosivo è la forma di degrado che maggiormente diffusa e con le conseguenze più gravose perché oltre al deterioro proprio delle barre di armatura, si presenta anche un deterioro nel CLS circostante, sul quale si creano delle fessure e disperdimento del copriferro. Dovuto a ciò diventa un problema di altissima rilevanza perché può determinare non solo il degrado ma anche, il collasso della struttura.

Come visto in precedenza la normativa si restringe ad imporre dei valori limiti a certi parametri sulla composizione del CLS a seconda da come venga definito l'ambiente attorno il quale la struttura sarà posta, tali considerazioni si rilevano inefficaci in condizioni ambientali molto aggressive (Bossio). Ulteriore specificazione non sono presentati e quindi si ignora il processo di avanzamento del fenomeno corrosivo, e pertanto della degradazione.

Si evidenzia la necessità di uno strumento che permetta calcolare e conoscere in fondo il processo corrosivo, a tale fine si propongono nel presente capitolo diversi modelli per la stima nell'innescò della corrosione, inteso come il tempo di iniziazione; l'avanzamento, espresso dalla perdita di massa delle barre, e i successivi effetti espressi dalla perdita di resistenza e duttilità attraverso il tempo. Nonché, gli effetti che compaiono nel CLS sia di copriferro che di cuore.

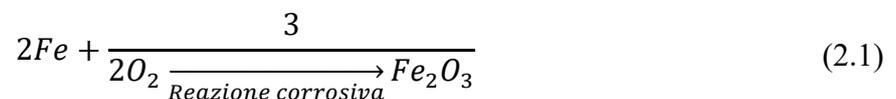
Nel presente capitolo; innanzitutto, si approfondisce sul fenomeno corrosivo, vengono, allora descritti i due processi fondamentali per i quali viene favorita la corrosione, ossia, la carbonatazione data dalle calce e gli ioni di cloruri. Viene successivamente indicati i modelli di calcolo dell'innescò e propagazione; dopodiché, si passa finalmente ai modelli che consentono di ottenere una stima per permetta capire il fenomeno nel suo complesso attraverso il tempo.

2.1 Generalità della corrosione

La corrosione è l'interazione fisico-chimica tra un metallo e il proprio ambiente, risultando nell'alterazioni delle proprietà del metallo compromettendo le funzionalità del metallo stesso e/o dell'impianto di cui fa parte (ISO 8044:2010).

La maggior parte dei metalli non è stabile nell'atmosfera tendendo a formare, in presenza di umidità e ossigeno, soluzioni chimiche stabili. Di fatto questi materiali non si trovano quasi mai allo stato puro ma combinati con altri elementi, quindi sono richiesti processi chimici alla fine di estrarre il metallo e trasformarlo. Quindi, in altre parole, la corrosione è il processo tramite il quale il metallo tende a tornare alle condizioni in cui si trova in natura.

Si presenta come esempio la reazione chimica del ferro



Esistono diversi tipi di corrosioni.

2.1.1 Tipi di reazioni corrosive

- **Reazione chimica:** si verifica alle alte temperature, quando il metallo base reagisce ai gas caldi e si forma uno strato di ossido.
- **Reazione metallo fisica:** infrigidimento causato dall'idrogeno che si diffonde in un metallo, con potenziale cedimento di una componente. Questo processo può essere avviato da processi di corrosione.
- **Reazione elettrochimica:** scambio elettrico per mezzo degli elettroni nel metallo e degli ioni in un elettrolita conduttore, come lo può essere una pellicola d'acqua. Tipo di reazione più comune.

2.1.2 Caratteristica anodica e catodica.

Il comportamento elettrochimico di un metallo e la cinematica del processo di ossidazione si descrivono attraverso lo studio della caratteristica anodica e catodica del metallo.

La reazione complessiva può essere divisa in due reazioni parziali:

- **Reazioni Anodica:** Dissoluzione del metallo o ossidazione.



La figura 2.1 descrive il comportamento elettrochimico del metallo in soluzione alcalina, cioè ad un elevato valore di pH, condizione in cui si trova la barra di rinforzo all'interno del CLS non carbonato e senza cloruri. Dal grafico si osserva la zona di passività nell'intervallo di potenziale tra -1000mV e +600mV, molto importante perché in quella zona lo scambio ionico è molto basso ($\sim 0.1 \text{ mA/m}^2$) dal fatto che le armature sono coperte di un sottilissimo film protettivo di ossido, quindi la velocità di dissoluzione del ferro è del tutto trascurabile. Al di sopra di +600mV si può generare una reazione anodica che produce acidità.

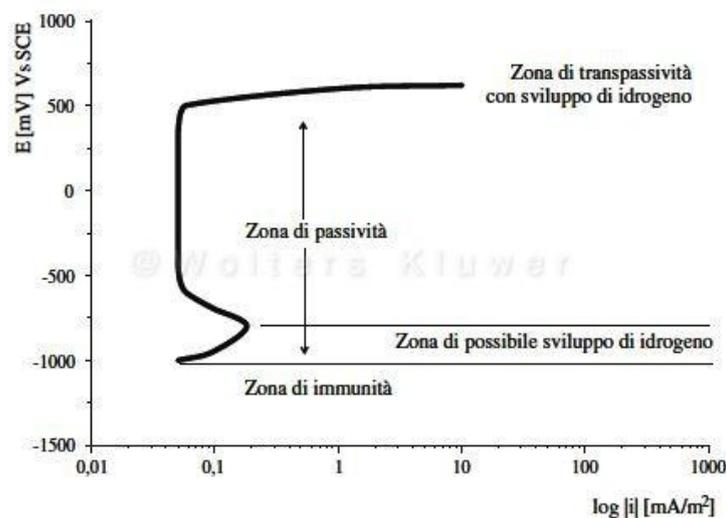


Fig. 2. 1. Caratteristica anodica dell'acciaio - pH elevato (Bossio,2014).

- **Reazioni Catodica:** Riduzione del metallo, in presenza di ossigeno e dell'acqua.



La figura 2.2 illustra il processo di riduzione di ossigeno, dalla quale si apprezza che la riduzione si sviluppa a velocità considerabili per potenziali a circa 0 mV. La corrente limite di diffusione di ossigeno è la velocità massima con cui l'ossigeno può raggiungere alla superficie delle armature, questa diminuisce al crescere del contenuto d'acqua nel CLS fino a valori attorno ai $0.2 \div 2 \text{ mA/m}^2$ (funzione dello spessore di copriferro e della qualità del CLS).

In condizioni di saturazione, in cui non c'è l'ossigeno, l'unico processo possibile è quello dello sviluppo dell'idrogeno, il quale è possibile per valori di potenziale sotto i -900 mV (curva b).

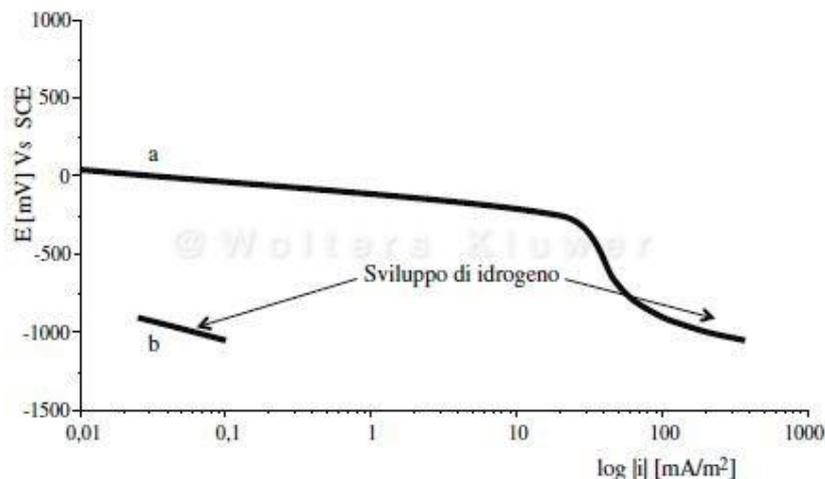


Fig. 2. 2. Caratteristica catodica dell'acciaio - pH elevato (Bossio, 2014).

2.1.3 Processo di corrosione dell'armatura di rinforzo.

Le condizioni che propiziano la corrosione delle barre di armatura si rilevano dalle curve caratteristiche anodica e catodica (figure 2.1 e 2.2, rispettivamente), dalla loro sovrapposizione (Fig. 2.3) si trovano due punti in cui si incrociano le curve, da cui si possono individuare, la densità della corrente di corrosione, i_{corr} e il potenziale di corrosione, E_{corr} per la condizione di CLS esposto all'atmosfera e per il CLS in condizioni saturate.

Dalla figura si capisce che nella condizione di CLS esposto all'atmosfera, le armature lavorano a potenziale compresi tra +100 e -200 mV, invece per la condizione di totale saturazione, il ridotto apporto di ossigeno porta ad avere potenziali sotto i -400 mV; nella condizione limite in cui l'ossigeno è nullo, il potenziale può pure scendere a valori attorno i -900 mV.

In tutte queste condizioni però, la velocità di corrosione a cui sono soggette le armature è del tutto trascurabile, e il potenziale di corrosione delle armature passive è determinato dalla capacità ossidante dell'ambiente.

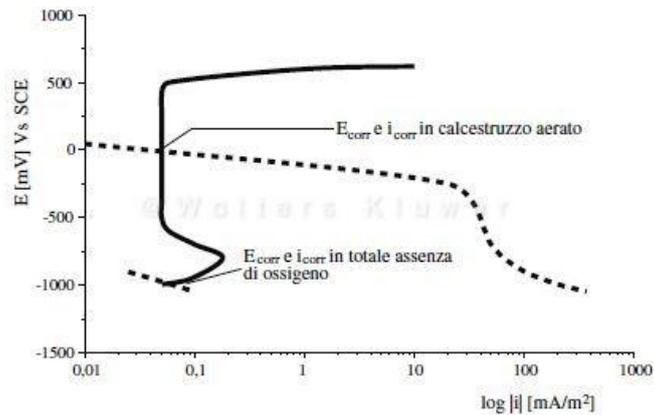


Fig. 2. 3. Condizione di corrosione dell'armatura in CLS (Bossio, 2014).

I valori limiti che può assumere il potenziale di corrosione in condizione di passività sono +100 mV e -1000 mV, oltre ai quali le armature non possono lavorare dentro questa condizione e si perde questa protezione data dal fenomeno passivante, e le barre sono spinte ad una velocità di corrosione maggiore, cioè aumenta la densità di corrente di corrosione, la quale viene misurata come indicato nei grafici nelle unità di mA/m².

Questa caratteristica protettiva viene persa nel tempo principalmente per tre fattori:

- Quando da fattori esterni l'alcalinità del CLS viene neutralizzata per cui l'estratto acquoso del CLS passa da un valore di pH maggiore di 13 ad un valore inferiore a 9. Il principale fattore che porta a questa condizione è l'anidride carbonica che proviene dall'ambiente esterno. Questo processo viene chiamato carbonatazione.
- In ambienti in cui sono presenti ioni di cloruro che possano penetrare il CLS di copriferro fino a trovare le barre, il film protettivo viene distrutto localmente quando si raggiunge un tenore critico di ioni di cloruro, da cui si ha un effetto corrosivo puntuale denominato *pitting*. Il tenore critico indicativamente si assume dell'ordine di 0.4-1.0% del peso di cemento.
- In caso di strutture interessate da campi elettici, e quindi, percorse da correnti disperse, il film protettivo può essere distrutto nelle zone in cui la corrente viene fuori dalle armature. Questo tipo di corrosione non viene trattata qui ai fini della presente tesi.

In conclusione, sul fenomeno corrosivo, Le barre emerse all'interno della pasta cementizia trovano le condizioni perfette affinché avvenga il cosiddetto effetto passivante, e si genera il film protettivo, anche se sottile e effettivo nella sua funzionalità. Se queste condizioni rimangono inalterate nel tempo, allora non c'è deterioro dell'armatura e le prestazioni della struttura non vengono a meno e non si parla di degrado, quindi come condizione necessaria ma non sufficiente è la distruzione del film protettivo, affinché possa svolgersi processi corrosivi, è

richiesta la presenza d'acqua e ossigeno oppure il raggiungimento di un tenore critico di ioni di cloruro.

In questo senso, la vita delle strutture in CA può essere divisa in una prima fase, in cui rientrano i diversi fenomeni che portano alla distruzione del film protettivo e che permette l'innesco della corrosione, ed una seconda fase in cui si presenta la propagazione, sia locale che generale, dell'attacco corrosivo (Fig. 2.4).

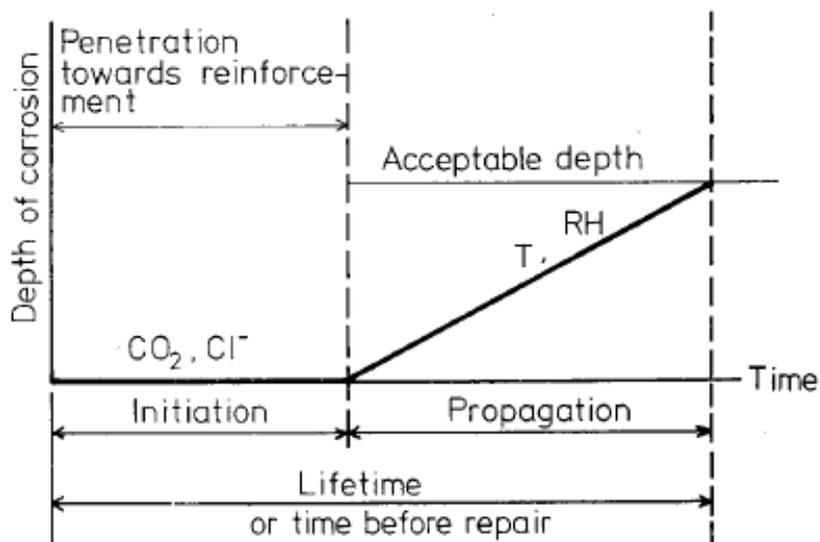


Fig. 2. 4. Sequenza della corrosione delle armature. (Tuutti, 1982).

Dal punto di vista dell'innesco e propagazione della corrosione, in seguito si spiegano più in dettaglio la carbonatazione e la corrosione per cloruro.

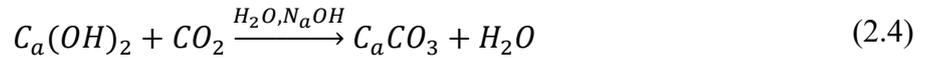
2.2 Carbonatazione

La carbonatazione è un fenomeno chimico che interessa soprattutto il CLS, ma i suoi effetti influiscono principalmente le barre di armature, favorendo i processi di ossidazione dell'acciaio. Il cemento contiene diverse sostanze che danno una soluzione basica, tra le più note l'ossido di calcio CaO , l'ossido di sodio Na_2O , l'ossido di potassio K_2O , in questo modo ai pori c'è un'alta concentrazione di idrossidi che rappresentano in altre parole, valori di pH elevati.

L'idrossido di calcio (calce) $\text{Ca}(\text{OH})_2$, ha una solubilità limitata e molto dipendente della concentrazione di OH^- nella soluzione, quindi piccole quantità si dissolvono nel cemento, invece, Na e K , sono molto solubili e si trovano quasi sempre completamente dissolte nella

pasta cementizia (Longuet, 1976). Come risultato si ottiene un maggior quantitativo di C_aO e di conseguenza, si trova $C_a(OH)_2$ cristallizzati nei pori in quantità molto elevate.

La reazione di carbonatazione inizia alla superficie esterne del CLS, e si produce tra idrossido di calcio e biossido di carbonio CO_2 presente nell'aria. Inizialmente questo processo è lento.



La reazione comporta una neutralizzazione della soluzione, in cui il valore di pH scende sotto 9. L'intero processo non è così semplice come si spiega, ma è effettuato in diverse fasi in cui avvengono reazioni intermedie. La trasformazione delle calce in calcare, cioè CLS carbonato C_aCO_3 , implica avere una porosità minore rispetto CLS nelle condizioni normali, dunque, si potrebbe ottenere un miglioramento della resistenza nella superficie (in caso di non essere armato).

La reazione che si produce in superficie dell'elemento di CA serve di base per farsi che si produca un avanzamento del calcare (Fig. 2.5) nel copriferro, questo processo che mano man che va avanti crea le condizioni apposite per continuare perché permette la diffusione del CO_2 all'interno del cemento, in questo modo incrementa la solubilità dell'ossido di calcio consentendo che si riproduca la reazione precedente, si crea un fronte di carbonatazione come illustrato nella figura 2.5.

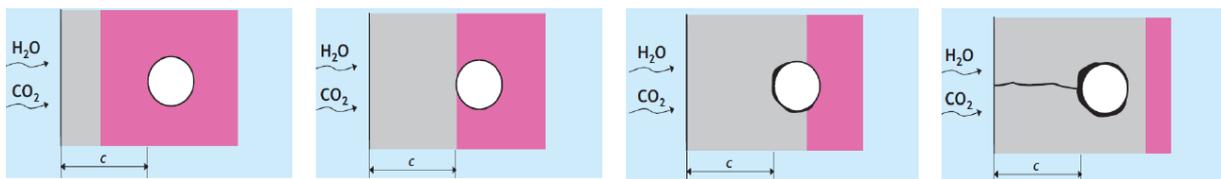


Fig. 2. 5. Avanzamento della carbonatazione all'interno del cemento.

Si trovano in letteratura, principalmente due metodi tramite i quali si può descrivere matematicamente mediante una funzione analitica, il processo di avanzamento della carbonatazione.

La teoria più vecchia si basa sul principio della radice quadrata. Si espressa come:

$$X = k\sqrt{t} \quad (2.5)$$

Con:

X = profondità di penetrazione.

t = tempo di esposizione.

k = costante dipendete dell'efficacia della diffusione del biossido di carbonio.

Una seconda teoria da Schiessl (1976) aggiunge un fattore di ritardo b^- , visto che valori empirici indicano che lo sponente del tempo dovrebbe essere minore di 0.5. Tale fattore porta a un infinito di valori di X per la posizione della carbonatazione. Si espressa nel seguente modo:

$$t = -\frac{a}{b^-} \cdot \left(X + X_\infty \cdot \ln \left(1 - \frac{X}{X_\infty} \right) \right) \quad (2.6)$$

Con:

$$X_\infty = \frac{D_{eff} \cdot \Delta c}{b^-}$$

D_{eff} = coefficiente di diffusione efficace.

Δc = differenza di concentrazione.

a = costante.

b^- = fattore di ritardo.

La figura 2.6 mostra l'approfondimento dato da entrambi le teorie in funzione della radice del tempo dentro il CLS, sembra che nella realtà si trovi in mezzo alle due equazioni. Il discostamento, ad esempio della prima teoria può essere dovuto all'effetto di un decremento della permeabilità del cemento tanto più si penetra nel materiale.

Un altro fattore per il quale diventa difficile trovare una teoria più precisa è il fatto pur avendo due elementi in CLS elaborati con le stesse proposizioni, cioè con lo stesso mix design; allo strato superficiale non ci saranno le stesse proprietà dovuto alla condizione di maturazione, contenuto di umidità, ecc. che sono diverse e affettano la permeabilità del materiale.

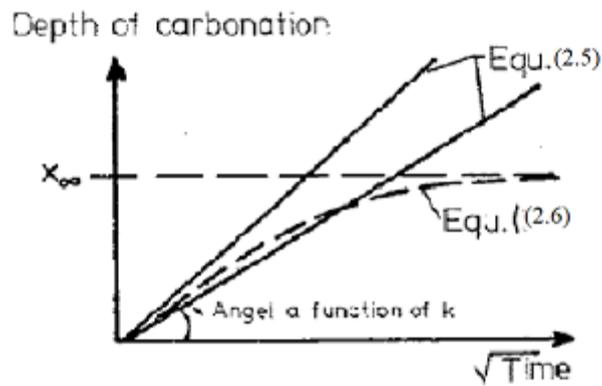


Fig. 2. 6. Due approcci diversi per descrivere l'avanzamento della carbonatazione (Tutti 1982).

Un metodo per la misurazione diretta della profondità della carbonatazione con precisioni al millimetro è fatto attraverso spruzzi di una soluzione di fenolftaleina (Fig. 2.7); questo processo richiede tempi di esposizione estremamente lunghi se si desidera una migliore interrelazione. Un'altra limitazione che presenta questo metodo è il solo fornimento su indicazioni della posizione del limite del valore di pH pari a 9, e non mostra altri cambiamenti che possono avvenire nel CLS.



Fig. 2. 7. Test colorimetrico con Fenolftaleina.

Da test come quello accennato in precedenza si può capire in termini di variazione del pH la penetrazione della carbonatazione a seconda dell'ambiente che lo circonda. La figura 2.8 (a) illustra la profondità della carbonatazione per ambienti interni, il pH in queste condizioni raggiunge valori ottimali nei riguardi dell'effetto passivante delle armature, dopo una zona di transizione che si prolunga di più rispetto ambiente esterni (Fig. 2.8 (b)), in cui la zona di transizione non esiste, invece, il valore del pH sale velocemente in uno spazio molto ridotto; il grafico illustra l'andamento per elementi non protetti dalla pioggia.

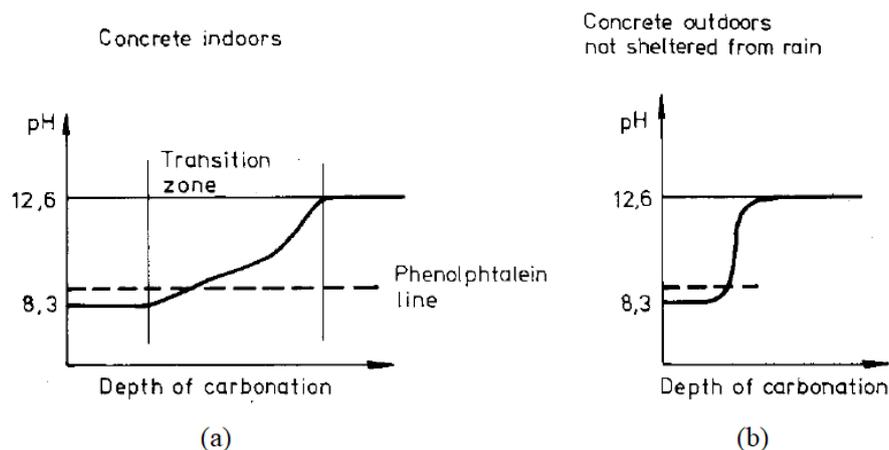


Fig. 2. 8. Profilo di pH per carbonatazione in CLS di copriferro (a) cemento in interiori, (b) cemento in esteriori. (Schiessi, 1976).

Il rapporto acqua – cemento (A/C o W/C, in inglese) è direttamente in relazione con la resistenza e l'impermeabilità del CLS perché maggiore contenuto di cemento, il che vuole dire un rapporto basso, si ottengono minori quantità di pori, cioè meno spazi vuoti che possano esserci occupati dall'acqua e altre sostanze che portano diversi danneggiamenti della malta cementizia, e tutto questo comporta, anche, ad avere una maggiore resistenza del conglomerato. Quindi, in un modo diverso, il rapporto A/C si può capire come una misura indiretta della tasso di carbonatazione per il CLS.

La profondità di carbonatazione misurata in diverse strutture e pubblicata nelle indagini di Kleinschmidt (1965), Schröder et al (1967) e altri risultati di Tuutti (1982) sono stati tracciati nella figura 2.9 in funzione del tempo. Le strutture che sono state esposte alla pioggia sono state differenziate di quelli che sono state protette. Il tipo di cemento può determinare una varietà nella qualità, quindi sono state eseguite tutte per cemento tipo Portland. Le curve sono state differenziate da diversi valori del rapporto A/C.

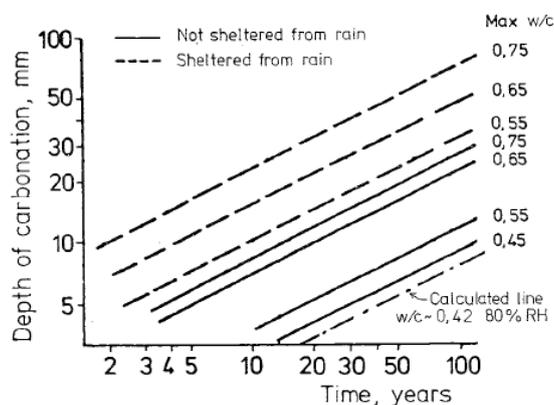


Fig. 2. 9. Profondità di carbonatazione cemento Portland per vari rapporti A/C (Tuutti, 1982)

Dalla figura si può notare che per le strutture non esposte alla pioggia hanno una profondità di carbonatazione considerevolmente più alta rispetto alle strutture esposte alla pioggia. Inoltre, la profondità della carbonatazione aumenta con l'aumento del rapporto A/C.

Il coefficiente di diffusione efficace D_{eff} è stato misurato in confronto con tre parametri diversi per i quali si discutono a continuazione:

- 1) il contenuto di umidità (Fig. 2.10).
- 2) il rapporto A/C (Fig. 2.11).
- 3) Profondità CLS di copriferro (Fig. 2.12).

Per il primo caso, piccoli cambiamenti di contenuto di umidità (RH) permettono una risalita di un effetto maggiore del coefficiente di diffusione, cioè scendere anche da pochi punti da una condizione di completa umidità RH=100%, può significare salire di molto sul coefficiente di diffusione. Un altro modo di leggere il grafico sarebbe dire che CLS con maggiori contenuti di umidità sono materiali che presentano una maggiore difficoltà alla penetrazione sia all'ossigeno O_2 che al biossido di carbonio CO_2 .

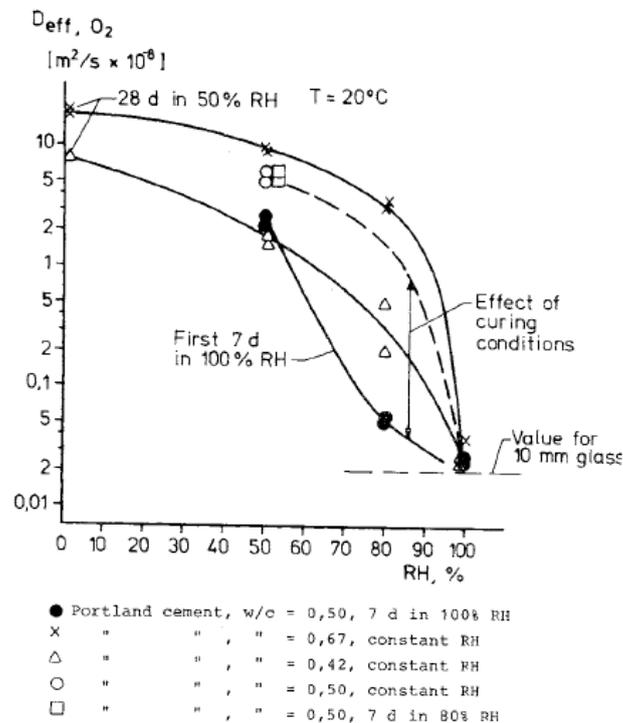


Fig. 2. 10. Coefficiente di diffusione efficace misurato contro RH (Tuutti, 1982).

Per il secondo caso, il rapporto A/C ha un maggiore effetto positivo sulla permeabilità che sulla resistenza, questo è dovuto alla presenza in quantità di un minor numero di pori capillari aperti

che si verificano quando si abbassano i rapporti acqua – cemento; questo permette di avere una resistenza alla penetrazione sia all'ossigeno O_2 che al biossido di carbonio CO_2 , espressa da valori bassi del coefficiente di diffusione; dall'altra parte invece, per rapporti alti, la diffusione permette con maggiore facilità di penetrazione per parte di dette sostanze.

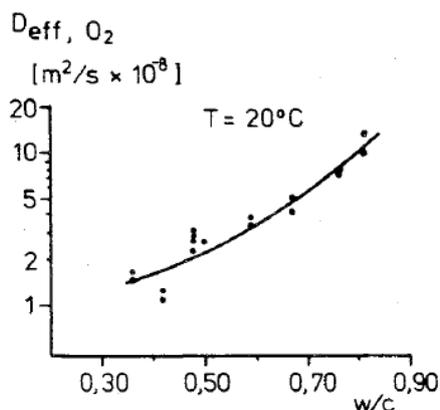


Fig. 2. 11. Coefficiente di diffusione efficace misurato contro il rapporto A/C (Tuutti, 1982).

I precedenti grafici ci fanno capire l'importanza del rapporto acqua – cemento, e il motivo per il quale venga preso dalla normativa come uno dei parametri da limitare per garantire la sicurezza nel confronto del degrado.

Finalmente, il terzo caso presenta il fattore di diffusione al variare dello spessore del copriferro, il quale sembra di avere un effetto più marcato sulla permeabilità dalla variazione del rapporto A/C, precedentemente visto.

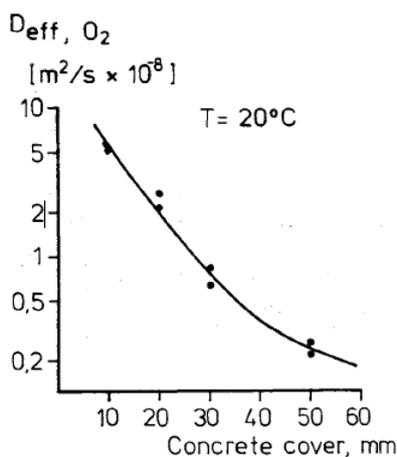


Fig. 2. 12. Coefficiente di diffusione efficace misurato contro lo spessore di copriferro (Tuutti, 1982).

Comunque, è da considerare che la variazione dello spessore comporta a diversi effetti:

- una copertura in calcestruzzo più spesso offre un migliore indurimento dell'umidità e, quindi, un alto grado di idratazione.
- la quantità di pori aperti deve diminuire quando il grado di idrato aumenta e lo spessore aumenta.
- un campione più sottile sarebbe stato anche più disposto a rompere, in particolare ai limiti tra aggregato e pasta cementizia.

Gli effetti dati dall'aumento dello spessore non sono di per sé grazie al fatto di avere un copriferro più spesso, bensì, dalla combinazione degli effetti dati da diversi meccanismi che comportano un effetto positivo sulla permeabilità.

2.3 Corrosione dagli ioni di cloruro.

Quando il processo di innesco della corrosione avviene per una concentrazione alta di cloruro il fenomeno diventa più complicato, perché non si è più nella situazione di un materiale ben differenziato che penetra il CLS, ma nella situazione in cui la concentrazione di cloruro aumenta progressivamente se questi sono presenti in una concentrazione maggiore nell'ambiente attorno alla struttura.

Il processo corrosivo parte quando un certo valore concentrazione di cloruro è raggiunto intorno alle armature, questo valore viene chiamato *valore di soglia* in seguito.

Il valore di soglia non si può definire come un valore limite preciso, per lo stato passivante della armatura passa a uno stato attivo di basso livello di corrosione generale, in cui la liberazione del metallo aumenta con l'aumentare della concentrazione del cloruro. È da far notare che pur essendo possibile una corrosione uniforme è necessaria una concentrazione molto alta di OH^- (ione idrossido), però questo tipo di corrosione è troppo lento e in qualche modo comparabile con lo stato passivo; in questo modo non si riesce ad avere pitting, in altre parole, concentrazione localizzata. Il valore soglia quando la concentrazione del cloruro è talmente alta che la corrosione locale si verifica nella soluzione può, secondo Hausmann, essere approssimata come segue:

$$\frac{C_{Cl}^-}{C_{OH}^-} = 0.61 \quad (2.7)$$

All'interno della pasta cementizia ci sono altri ioni attorno alla superficie dell'armatura, in accordo a quanto questi possano potenziare effetti corrosivi sull'acciaio ci sarà una determinata concentrazione di soglia; in questo senso, diventa molto complessa la sua determinazione. Però si è raggiunto al consenso che un livello di 2% di cloruro di calcio C_aCl_2 , per quantità di cemento sia un limite critico per il quale può esserci processi di iniziazione della corrosione, a radice di questo si è fissato un limite di 1.5%.

Un altro aspetto che torna difficile l'analisi è la determinazione della provenienza del cloruro, all'interno del CLS si ottiene da tre forme (Fig. 2.13):

- Chimicamente legato
- Fisicamente assorbita dalla superficie
- Cloruri libero

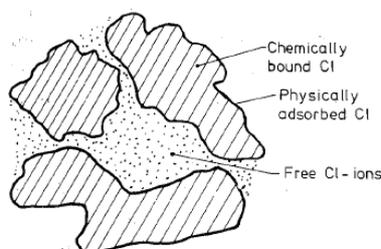


Fig. 2. 13. Provenienza del cloruro nel CLS.

Da questi tre si risale a una differenziazione tra cloruro legato (Bound chloride – B-Cl) e cloruro libero (Free chloride); la concentrazione di cloruro si divide in questi due fasi.

Le armature sono influenzate soltanto dalla fase libera degli ioni di cloruri presenti ai pori della miscela, questo vuole dire che la concentrazione incrementa attorno al rinforzo se il CLS perde umidità come si dimostra la figura 2.14 da Tuutti, 1982.

L'asciugatura comporta sempre un rischio maggiore di corrosione, tutto ciò, dipende però, anche da altri fattori tali per i quali si permette un accumulo di concentrazione locale di cloruro. Bisogna capire come le diverse sostanze si trasportano all'interno del CLS e la velocità in cui lo fanno, una prima approssimazione è quella di assumere uno spostamento controllato dalla diffusione.

Le due principali sostanze che interessano sono gli idrossidi OH^- perché contrasta l'innesco della corrosione; ed ovviamente, gli ioni liberi di cloruro Cl^- che invece, propiziano l'iniziazione della corrosione.

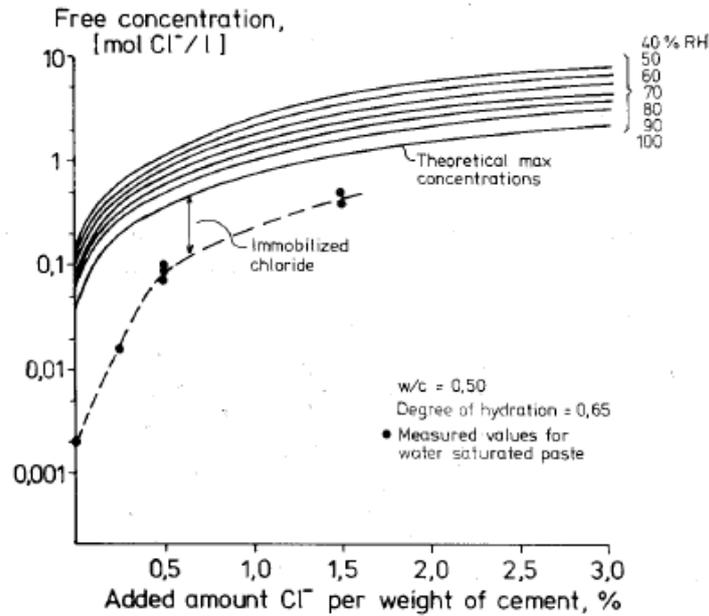


Fig. 2. 14. Concentrazione di cloruro per diversi RH.

In cementi tipo Portland sono composti da un'alta concentrazione di OH^- provenienti principalmente dal Sodio N_a , Potassio K , e il contenuto liquido del CLS, cioè dal rapporto A/C , per valori bassi di questo ultimo si ottengono le più alte concentrazioni di idrossido.

Se sono noti i contenuti di Sodio e Potassio, la concentrazione può essere calcolata come segue:

$$c_{OH^-} = \frac{\frac{C \cdot (N_a)}{23} + \frac{C \cdot (K)}{39}}{P} \quad (2.8)$$

Con:

C = contenuto di cemento kg/m^3 .

(N_a) , (K) = quota di peso di Na e K nel cemento.

P = porosità nel cemento in % di volume.

In cui P si calcola secondo Bergström (1967), come:

$$P = \frac{C}{10} \cdot (A/C - 0.19\alpha) + I_o \quad (2.9)$$

Dove:

α = grado di idratazione.

I_o = contenuto d'aria nel concreto fresco.

Dall'altra parte, il calcolo degli ioni liberi di cloruro Cl^- si esegue dalla relazione tra gli ioni liberi e gli ioni legati che definisco il fattore k_d definito essere pari a 0.7 per cementi tipo Portland, la relazione è la seguente:

$$k_d = \frac{c_{free} \cdot 10^{-4}}{\frac{c_{bound}}{c_{tot}} \cdot c_{\%}} \quad (2.10)$$

Con:

$$c_{tot} = c_{bound} + c_{free}$$

c_{free} = cloruri liberi nella soluzione (mg/l).

c_{bound} = cloruri legati (mg/l).

$c_{\%}$ = contenuto di cloruri per % di massa del cemento.

I risultati sperimentali ricavati da Tuutti, si mostrano nella figura 2.15 per due diverse condizioni di rapporto A/C, i grafici mostrano la concordanza tra i valori teorici dati dall'equazione precedente e i valori sperimentali.

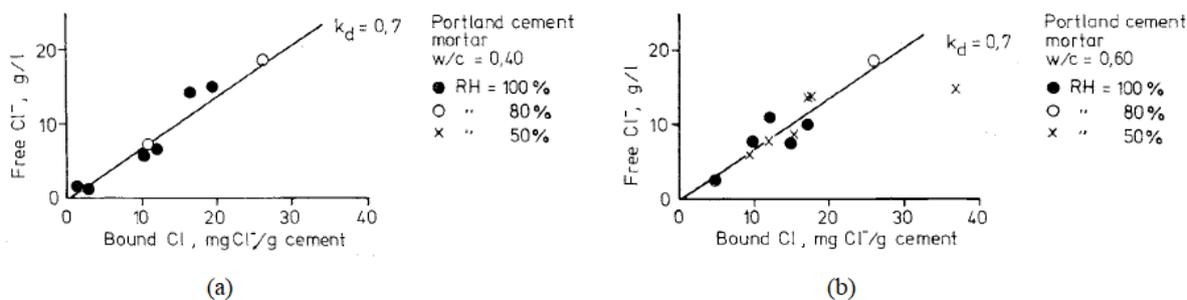


Fig. 2. 15. Misura dell'ioni liberi di cloruro in funzione degli ioni legati per (a) A/C=0.4 (b) A/C=0.6 (Tuutti, 1982).

Una volta sono stati calcolati tutti i parametri si può sapere il tempo d'innesco della corrosione per cloruro, la lunghezza dei periodi di iniziazione può essere calcolato nello stesso modo in cui è stato fatto per il caso di carbonatazione. La figura 2.16 intende dare un'idea dei tempi che si possono ottenere a seconda di diversi parametri tali:

- Concentrazione di Cl^- in superficie.
- Valore di soglia.
- Spessore.

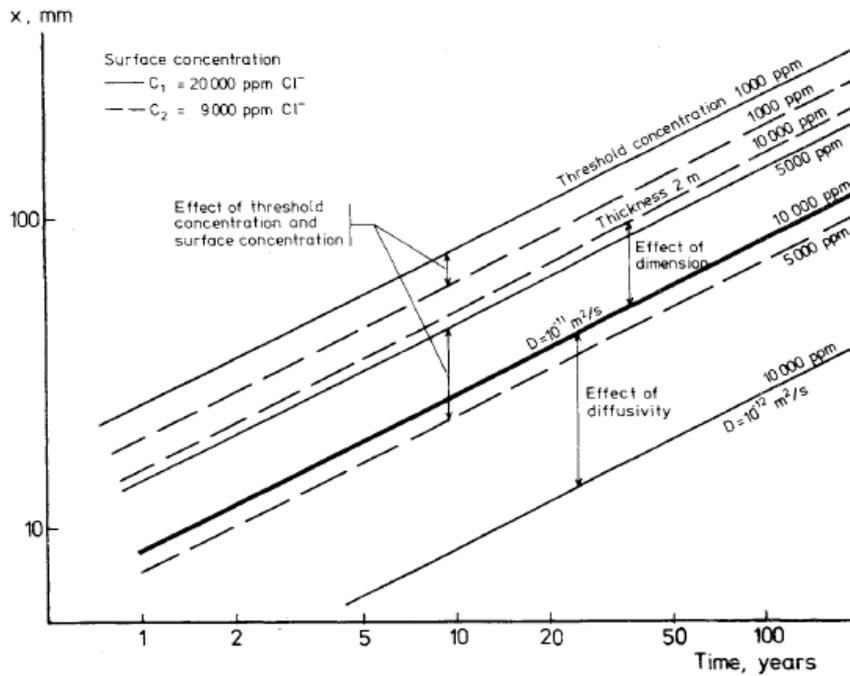


Fig. 2. 16. Tempi di iniziazione per penetrazione di cloruri (Tuutti, 1982).

2.4 Modelli predittivi dell'innescò e propagazione della corrosione.

Come accennato precedentemente il processo corrosione è molto complesso, in cui coinvolgono tanti fattori positiva e negativamente nei riguardi nell'innescò della corrosione e poi, dopo nella propagazione, da partire da questo sono richiesti modelli predittivi stocastici che devono essere usati per tener conto delle incertezze e delle aleatorietà, ma questo renderebbe molto più complesso il problema. Alla di semplificare ed agevolare i calcoli si usano modelli di tipo deterministico.

A continuazione di presentano i modelli da quali si trova più uso in letteratura per la determinazione dell'inizio della corrosione e della propagazione, con tutti i suoi effetti, quindi diversi modelli per descrivere i deteriori che si presentano sia nel CLS siano nelle armature di rinforzo come si vedrà in seguito. Dunque, si parte dalle formulazioni per calcolare il tempo richiesto per farsi che inizi la corrosione delle barre date delle condizioni iniziale. Dopodichè, in base a questo tempo di inizio corrosione, si calcola la propagazione, la quale viene calcolata come percentuale di massa persa di armatura, calcolata anche dalla riduzione nel diametro della barra, da una variabile si risale sull'altra. Ricavata la perdita di massa, si è in grado di calcolare i diversi effetti che provocano i deterioro sull' struttura, tale come:

- Riduzione dell'area effettiva di armatura.
- Riduzione della tensione di snervamento dell'acciaio.
- Riduzione della tensione di rottura dell'acciaio.
- Perdita di duttilità, ovvero, riduzione della deformazione ultima dell'acciaio

Questi effetti sono presenti sia nell'armatura longitudinale, sia nell'armatura trasversale (staffe), questa ultima è quella che provoca degli effetti nocivi sul CLS, tale come:

- Cracking del CLS di copriferro.
- Perdita di resistenza del CLS di cuore dato dalla perdita di effetto di confinamento.

2.4.1 Modello di iniziazione della corrosione

Il tempo che può trascorrere dal momento in cui la superficie dell'elemento entra in contatto con le sostanze nocive presente dell'ambiente al momento in cui le armature iniziano a corrodere viene chiamato tempo di iniziazione, questo tempo dipende da diversi fattore tra i quali: il gradiente tra la concentrazione della sostanza presente in superficie esposta e la suo concentrazione all'interno della pasta cementizia, dai coefficienti effettivi di diffusione, nonché dalla distanza tra la superficie e le barre, cioè dallo spessore di CLS di copriferro.

Il processo di penetrazione del cloruro, sarà in fine ciò che definirà il tempo di iniziazione, si modella tramite la seconda legge di Fick (Martin-Perez et al. 2000), che si espressa nel seguente modo:

$$\frac{\partial C_f}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{Cl}^* \frac{\partial C_f}{\partial x} \right) \quad (2.11)$$

Con:

$$D_{Cl}^* = \frac{D_{Cl}}{1 + \frac{1}{\omega_e} \frac{\partial C_b}{\partial C_f}} \quad (2.12)$$

Dove:

C_f = Ioni liberi di cloruro.

C_b = Ioni legati di cloruro.

D_{Cl} = Coefficiente di diffusione effettiva.

D_{Cl}^* = Coefficiente di diffusione apparente.

ω_e = Contenuto d'acqua.

I coefficienti di diffusione dipendono da diversi fattori, tali come la temperatura, l'umidità, il tempo e la concentrazione di ioni liberi di cloruro (Guo, 2015). Considerando questi fattori il coefficiente di diffusione effettiva si calcola tramite il valore di riferimento moltiplicato per quattro parametri modificatori che a sua volta dipendono dei fattori sopradetti, come indicato nella formulazione di Alipour (2011).

$$D_{Cl} = D_{Cl,ref} \cdot F_1(h) \cdot F_2(T) \cdot F_3(t) \cdot F_4(C_f) \quad (2.13)$$

$F_1(h)$ = Fattore modificatore relativo all'umidità del CLS.

$F_2(T)$ = Fattore modificatore relativo alla temperatura.

$F_3(t)$ = Fattore modificatore relativo all'età del CLS.

$F_4(C_f)$ = Fattore modificatore relativo alla concentrazione di ioni liberi di cloruro.

Dall'altra parte il valore di riferimento per il coefficiente di diffusione si definisce nel seguente modo:

$$D_{Cl,ref} = 10^{a(A/C)-b} \quad (2.14)$$

In cui a e b sono dei coefficienti empirici.

Assumendo in cui modo un coefficiente di diffusione costante, e definendo la condizione al contorno, per questo caso è data la concentrazione di cloruro alla superficie C_s , ci si arriva alla soluzione di Crank Y.(1975):

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{Cl}t}} \right) \right] \quad (2.15)$$

In cui:

$C(x, t)$ = Concentrazione di cloruro alla profondità x al tempo t .

erf = Gauss Error function (funzione degli errori di Gauss).

C_s = Concentrazione di cloruro alla superficie in percentuale di peso di cemento, %wc

Da questa espressione si può ricavare il tempo di iniziazione fissando $C(x, t) = C_{cr}$, il valore di soglia, accennato in precedenza. Per portare avanti dette calcoli si devono stabilire certe assunzioni che alla fine di questa tesi non hanno una grande importanza, allora si esegue il modello proposto per Kashani and Crewe (2009), un metodo semplificato basato su valori caratteristici dell'Eurocodice EN 206-1.

Il tempo di iniziazione della corrosione si può calcolare tramite la seguente formula:

$$T_{corr} = \frac{x^2}{4D_{Cl}} \left[1 - \operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_{cr}}{C_s} \right) \right]^{-2} \quad (2.16)$$

Thoft-Chistensen *et al.* (1998) propongono una variante alla precedente equazione che è stata poi eseguita ai propositi di questa tesi.

$$T_{corr} = \frac{x^2}{4D_{Cl}} \left[\operatorname{erf}^{-1} \left(\frac{C_s - C_{cr}}{C_s} \right) \right]^{-2} \quad (2.17)$$

Per completezza si riporta nel seguente sotto paragrafo la funzione errore di Gauss e la sua inversa.

2.4.1.1 Gauss Error Function erf

La funzione degli errori di Gauss è una funzione speciale di forma sigmoidea che si verifica in probabilità, statistiche ed equazioni differenziali alle derivate parziali che descrivono la diffusione. Viene definita come:

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-x}^x e^{-t^2} dt = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt \quad (2.18)$$

La sua rappresentazione grafica si illustra nella figura 2.17.

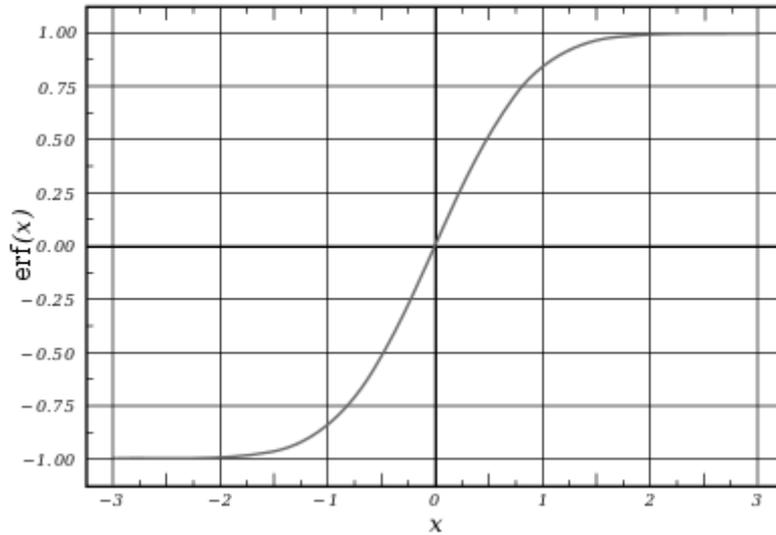


Fig. 2. 17. Funzioni degli errori di Gauss, erf (Wikipedia).

Il suo calcolo si fa numericamente mediante la serie di Taylor, la quale sempre converge, la quale si definisce nel seguente modo:

$$erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n x^{2n+1}}{n! (2n + 1)} \quad (2.19)$$

E nel seguente modo si definisce la sua funzione inversa:

$$erf^{-1}(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{c_k}{2k + 1} \left(\frac{\sqrt{\pi}}{2} z \right)^{2k+1} \quad (2.20)$$

$$erf^{-1}(z) = \frac{1}{2} \sqrt{\pi} \left(z + \frac{\pi}{12} z^3 + \frac{7\pi^2}{480} z^5 + \frac{127\pi^3}{40320} z^7 + \frac{4369\pi^4}{5806080} z^9 + \frac{34807\pi^5}{182476800} z^{11} + \dots \right). \quad (2.21)$$

2.4.2 Modello della propagazione della corrosione.

Una volta definito il tempo in cui inizia le barre a corrodersi, si può calcolare l'avanzamento della corrosione, che in parole comuni si mangia la barra, questo in termini tecnici, vuole dire che le dimensioni effettive, ovvero, quale da cui si ricava la resistenza e le altre proprietà della barra, vengono ridotte. La stima della riduzione viene fatta in termini di diametro oppure di perdita di massa, queste due grandezze sono comunque relazionare tra loro, e da una si risale sull'altra.

La propagazione della corrosione di solito si quantifica in termini di rata di corrosione (Val, 2013) la quale si definisce come la perdita di acciaio in termini di area superficiale per unità di tempo, la quale si stima attraverso la densità di corrente di corrosione i_{corr} , nel caso della corrosione uniforme, si può essere trasformata direttamente in perdita di perdita del metallo tramite la legge di Faraday dell'equivalenza elettrochimica, in cui si indica che una densità costante di corrosione di $1.0 \mu A/cm^2$ corrisponde con una penetrazione uniforme di $11.6 \mu m/anno$.

Si calcola la variazione del diametro in funzione del tempo una volta iniziata la corrosione, cioè dopo T_{corr} , per una rata di corrosione costante si ottiene:

$$\Delta D(t) = 0.0232 i_{corr} t \quad (2.22)$$

Con:

$\Delta D(t)$ = Variazione del diametro in mm.

t = Tempo in anni.

A parti da questo si può calcolare la variazione dell'area delle barre, sotto l'assunzione che la densità di corrente di corrosione sia la stessa per tutte le barre in questo modo:

$$A_s(t) = n \frac{\pi (D_0 - \Delta D(t))^2}{4} \geq 0 \quad (2.23)$$

Con:

D_0 = Diametro iniziale della barra, o senza corrosione.

n = Numero di barre.

Le formule sono state presente nello stesso modo in cui fa Dimitri V. Val (2013). Ai fine di questa tesi non viene usata la n , ma viene calcolata l'area ridotta per ogni diametro di barra usato nel progetto della colonna, questo perché sul modello numero è richiesto di inserire l'area di ogni barra singolarmente.

Quanto detto in precedenza è valido per la corrosione generale, ora andando a definire la corrosione locale, o detta anche *pitting* per il termine in inglese, non si può più usare la formula 2.22 perché l'area corrosa potrebbe essere minore dall'area corrosa calcolata come assegnato. Allora da Gonzales *et al.* (1995), la massima penetrazione data da pitting P_{max} è circa 4 – 8

volte la penetrazione media P_{ave} data dalla corrosione generale. Quindi si definisce il rapporto $R = P_{max}/P_{ave}$ il quale secondo Tuutti (1982) ha un valore tra 4 e 10.

La profondità equivalente della cavità (pitting) si può stimare come:

$$p(t) = 0.0116i_{corr}t \cdot R \quad (2.24)$$

Per il calcolo della area trasversale persa della barra $A_p(t)$, ulteriori considerazioni si devono tener conto, si fa ricorso della figura 2.18 in cui si utilizza un modello semi-sferico della cavità del pitting proposto da Val and Melchers (1997), in questo modo si riesce a calcolare l'area persa dovuta al pitting come:

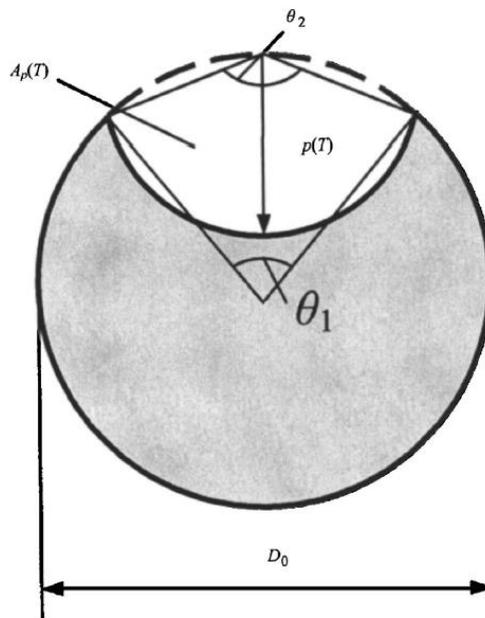


Fig. 2. 18. Sezione trasversale persa dovuto al Pitting. (V. Val, 2013).

$$A_p(t) = \begin{cases} A_1 + A_2, & p(t) \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ \frac{\pi D_0^2}{4} - A_1 + A_2, & \frac{D_0}{\sqrt{2}} < p(t) \leq D_0 \\ \frac{\pi D_0^2}{4}, & p(t) > D_0 \end{cases} \quad (2.25)$$

in cui

$$A_1 = \frac{1}{2} \left[\theta_1 \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - a \left| \frac{D_0}{2} - \frac{p(t)^2}{D_0} \right| \right] \quad (2.25)$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left[\theta_2 p(t)^2 - a \frac{p(t)^2}{D_0} \right] \quad (2.26)$$

$$a = 2p(t) \sqrt{1 - \left[\frac{p(t)}{D_0} \right]^2} \quad (2.27)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin \left(\frac{a}{D_0} \right), \quad \theta_2 = 2 \arcsin \left(\frac{a}{2p(t)} \right) \quad (2.28)$$

Una volta calcolata l'area del pitting, allora risulta banale calcolare l'area ridotta della sezione trasversale dalla sottrazione di A_p all'area iniziale A_o .

Finora si è trattato il problema senza definire la densità di corrente di corrosione i_{corr} , la densità di corrente è dipendente del tempo, dunque, non è costante ma variabile. Vu and Stewart (2000) hanno proposto una formulazione per la sua stima espressa dalla seguente equazione:

$$i_{corr}(t) = 0.85 i_{corr,0} \cdot (t - T_{corr})^{-0.29} \quad (2.29)$$

In cui:

$$i_{corr,0} = \frac{37.8(1 - A/C)^{-1.64}}{X} \quad (2.30)$$

Con:

$i_{corr,0}$ = Densità di corrente di corrosione al tempo di iniziazione T_{corr} in $\mu A/cm^2$.

X = Spessore del copriferro in mm.

L'approccio eseguito ai fine di questa tesi è quello esposto da Kashani M. (2012) basato sulla percentuale di perdita di massa nel tempo $\psi(t)$, valutata usando la espressione:

$$\psi(t) = \left[1 - \left(\frac{D(t)}{D_0} \right)^2 \right] * 100 \quad (2.31)$$

$$D(t) = D_0 - R \cdot P_{ave}(t) \quad (2.32)$$

In cui, il fattore R è stato introdotto prima il quale ha un valore pari a 2 per corrosione uniforme; Vidal *et al.* (2004). Dal fatto che è stata definita la densità di corrente di corrosione variabile nel tempo, allora la profondità di penetrazione media del pitting si definisce come:

$$P_{ave}(t) = 0.0116 \int_{T_{corr}}^t i_{corr}(t) dt \quad (2.33)$$

Viene incluso in fattore 0.0116 per la conversione da $\mu A/cm^2$ con la quale viene definita la densità di corrosione a *mm/anno* in cui dopo il calcolo in funzione del tempo, permette di ottenere P_{ave} in mm.

In questo modo si calcola la propagazione della corrosione in funzione del tempo. Ora sapendo le perdite a livello di sezione trasversale si possono calcolare le perdite a livello di proprietà meccaniche, cioè di resistenza e finalmente come viene affettato il CLS.

2.4.3 Modelli per il calcolo della capacità residua delle armature corrosi.

In accordo con le sperimentazioni svolti da Du *et al.* (2005a), una perdita di massa dovuto alla corrosione fino a circa 15% non ha grandi effetti sulla legge costitutiva, cioè sul diagramma stress – strain, però una volta superato questo livello di corrosione, la capacità di deformazione plastica delle barre cade in maniera importante, e di conseguenza esiste una perdita di resistenza residua nelle barre corrose.

La resistenza delle barre viene espressa in termini di tensione, in cui interessano particolarmente la tensione di snervamento e la tensione ultima o di rottura. Le seguenti figure mostrano i rapporti f_y/f_{y0} e f_u/f_{u0} , i quali spresano le tensioni di snervamento e la tensione ultima rispettivamente dopo una percentuale di corrosione sofferta dalle barre in confronto con le stesse grandezze di barre senza corrosione. Per lo studio si state utilizzate barre nude, e barre dentro un conglomerato cementizio

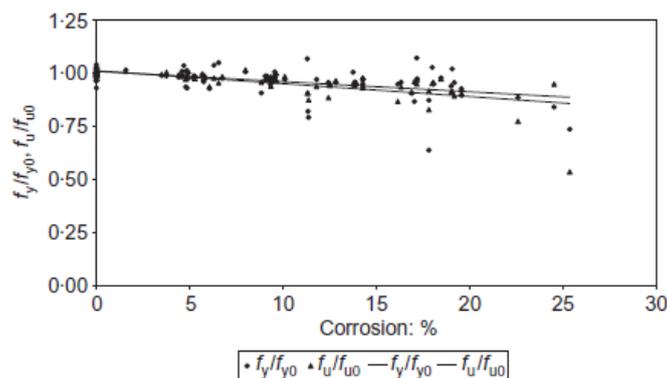


Fig. 2. 19. Resistenza residua barra nuda corrosa (Du, 2015).

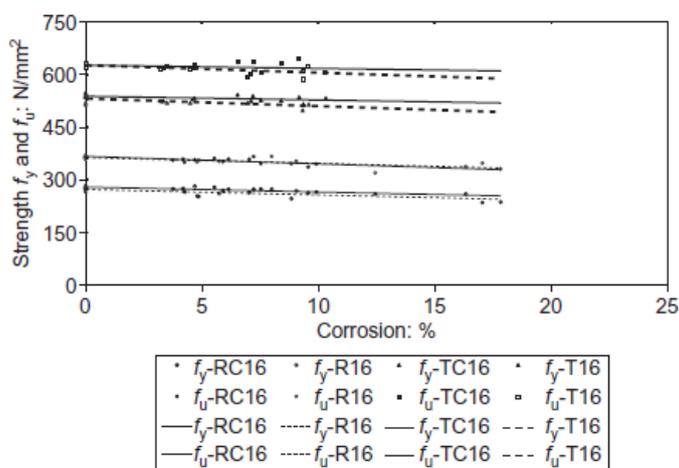


Fig. 2. 20. Resistenza residua barre corrosa in CLS (Du, 2015).

Dai vari dati raccolti si è portato avanti un'analisi di regressione da cui si è arrivato ad una equazione che mette in relazione la resistenza residuale e la resistenza iniziale, in funzione della percentuale di massa persa e dal fattore di regressione β .

$$f = [1 - \beta \cdot \psi] f_0 \quad (2.34)$$

La formula ha validità sia per il calcolo della tensione di snervamento residuale che per la tensione ultima residuale, dovrà essere, però definito il fattore di regressione a seconda del caso.

Un altro fatto importante è che la resistenza residuale non dipende soltanto dal livello di corrosione, ma cambia con il diametro e il tipo di barra, in questo caso ci concentriamo soltanto nell'effetto dato dal diametro perché nei progetti strutturali usualmente si usano diversi diametri per il progetto, invece non accade con il tipo di barra, oggi giorno tutte le barre devono essere corrugate e non più lisce come una volta, quindi l'analisi di questo fattore si trascura.

Il motivo per il quale il diametro della barra ha una incidenza sulla perdita di resistenza è il rapporto tra la massima penetrazione data dall'attacco corrosivo P_{max} e l'area trasversale della

barra. Quindi questo rapporto diventa più alto quanto minore è il diametro della barra, allora la resistenza residuale per diametri piccoli decresce di più in confronto con quanto decresce per le barre di diametro più grande.

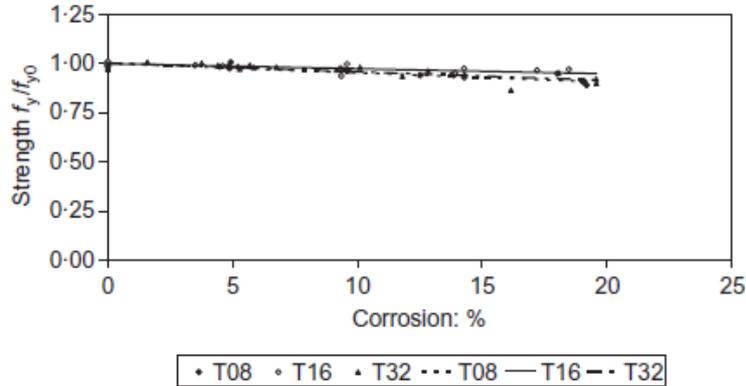


Fig. 2. 21. Effetto del diametro in barre corrose (Du, 2015).

Per tener conto dell'effetto del diametro Du *et al.* (2005a) propone i seguenti valore del fattore di regressione per la resistenza β , tabella 2.1, modificata agli scopi di questa tesi. Le diverse barre usate per lo studio sono state denominate a seconda del tipo di test e del diametro. I test sono stati svolti su barre corrugate di diametri 8, 16 e 32mm, sposte rispettivamente ad una corrente di corrosione di 0.5, 1.0 e 2.0 mA/cm^2 . Dalla tabella si capisce che la resistenza ultima decresce di più rispetto alla resistenza di snervamento.

β	Resistenza	
	f_y/f_{y0}	f_u/f_{u0}
T08	0.0020	0.0048
T16	0.0016	0.0026
T32	0.0036	0.0044

Tabella 2. 1. Fattore di regressione di resistenza modificata. (Du, 2015).

Per quanto riguarda la duttilità delle barre anche essa viene affettata per la propagazione della corrosione. In riferimento alla ricerca svolte anche da Du *et al.* (2015,b) si spone un modello atto al calcolo della deformazione ultima ridotta e la duttilità

La duttilità comunemente si intende come il rapporto tra la deformazione a snervamento e la deformazione ultima, in altre parole, esiste una relazione diretta tra duttilità e deformazione

ultima, in questo modo si ottiene che la propagazione della corrosione oltre a ridurre le proprietà meccaniche delle barre, fa ridurre la duttilità.

I risultati della ricerca di Y. G. Du vengono sposti in figura 2.22 in cui si osserva che la deformazione ultima si riduce significativamente grazie all'effetto corrosivo nella barra. In confronto con le figure 2.19 e 2.20, si fa notare che la diminuzione della deformazione ultima, in percentuale è molto più alta rispetto alla perdita di resistenza. Ad esempio, per un 10% di corrosione si ottiene una perdita di circa 30% di deformazione ultima, mentre per lo stesso livello di corrosione si ottiene una riduzione della resistenza di appena circa 5%.

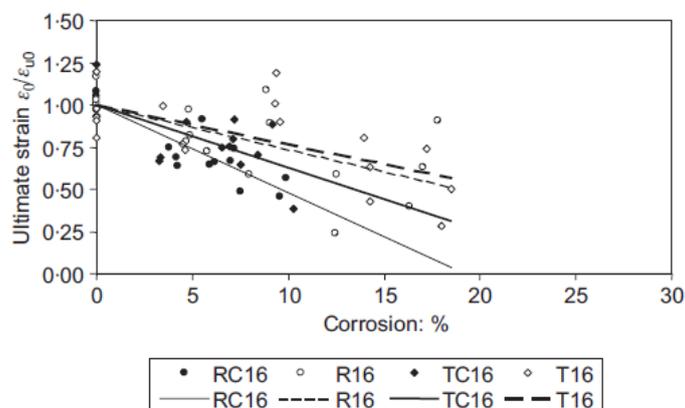


Fig. 2. 22. Effetto della corrosione nella deformazione ultima (Du, 2015).

Come in precedenza è stato spiegato, si risale ad una formulazione da un'analisi di regressione, in questa volta, il fattore di regressione viene espresso da α_e , i suoi valori dipendono anche dal tipo di barra e dal diametro come si mostra nella tabella 2.2 modificata ai propositi di questa tesi.

$$\varepsilon_u = [1 - \alpha_e \cdot \psi] \varepsilon_{u0} \quad (2.35)$$

Si nota un effetto più marcato per le barre di diametro minore tale come accadeva per la resistenza. I test dimostrano che il fattore di regressione dipende anche dal test svolto, cioè se è stato fatto su una barra nuda, o invece, sul una barra in cemento; essendo più alto le barre all'interno del cemento.

Barra	α_e
T08	0.027
T16	0.023
T32	0.031

Tabella 2. 2. Fattore di regressione di deformazione ultima (Du 2015b). Modificata.

In conclusione, la corrosione non affetta la duttilità in termini di rapporto di resistenza, ma interni di deformazione ultima perché essa viene in proporzione ridotta molto di più ad uno stesso livello di corrosione; è comunque da capire che la duttilità strutturale dipenda anche da altri fattori altro alle proprietà delle armature di rinforzo, tale come il tipo di carico, statico o dinamico, come venga applicato, influisce anche la risposta strutturale dell'elemento. Oltre a questi parametri la duttilità dipende anche dalla robustezza della struttura.

Per strutture soggette principalmente ad alti carichi statici, il rapporto di resistenza svolge una funzione più dominante, perché, mentre più alto sia maggiore sarà la differenza tra tensione di snervamento e tensione ultima, quindi la struttura ci sarà nelle condizioni per aggiustarsi a diversi carichi, per questo tipo di carico, le armature sotto corrosione difficilmente avranno influenza sulla robustezza strutturale (Y. G. Du, 2015b).

Da altra parte, stanno i carichi dinamici o sismici, per i quali la risposta diventa più dipendente dalla deformazione ultima, e non tanto dal rapporto di resistenza; questo perché, le sollecitazioni dinamiche dipendono altre che dal livello di carico, l'intensità del sisma ad esempio, dalla risposta strutturale. Un sisma intenso può causa sollecitazione moderate in strutture con duttilità alta, invece caso contrario, un sisma di intensità media può causare sollecitazioni elevati in strutture con poca duttilità.

In modo di capire questa situazione riguarda l'analisi modale, in cui sono importanti sia massa che la rigidità, e dal quale avviene che le sollecitazioni dinamiche dipendano da questi parametri, allora quando la resistenza e duttilità delle sezioni vengono ridotte a causa della corrosione, si riduce pure la rigidità.

2.3.4 Modelli per gli effetti sul CLS della corrosione

Gli effetti della corrosione delle barre sul CLS sono notevole, anche visibilmente sul CLS di copriferro in cui dovuto alla espansione delle barre corrose in zona compressa si fessura, con posteriore rottura e distaccamenti di parti del copriferro; aggravamento il processo corrosivo lasciamento le barre scoperti in diretto contatto l'ambiente esterno e quindi con le particole

aggressive. Un altro effetto, non visibile ma forse più intuitivo riguarda la perdita di confinamento del CLS di cuore, perché l'effetto confinato è proprio dato dalle barre di staffature che avvolgono la pasta cementizia, allora una volta vengono a meno le proprietà geometriche e meccaniche è probabile pensare che allo stesso modo, il confinamento venga ridotto.

Entrambi gli effetti sono modellati mediante la perdita di resistenza di compressione del CLS rispetto alla resistenza di partenza, o dell'elemento non corroso, in più, la perdita di confinamento porta alla riduzione della duttilità espresso come deformazione ultima del cemento.

Per primo, la riduzione della resistenza a compressione del CLS di copriferro si può stimare dal modello proposto da D. Coronelli and P. Gambarova (2004) espresso dalla formula seguente:

$$\sigma'_c = \frac{\sigma_c}{1 + \eta \frac{\varepsilon_1(t)}{\varepsilon_{co}}} \quad (2.36)$$

Con:

σ_c = Tensione massima a compressione

η = Coefficiente relativo alla rugosità e diametro delle barre.

ε_{co} = Deformazione corrisponde alla massima tensione.

$\varepsilon_1(t)$ = Deformazione laterale.

La deformazione laterale ε_1 , causa micro-fessure longitudinali che sono assunte di spalmate sul CLS fessurato, queste sono in ultima istanza la vera causa della perdita di resistenza a trazione, viene espressa dalla formula seguente data in G. Campione (2017):

$$\varepsilon_1(t) = \frac{2\pi \cdot n_{bars} \cdot (v_{rs} - 1) \cdot X(t)}{b} \quad (2.37)$$

In cui:

$v_{rs} = 1.7 \div 6.1$, Rapporto di espansione di volume tra ruggine ed acciaio.

$X(t) = \frac{\Delta D(t)}{2}$, Profondità di penetrazione con $\Delta D(t)$ dalla formula 2.22.

b = Larghezza della sezione.

n_{bars} = Numero di barre.

In questo modo si calcola la resistenza in funzione del tempo perché dipende della penetrazione della corrosione. Si prosegue con il CLS di cuore che come accennato in precedenza le sue proprietà vengono migliorate dall'effetto confinato che viene perso man mano la corrosione avanza e le proprietà delle armature trasversale (staffe), quindi l'effetto di confinamento dipende dalla massa persa dei ferri, $\psi(t)$.

Kashani (2015) considera che l'influenza della corrosione nella riduzione della duttilità viene persa in conto tramite la limitazione della deformazione ultima, o di rottura del CLS confinato ε_{cc} , come funzione delle caratteristiche delle armature di staffatura; a tale fine, modifica il modello proposto da Scott *et al.* (1982) espresso dall'equazione 2.38; chi definiva la deformazione ultima del CLS mediante la frattura della prima staffa.

$$\varepsilon_{cc} = 0.004 + 1.4 \cdot \left(\frac{\rho_{sc} \sigma_{y,tie} \varepsilon_{u,tie}}{\sigma_c} \right) \quad (2.38)$$

In cui si ha:

ρ_{sc} = Rapporto volumetrico di rinforzo trasversale.

$\sigma_{y,tie}$ = Tensione di snervamento del rinforzo trasversale.

$\varepsilon_{u,tie}$ = Deformazione di ultima del rinforzo trasversale.

Queste variabili si possono calcolare attraverso il tempo come indicato in precedenza quando si propaga la corrosione.

Per quanto riguarda questa tesi e seguendo la filosofia sposta da Kashani (2015) si calcolano le proprietà ridotte del rinforzo trasversale (staffe) e si calcola il modello di CLS confinato come verrà spiegato in avanti.

3 DEFINIZIONE E PROGETTO DELLA PILA DA PONTE IN STUDIO

Le strutture sono costruite attorno a tanti diversi ambienti per i quali possono soffrire tanti diversi processi di degrado, in particolare i ponti e viadotti di grande dimensioni sono delle strutture in genere costruite in montagna, in valli profondi, ampi fiumi, e altri posti in cui per le condizioni geografiche è comune trovare la necessità di costruire per il supporto dell'impalcato del ponte delle colonne molto alte e snelle che sono interamente sposte alle condizioni caratteristiche dell'ambiente.

Questo tipo di strutture possono essere molto condizionate dagli effetti di secondo ordine quando sono sottoposte a carichi provenienti da sismi, risulta interessante mettere in confronto la risposta dinamica di una pila alta quando su di essa avviene un processo di deterioro causato dalla corrosione, tra l'altro perché sarebbe opportuno dal fatto che entrambi fenomeni possono accedere su un elemento con queste caratteristiche.

A tale proposito viene definita in seguito una colonna di altezza poco più di 80 metri, a sezione rettangolare di tipo scatolare variabile con l'altezza sia in lato sia in spessore, quindi verranno definiti i vari cambiamenti geometrici e di armatura presenti lungo l'altezza. Verrà anche sposta in modo in cui si eseguirà la caratterizzazione della resistenza delle differenti sezioni con cui sarà modellata la colonna in termini di dominio di resistenza (diagramma Sforzo Normale – Momento), diagramma Momento – curvatura e la duttilità, e per ultimo, la caratterizzazione dinamica fatta attraverso l'analisi modale.

Finalmente, si presentano i risultati della valutazione della corrosione sulla pila appena descritta, in cui sono stati applicati le formulazioni introdotte nel capitolo precedente; si determinano; quindi, le caratteristiche geometriche e meccaniche per ai diversi anni in cui si valuta la corrosione, i valori ottenuti saranno dopo implementate nel modello come si spiegherà nel prossimo capitolo.

3.1 Ubicazione.

La pila da ponte scelta per l'analisi del deterioro dato dalla corrosione sulle barre di armatura fa parte del viadotto di Roccaprebalza conformato da quattro campate (Fig. 3.1) con l'impalcato di tipo a sezione scatolare variabile con la longitudine (Fig. 3.3), sistema statico di trave continua semplicemente appoggiata.

Il viadotto è ubicato vicino a Roccaprebalza, da cui prende il nome, che è una piccola frazione del comune di Berceto, in provincia di Parma (Regione: Emilia-Romagna). In specifico si indicano le seguenti coordinate GPS:

LAT: 44.530473 (44°31'49.7" N)

LONG: 9.957175 (9°57'25.8" E).

In figura 3.1 viene precisato da una feccia rossa il viadotto da cui si sta facendo riferimento con quanto detto precedentemente e da cui viene presa la pila per l'analisi (Fig. 3.2)

La figura 3.2 permette vedere le pile già costruite, e un po' la geografia del sito e di farsi un'idea delle dimensioni che entrano in gioco, che in anticipo mostra la sua forma variabile in maniera parabolica con l'altezza. La figura 3.3 permette, invece, vedere l'impalcato in fase di costruzione, e quindi di capire la forma della sua sezione trasversale; inoltre c'è una migliore visualizzazione e si percepisce ancora meglio la curvatura della pila.



Fig. 3. 1. Viadotto Roccaprebalza (Google.maps).



Fig. 3. 2. Pila viadotto Roccaprebalza (Google.maps).



Fig. 3. 3. Impalcato fase costruzione viadotto Roccaprebalza (<http://www.spicsrl.it>)

3.2 Definizione della geometria e delle armature.

La colonna ha sezione, spessore delle pareti e quantitativo di rinforzo variabile lungo la sua altezza.

La sezione trasversale è di tipo scatolare quadrata in cui siano la lunghezza dei lati che lo spessore variano. La sezione di partenza, cioè la base, ha dimensioni 9.8m x 9.8m; dopodiché, parte con una legge parabolica fino alla quota di 63.33m data dalla seguente espressione:

$$y = -0.005 \cdot x^2 + 0.0597 \cdot x \quad (3.1)$$

Con:

y = Il restringimento della dimensione a metà trasversale.

x = L'altezza dalla base.

A partire da 63.33m, la sezione è costante di dimensioni 6.0m x 6.0m per altri 5.00 metri, in questo modo ci si arriva ad una quota di 68.33m.

Finalmente, da 68.33m la colonna sale ulteriormente di 10.00 metri, anche questa volta con una legge parabolica, ma diversa dalla precedente, definita come segue:

$$y = 2.50 \cdot 10^{-3} \cdot x^2 - 5.00 \cdot 10^{-2} \cdot x \quad (3.2)$$

Questa volta si pone x come la distanza dall'intradosso di capitale.

L'intera colonna viene suddivisa in tre grandi zone caratterizzate dal cambiamento dello spessore delle pareti, detto in altre parole, là dove avviene il cambiamento dello spessore viene differenziata una zona dall'altra. Dalla sezione di base e fino alla quota di 22.52m viene definita la zona 1 in cui lo spessore è pari ad 1.00m; dopo diventa 0.80m definendo così la zona 2 di lunghezza pari a 30.80, cioè fino alla quota 53.32m, ciò che resta definisce la zona 3, con le sezioni aventi spessore di 0.60m. La figura 3.4 illustra in maniera molto più chiara le diverse suddivisione presenti nella colonna.

Le proprietà dei materiali sono definite nel seguente modo:

- per il CLS:

$$f_{ck} = 29 MP_a.$$

- Per le armature di rinforzo:

$$f_{yk} = 430 MP_a.$$

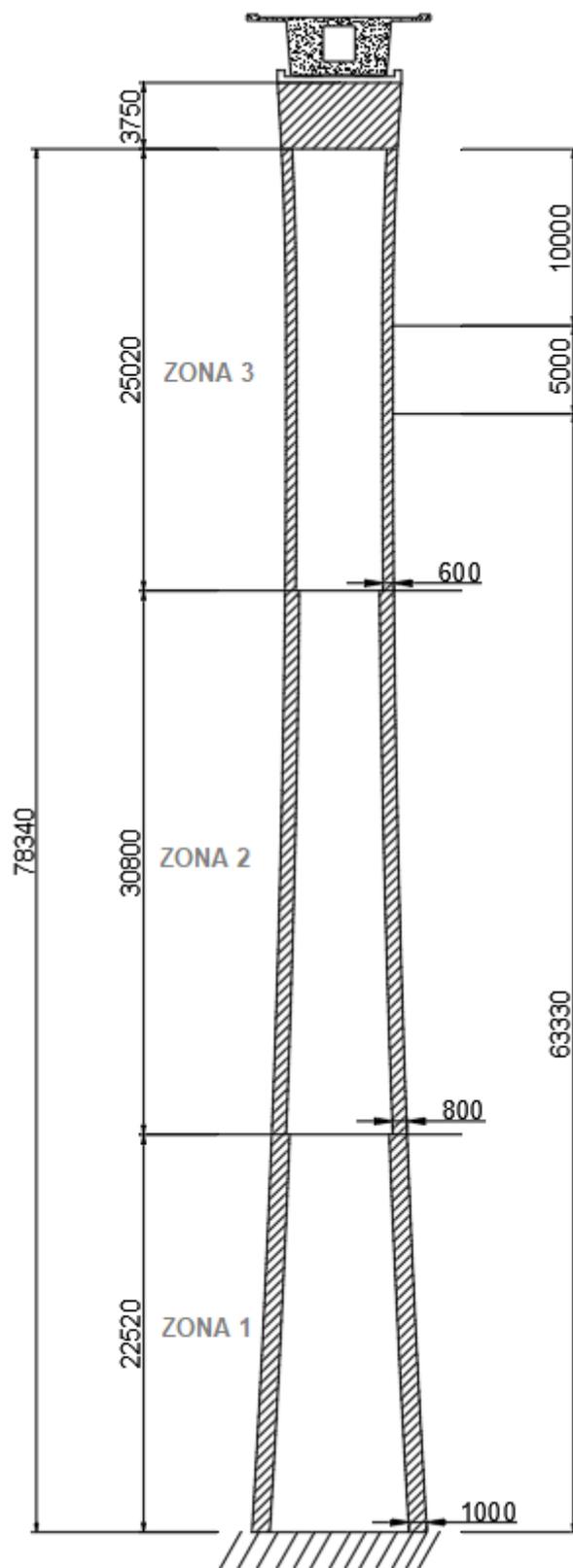


Fig. 3. 4. Profilo colonna in studio, in mm.

La configurazione del rinforzo principale viene anche definita a seconda delle tre zone definite in precedenza, le rispettive disposizioni vengono riassunte nella tabella 3.1

Zona	Da [m]	a [m]	Spessore [m]	As*
1	0	22.52	1.0	ϕ 24/40
2	22.52	53.32	0.8	ϕ 22/40
3	53.32	Top	0.6	ϕ 20/40

Tabella 3. 1. Caratteristiche delle zone.

Il peso proprio dell'impalcato che viene sopportato dalla pila è definito attraverso dei carichi applicati in sommità della pila (Fig. 4.6. a); allora, questi vengono specificati in valore caratteristico in tabella 3.2.

Forza assiale	N	-55352 [kN]
Forza orizzontale	H	1661 [kN]
Momento flettente	M	30923 [kN-m]

Tabella 3. 2. Carichi trasmessi dell'impalcato del ponte.

Dall'altra parte, dalle combinazioni di carico assunte per il progetto dell'impalcato si ottengono delle reazioni che vengono visti come dei carichi che vanno applicati, anche in questo caso, in sommità della pila, allora, nelle tabelle 3.3, si presentano le 6 combinazioni di carichi corrispondenti.

Comb. Carico Statico - Max N - LC1		
Forza assiale	N	-37351 [kN]
Forza orizz.	H	1893 [kN]
Mom. flettente	M1	29823 [kN-m]
Mom. flettente	M2	1783 [kN-m]

Comb. Carico Statico - Min N - LC4		
Forza assiale	N	-72641 [kN]
Forza orizz.	H	1893 [kN]
Mom. flettente	M1	45946 [kN-m]
Mom. flettente	M2	-1409 [kN-m]

Comb. Carico Statico - Max M2 - LC2		
Forza assiale	N	-69926 [kN]
Forza orizz.	H	2240 [kN]
Mom. flettente	M1	91854 [kN-m]
Mom. flettente	M2	1976 [kN-m]

Comb. Carico Statico - Min M2 - LC5		
Forza assiale	N	-45307 [kN]
Forza orizz.	H	1893 [kN]
Mom. flettente	M1	2606 [kN-m]
Mom. flettente	M2	-1555 [kN-m]

Comb. Carico Statico - Max M3 - LC3			Comb. Carico Statico - Min M3 - LC6		
Forza assiale	N	-69926 [kN]	Forza assiale	N	-45307 [kN]
Forza orizz.	H	2240 [kN]	Forza orizz.	H	-1804 [kN]
Mom. flettente	M1	91854 [kN-m]	Mom. flettente	M1	2606 [kN-m]
Mom. flettente	M2	1976 [kN-m]	Mom. flettente	M2	-1555 [kN-m]

Tabella 3. 3. Combinazioni di carico applicati in testa.

3.3 Caratterizzazione della resistenza.

Come accennato in precedenza, la colonna da ponte impiegata nella presente tesi per lo studio della corrosione, è stata definita interamente nella sua geometria e della disposizione delle armature longitudinali, quindi le diverse sezioni si possono caratterizzare per la loro resistenza, la loro duttilità.

3.3.1 Dominio di Resistenza.

Il dominio di resistenza sono curve che rappresentano delle sollecitazioni interne espresse in funzione dello sforzo normale (N) e del momento di flessione (M) corrispondenti alle infinite configurazioni di Stato Limite Ultimo (SLU) alle quale la sezione può raggiungere. In pratica, ad ogni configurazione limite corrisponde una coppia N-M di sollecitazione.

Lo stato limite non si raggiunge per una certa tensione, bensì quando il materiale raggiunge una certa deformazione, in questo caso, quando il CLS la sua deformazione ultima ϵ_{cu2} oppure quando l'acciaio di rinforzo la raggiunge ϵ_{ud} ; quindi una configurazione di SLU si definisce nel momento in cui una fibra di qualsiasi dei due materiale arriva a deformazione ultima oltre alla quale il materiale si rompe. Questo permette, allora; di definire diverse configurazioni di SLU a seconda de quale materiale raggiunga il suo stato limite, in base a questo si definiscono 6 diversi campi di configurazioni di stato limite (Fig. 3.5).

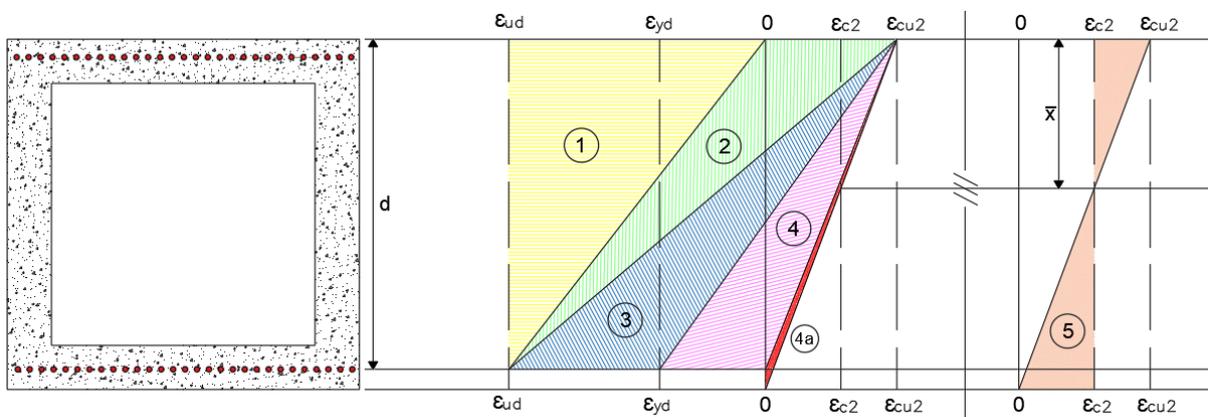


Fig. 3. 5. Campi di deformazione di Stato Limite Ultimo.

La figura precedente definisce per una sezione generica armata sia inferiormente che superiormente i campi di deformazione attraverso i quali si possono definire le infinite configurazioni limite, per i primi due campi è il rinforzo inferiore che ha raggiunto il suo stato limite, invece per i restanti tre campi, lo si raggiunge dal lato del CLS.

I campi si delimitano come si mostra in tabella 3.4, i quali sono stabiliti in funzione del rapporto x/d , in cui x è la profondità dell'asse neutro misurato dalla fibra più alta, invece d è la distanza assegnata in figura 3.2. A tale fine si riportano i valori delle deformazioni ultima:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{ud} &= 67.5\text{‰} & \varepsilon_{c2} &= -2.0\text{‰} \\ \varepsilon_{uy} &= 1.956\text{‰} & \varepsilon_{cu2} &= -3.5\text{‰}\end{aligned}$$

Per il campo 5 invece, si definisce mettendo come punto di rotazione l'asse neutro della fine del campo 4a, chiamato \bar{x} in corrispondenza di ε_{c2} , in questo modo, ci sono soltanto tensioni di compressione nell'intera sezione. \bar{x} è pari a:

$$\bar{x} = \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{cu2}}\right) \cdot h = \frac{3}{7} \cdot h \quad (3.3)$$

campo	lim inf $\leq x/d \leq$ lim sup	
1	$-\infty$	0
2	0	0.049
3	0.49	0.641
4	0.641	1
4a	1	$+\infty$

Tabella 3. 4. Delimitazioni campi di deformazione.

Definiti i campi de deformazione, si prosegue con il calcolo delle sollecitazioni interne N-M, bisogna prima fissare le ipotesi di calcolo:

- Conservazione della planarità delle sezioni fino a collasso.
- Coincidenza delle deformazioni fra l'acciaio ed il calcestruzzo circostante, sia in trazione che in compressione.

- Assenza di resistenza a trazione del calcestruzzo.

Il dominio di resistenza dipende da:

- Forma della sezione trasversale.
- Posizione e area dell'armatura.
- Caratteristiche meccaniche dei materiali (Legge costitutive)

Considerando una qualsiasi configurazione di SLU, per le ipotesi fatte è nota la deformazione di tutta la sezione perché essa è piana, sono note anche le leggi costitutive dei materiali, di conseguenza è noto lo stato tensionale su tutti i punti, come si mostra in figura 3.6. A tale stato tensionale corrispondono delle sollecitazioni calcolate come segue:

$$N_{Rd} = \int_A \sigma dA \quad (3.4)$$

$$M_{Rd} = \int_A \sigma y dA \quad (3.5)$$

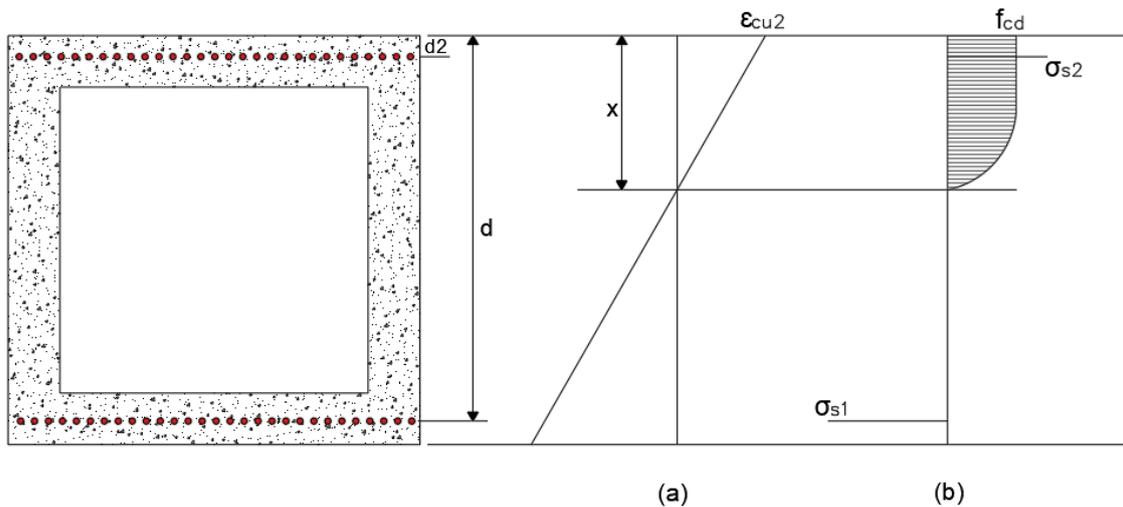


Fig. 3. 6. Configurazione di SLU. (a) Stato di deformazione (b) Stato tensionale.

Come si può intuire dalla figura 3.3 ad ogni stato di deformazione corrisponde un asse neutro x per il quale si definisce lo stato tensionale; in altre parole, per ogni configurazione di deformazione limite che si scelga corrisponde un'unica coppia N_{Rd} - M_{Rd} . In questo modo, si riesce a definire l'intero dominio di resistenza.

In maniera esplicita le equazioni 3.4 e 3.5 si definiscono come segue:

$$N_{Rd} = \int_A \sigma_c dA + \sigma_{s1} \cdot A_{s1} + \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \quad (3.6)$$

Con:

$$\int_A \sigma_c dA = f_{cd} b x \beta_1(\varepsilon_c) \quad (3.7)$$

$$M_{Rd} = \int_A \sigma_c y dA + \sigma_{s1} \cdot A_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) - \sigma_{s2} \cdot A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_2\right) \quad (3.8)$$

Con:

$$\int_A \sigma_c y dA = f_{cd} b x \beta_1(\varepsilon_c) \cdot \left(\frac{h}{2} - \beta_2(\varepsilon_c) \cdot x\right) \quad (3.9)$$

A cura di questa procedura, si confrontano il diagramma ottenuto tramite la procedura previamente spiegata per la sezione di base con il diagramma ottenuto nel software di calcolo Sap2000. Dalla figura 3.7 si apprezza si può eseguire questa procedura per la definizione del dominio di resistenza della sezione presente lungo la colonna.

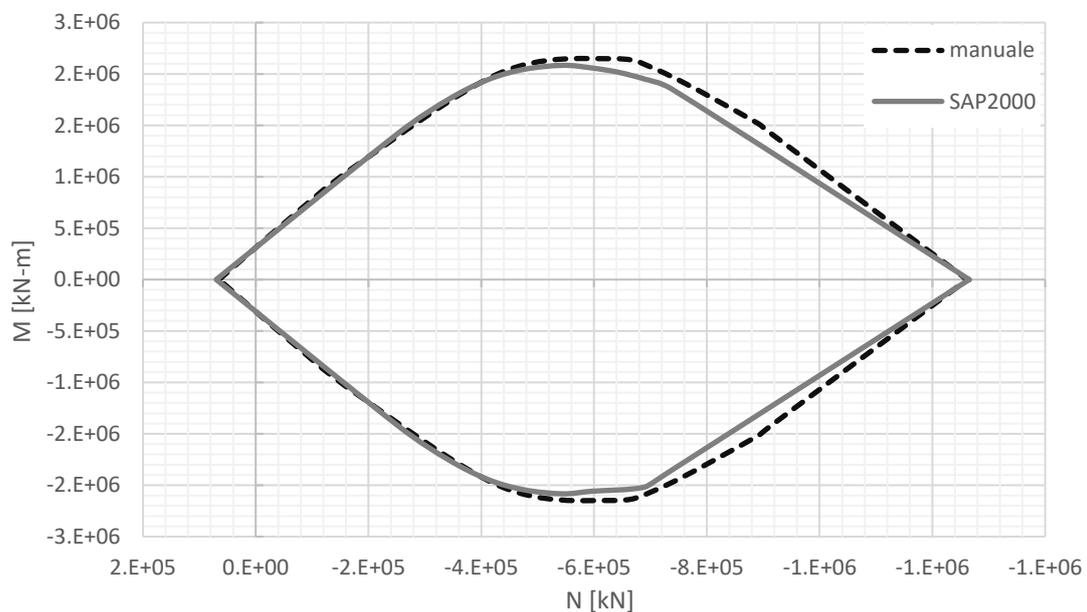


Fig. 3. 7. Dominio di resistenza sezione di base.

3.3.2 Diagramma Momento – Curvatura

Allo stesso modo in cui il materiale viene caratterizzato dal legame costitutivo Sforzo assiale – deformazione ($\sigma - \varepsilon$), il comportamento di una sezione in CA viene caratterizzata dal legame costitutivo momento – curvatura ($M - \chi$). Questi diagrammi hanno importanza a livello di comportamento strutturale perché su di essi si definisce la duttilità del materiale e della sezione, rispettivamente.

Per definire la curvatura bisogna richiamare la relazione tra deformata e rotazione. Tale come si vede nella figura 3.8, per una configurazione di deformazione corrisponde una rotazione espressa dall'angolo φ percorso dalla configurazione indeformata.

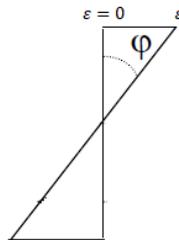


Fig. 3. 8. Deformata e rotazione.

Quindi si può scrivere la seguente relazione analitica:

$$\varepsilon = \frac{d\varphi}{dx} y \quad (3.10)$$

Dalla geometria classica si sa che l'arco di circonferenza dato da una rotazione è $dx = r d\varphi$, la curvatura si definisce come l'inverso del raggio r del cerchio osculatore della deformata, di conseguenza si ottiene che:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{\varepsilon}{y} \quad (3.11)$$

Il tracciamento del diagramma viene infine facendo variare la curvatura, di conseguenza la configurazione della deformazione; ad ognuna corrisponde un momento flettente interno. Il problema di questa procedura è che ne esistono infinite configurazioni de deformazione per una assegnata curvatura, dunque bisogna trovare un criterio che permetta precisare quale sia la configurazione di deformazione di interesse. Per tale fine, il diagramma viene tracciato per una assegnata forza assiale N , a cui corrisponde un'unica configurazione di deformazione ultima,

essa si trova attraverso l'applicazione delle formulazioni precedenti in modo iterativo fino ad avere $N \cong N_{Rd}$.

La deformazione del baricentro della sezione si definisce come:

$$\varepsilon = \lambda + \chi \cdot y \quad (3.12)$$

Con:

λ = Contributo dato dallo sforzo assiale N applicato.

Trovata la configurazione di deformazione espressa da ε viene si calcola l'asse neutro x e poi, finalmente applicando le formule 3.8 e 3.9 si calcola il corrispondente momento flettente interno. Per la sezione 1, la stessa usata per l'elaborazione del dominio di resistenza (Fig. 3.4), viene impiegata ora per il tracciamento della curva Momento – Curvatura mostrato in figura 3.9.

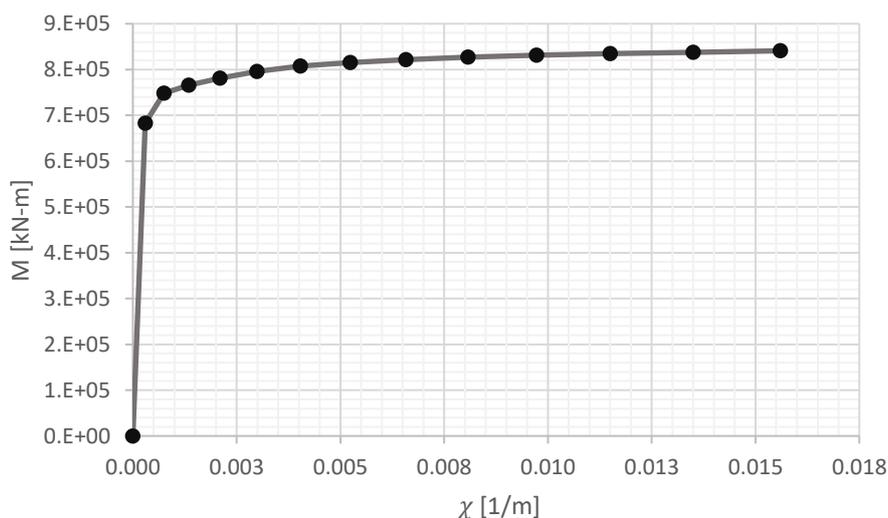


Fig. 3. 9. Diagramma Momento - Curvatura

3.3.3 Duttilità

La duttilità è la capacità di deformazione oltre al campo elastico senza che avvenga una riduzione importante di resistenza sia dai materiali sia dalla struttura nel suo insieme. In altre parole, è la capacità di dissipazione di energia, infatti dopo la fase di carico avviene lo scarico su una struttura qualunque; solo una parte dell'energia viene restituita, l'altra parte invece viene dissipata plasticamente, in questo processo la struttura si deforma permanentemente ma non arriva al collasso, quindi l'importanza della duttilità ovvero della capacità dissipativa, è nel fatto che serve a salvaguardare l'intera struttura.

La duttilità di una sezione si definisce in base al diagramma di Momento – Curvatura.

$$\mu_\chi = \frac{\chi_u}{\chi_y} \quad (3.12)$$

Con:

χ_y = Curvatura corrispondente allo snervamento della sezione.

χ_u = Curvatura corrispondente alla rottura della sezione.

Dalla figura 3.5 si calcola una duttilità pari a:

$$\mu_\chi = \frac{16\text{‰}}{2\text{‰}} = 8 \quad (3.13)$$

3.3.4 Dominio di curvatura

I domini di curvatura sono ricavati in base al diagramma di Momento – Curvatura ottenuto per diverse inclinazioni θ dell'asse neutro nel piano della sezione (Fig.). Il dominio viene costruito, quindi, ricavando la curvatura ultima per diversi valori dell'angolo θ , da questa curvatura vengono definiti i valori μ_x e μ_y per entrambe le direzioni ortogonali.

Dal fatto che la sezione è doppiamente simmetrica, è stato solo necessario ricavare i valori della curvatura per θ pari a 0, 10, 20, 30, 40 e 45 gradi, vengono, quindi subitamente definiti i valori di curvatura per un giro completo, cioè fino a 360 gradi.

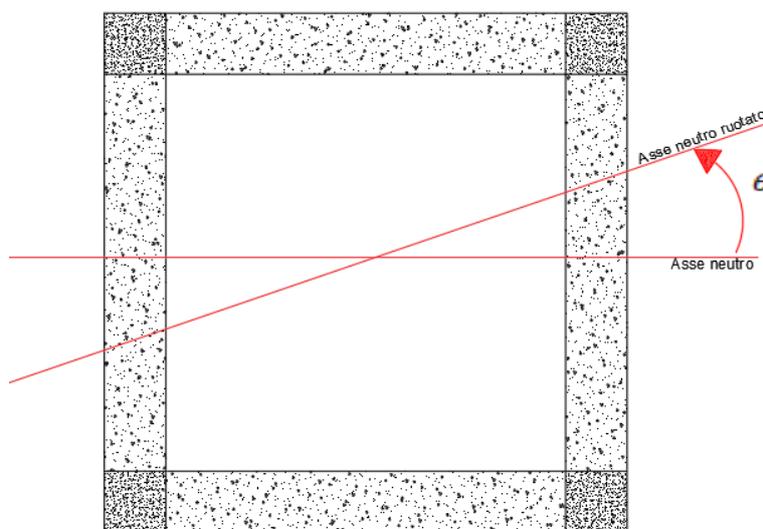


Fig. 3. 10. Rotazione asse neutro.

In questo modo si ottiene il dominio di curvatura, in seguito si presenta in figura 3.11 il diagramma per la sezione 1, questo diagramma sarà utilizzato per la verifica delle curvature ottenute mediante l'analisi *Time-History*, dunque, verranno ricavati i dominio per le altre sezioni, e al passare del tempo considerando la corrosione, in modo di verificare quando sia in grado la pila dopo certi anni a soddisfare le richieste alle quale potrebbe essere soggetta.

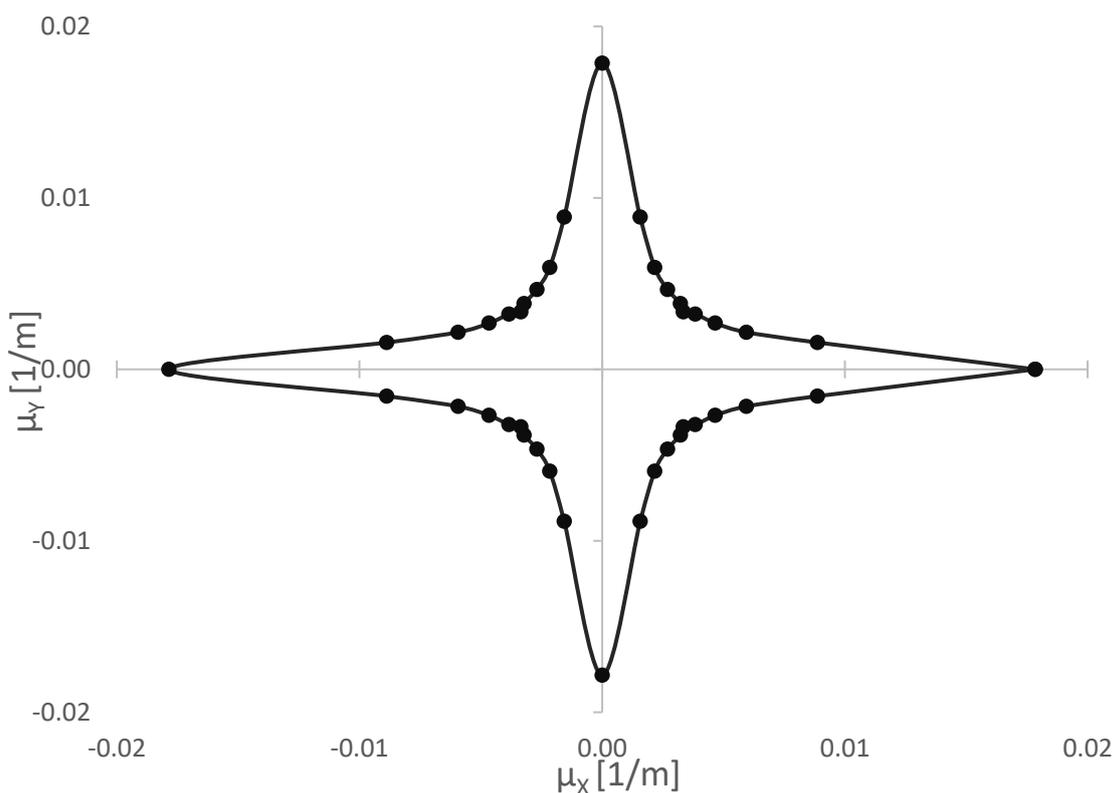


Fig. 3. 11. Dominio di Curvatura – Sezione 1.

Da questo grafico, si capisce quando sia in grado la sezione si reagire per azioni che siano soltanto in una delle due direzioni, invece non della stessa maniera quando viene sottoposta alle azioni che abbiamo qualche inclinazione, essendo il caso peggiore per le azioni con un angolo preciso di 45° ; da questo conclusione risultata interessante sottoporre la pila alle azioni bidirezionali, in tal modo varrà fatto con l'analisi dinamica.

3.4 Caratterizzazione dinamica - Analisi modale

In analisi strutturale permette la determinazione delle proprietà e della risposta di una struttura in base ai suoi propri modi di vibrare quando viene eccitata da forzanti dinamiche. La normativa (§ 7.3.2) consente l'uso dell'analisi modale come metodologia di analisi lineare dinamica ai fini di determinare le azioni dinamiche attraverso lo spettro di progetto (V. Cap 5.2)

Innanzitutto, si devono determinare i modi naturali di vibrare della struttura senza considerare possibili meccanismi di smorzamenti e senza considerare la presenza di forzanti esterno; in altre parole, oscillazione libera.

Dall'approccio dell'equazione del moto dinamico, si ipotizza una soluzione del moto il prodotto una forma spaziale e una forma temporale, tomando in considerazione soltanto la parte spaziale perché la soluzione ha validità per ogni istante, si riesce a definire il problema agli autovalori espresso come:

$$[K] - w_k^2[M] \cdot \{\phi\} = \{0\} \quad (3.14)$$

In cui:

$[K]$ = Matrice della rigidità.

$[M]$ = Matrice delle masse.

w_k^2 = Autovalori del problema, quadrato delle pulsazioni naturali del sistema.

$\{\phi\}$ = Autovettori del problema, modi di vibrare della struttura.

Dal punto di vista matematico, affinché l'equazione 3.14 abbia una soluzione diversa di quella banale, cioè $\{\phi\} = \{0\}$, il determinante della matrice $[K] - w_k^2[M]$ deve essere pari a 0. Da questo si risale alle pulsazioni naturali e ai modi di vibrare (Fig. 3.7) che caratterizzano le vibrazioni del sistema.

Dalla pulsazione naturali si deriva il periodo fondamentale (e la frequenza fondamentale), altro parametro che caratterizza la struttura, in base al quale si definisce lo spettro di risposta che si vedrà più avanti. Pulsazione e periodo sono collegati dalla seguente equazione:

$$T_k = \frac{2\pi}{w_k} \quad (3.15)$$

Dall'altra parte, i modi di vibrare espressi in forma di autovettori hanno l'importante proprietà di essere ortogonali tra loro, questo fatto permette di definire rilevanti caratteristiche di ogni modo di vibrare che influenzano il moto complessivo del sistema in cui, certo che confluiscono tutti. I quali sono:

– **Fattore di partecipazione modale** (Γ):

Indica quanto sia importante la partecipazione di un determinato modo di vibrare nel moto complessivo, e dipende sia della matrice del sistema, sia della matrice modale, definita dai autovettori normalizzati rispetto alla massa.

$$\Gamma_i = \frac{\{\phi\}_i^T \cdot \{M_\tau\}}{\{\phi\}_i^T \cdot [M] \cdot \{\phi\}_i} \quad (3.16)$$

Con

$$M_\tau = [M] \cdot \{\tau\} \quad (3.17)$$

In cui:

$\{\tau\}$ = Vettore di trascinamento.

Il vettore di trascinamento viene usato per definire una direzione prevalente del sisma, in base a quello definire diverse combinazioni di carico, siccome in questo caso si usa un modello 2D si prende il vettore uguale ad un vettore unitario.

– **Massa modale** (m_{mod}):

In modo simile, la massa modale è la corrispondente percentuale di massa totale che viene effettivamente coinvolta nel moto di ogni modo di vibrare. Questa definizione trova la sua importanza nell'analisi dinamico quando essendoci tanti modi coinvolti bisogna selezionare; alla fine di semplificare l'analisi, quelli che hanno una partecipazione più generale o globale anziché locale, questo viene determinato dalla quantità di massa che ogni modo riesce a mobilitare, quindi alla massa modale. In riferimento alla normativa, permette di assumere un totale di modi di vibrare che corrispondano ad una massa partecipante maggiore del 85%, in cui, siano stati considerati tutti i modi aventi una massa modale superiore del 5%.

Il suo calcolo viene fatto mediante la seguente espressione:

$$m_{mod_i} = (\{\phi\}_i^T \cdot [M] \cdot \{\tau\})^2 \quad (3.16)$$

Più che il valore della massa modale, interessa quando sia rispetto alla massa totale, cioè il rapporto in percentuale, in questo modo si riesce a determinare la rilevanza reale di uno specifico modo rispetto agli altri, perché mentre più percentuale della massa totale coinvolga qualsiasi modo, vuol dire che questo modo ha una natura più globale, e in quanto questo preciso modo venga eccitato da una sollecitante esterna potrà causare degli effetti su tutta la struttura.

La percentuale di massa si calcola come:

$$m_{mod_i}[\%] = \frac{(\{\phi\}_i^T \cdot [M] \cdot \{\tau\})^2}{\sum_i^n M_i} \quad (3.17)$$

3.4.1 Modi di vibrare trasversali

Per sistemi complessi, come quello in studio, si usano gli elementi finiti (V. Cap. 4.2) allo scopo di determinare i modi di vibrare, e le rispettive proprietà. Si esegue l'analisi modale in direzione trasversale all'impalcato (Fig. 3.14) tenendo conto di quanto specificato previamente; in seguito si riportano i primi 5 modi di vibrare in figura 3.12 e nella tabella 3.5 le rispettive caratteristiche dinamiche.

Modo	Periodo [sec]	Γ [kN-s ²]	m_{mod} [%]
1	3.02	1.49	57.0
2	0.44	-0.13	19.0
3	0.17	0.02	9.0
4	0.09	-0.03	6.0
5	0.067	0.01	2.0

Tabella 3. 5 Proprietà modi di vibrare

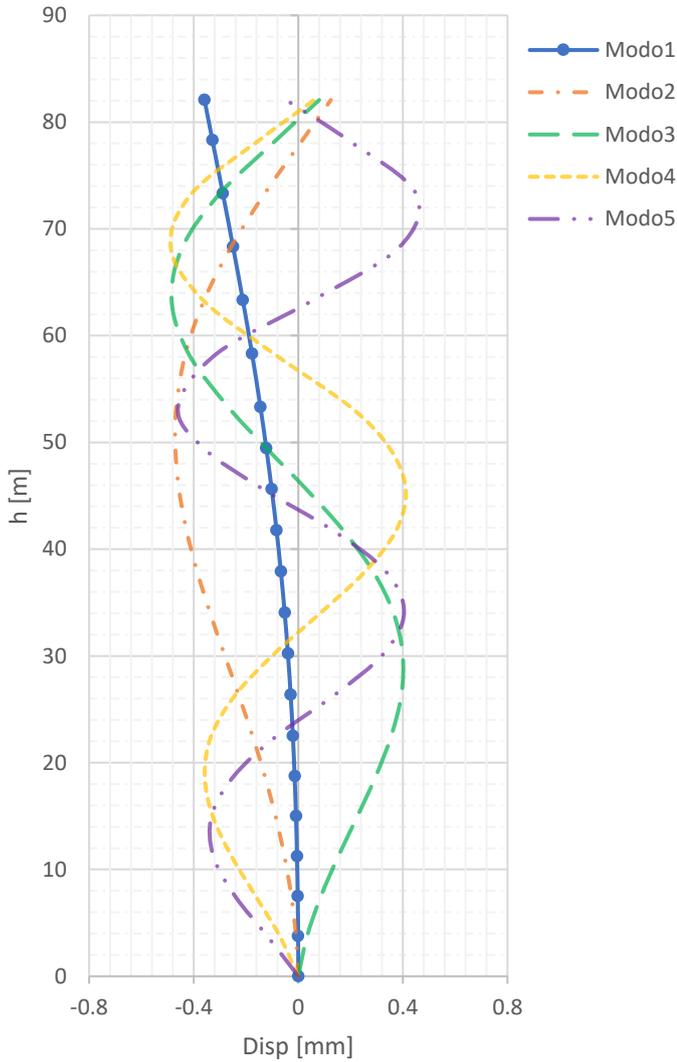


Fig. 3. 12. Modi di vibrare.

Le seguenti figure mostrano le forme modale più in dettaglio ricavate da software Sap2000.

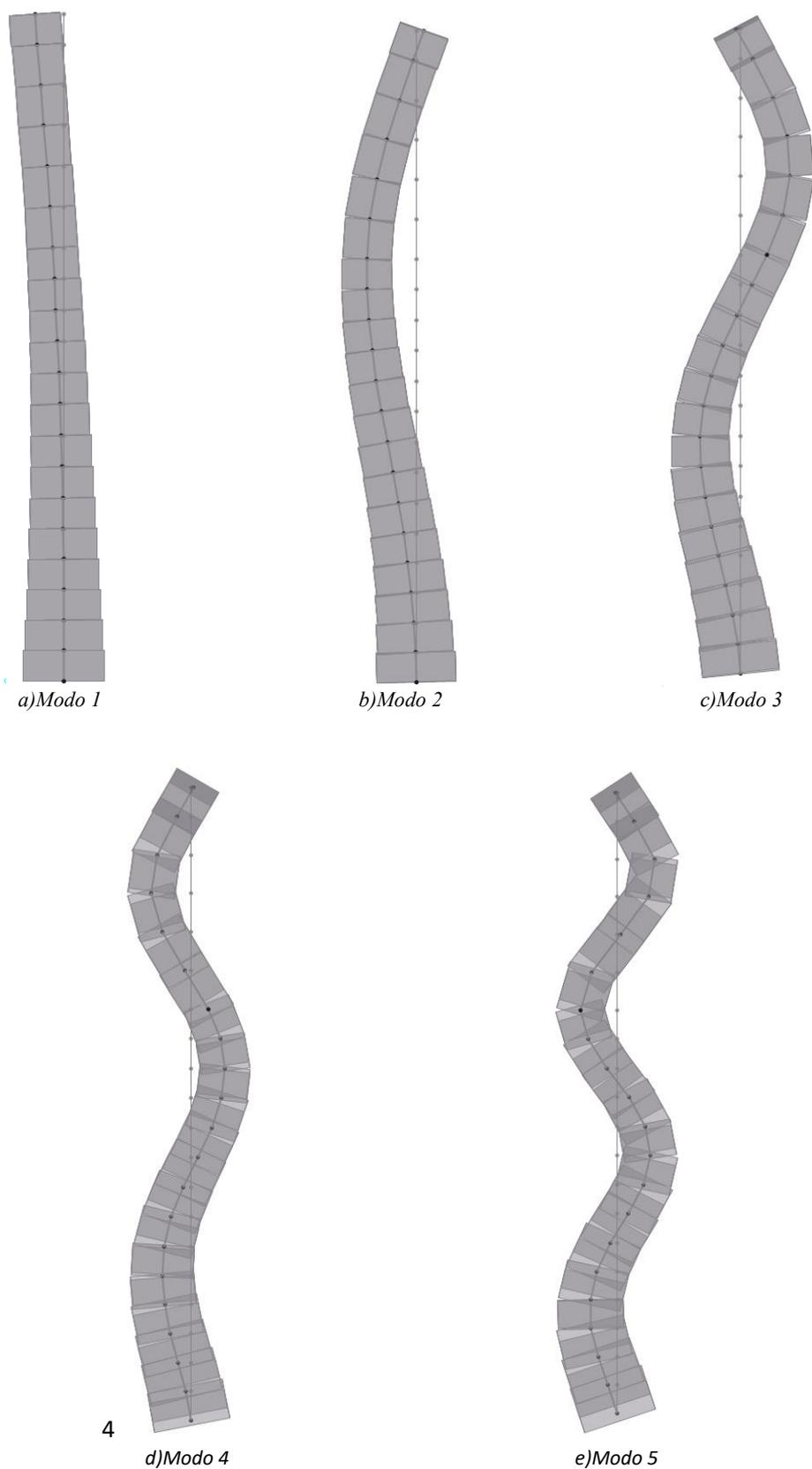


Fig. 3. 13. Forme modale da Sap2000.

3.4.2 Modi di vibrare longitudinali

Per direzione longitudinale si intende la direzione lungo l'impalcato come si mostra in figura 3.14, figura ottenuta dal modello in Sap2000 con cui si preceduto l'analisi modale.



Fig. 3. 14. Modello del ponte 3D.

Per la ricostruzione della sezione dell'impalcato si è usata una sezione media tra quella più grande ubicata in corrispondenza degli appoggi e la sezione più piccoli ubicata a meta campata. La sezione è di tipo scatolare tale come si vede in figura 3.15.

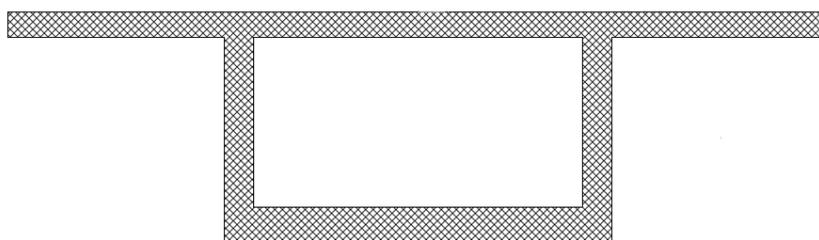


Fig. 3. 15. Sezione impalcato viadotto.

L'analisi modale in direzione longitudinale si giustifica dal fatto che si vuole conoscere il periodo della pila tenendo conto dell'impedimento a spostarsi dato dall'impalcato, questo si traduce in una rigidezza che sarà tenuta in conto nell'analisi dinamica, più dettagli saranno forniti nel rispettivo capitolo. Si ottiene, allora, periodo T_L in direzione longitudinale e il periodo trasversale T_T . La figura 3.16 mostra il primo modo di vibrare longitudinale.

$$T_L = 0.64 \text{ sec} \quad (3.18)$$

$$T_T = 2.86 \text{ sec} \quad (3.19)$$

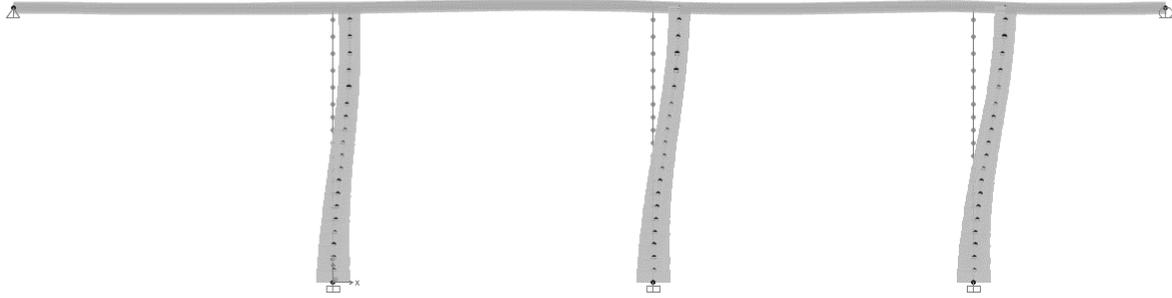


Fig. 3. 16. Modo di vibrare in direzione longitudinale.

3.5 Valutazione della corrosione sulla pila di studio

3.5.1 Innesco e propagazione della corrosione.

Per primo si calcola il tempo di inizio della corrosione, T_{corr} quindi si esegue l'equazione 2.17 con i valori dei parametri della tabella 3.5. I valori di C_{cr} e C_s da Castaldo (2017) mentre la erf^{-1} si calcola con l'espressione 2.21 .

C_s	1.28	[%]
C_{cr}	0.4	[%]
erf^{-1}	0.704	[-]
DIC	2.1	[cm ² /anno]

Tabella 3. 6. Parametri calcolo tempo iniziazione.

Per uno spessore di copriferro (x) pari a 7 cm si ottiene $T_{corr} = 12$ anni.

Essendo noto il tempo di innesco della corrosione si prosegue con il calcolo della densità di corrente di corrosione (Equa. 2.29) però bisogna prima calcolare $i_{corr,o}$ cioè la densità di corrente al momento T_{corr} , che viene data dall'equazione 2.30, in qui il rapporto A/C si è presso pari a 0.50 con riferimento alla figura 3.17 da Azichem. Allora si ha:

$$i_{corr,o} = 14.36 \text{ [mA/cm}^2\text{]}$$

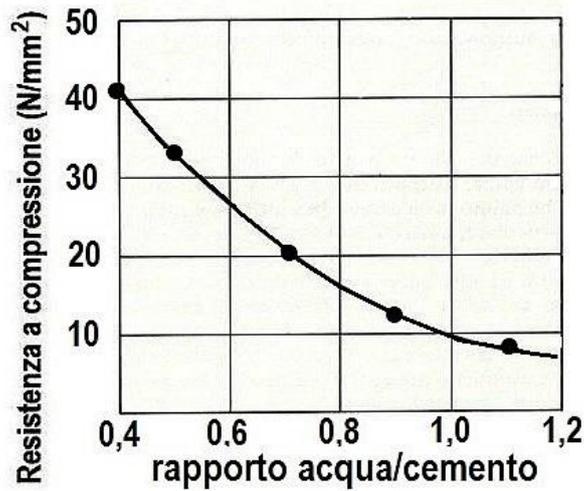


Fig. 3.17. Rapporto A/C per la resistenza a compressione (Azichem).

La tabella 3.7 si ripotano i valori sia di i_{corr} che di P_{ave} (Equa. 2.33) per diversi anni, poi, a modo illustrativo le figure 3.18 e 3.19 mostrano i loro andamenti, rispettivamente.

t	i_{corr}	P_{ave}
[anni]	[mA/cm ²]	[mm/anni]
20	6.69	0.87
25	5.82	1.23
30	5.29	1.56
35	4.93	1.85
40	4.66	2.13
45	4.44	2.39
50	4.26	2.64
60	3.98	3.12
80	3.60	4.00
100	3.34	4.80

Tabella 3.7. Densità di corrosione e penetrazione media.

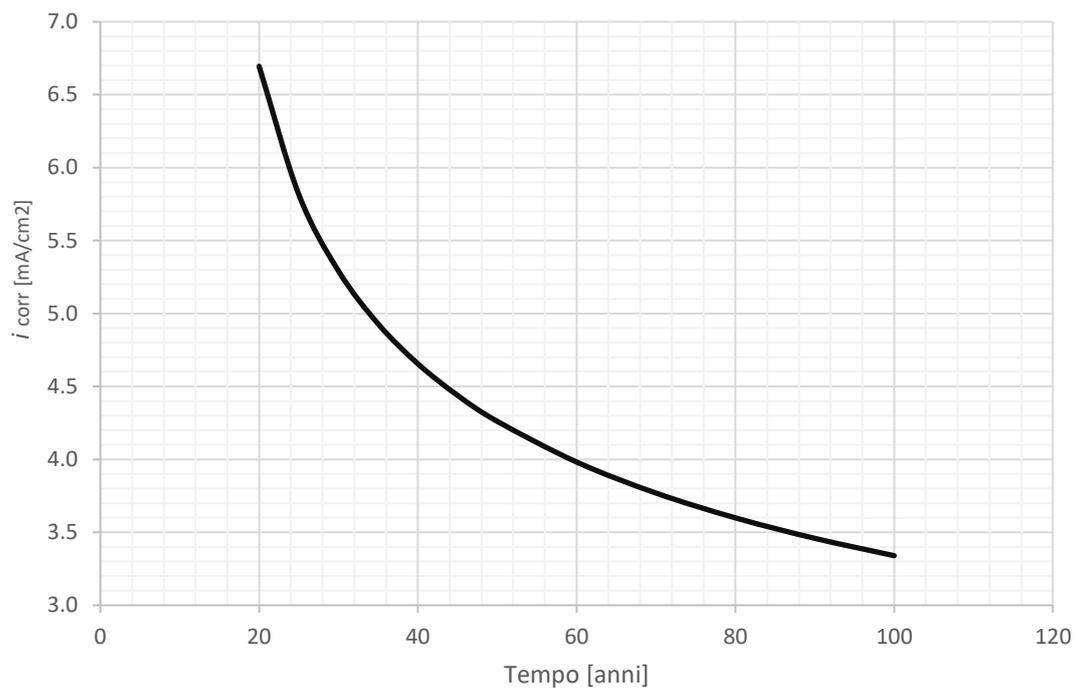


Fig. 3. 18. Densità di corrente di corrosione nel tempo, i_{corr} .

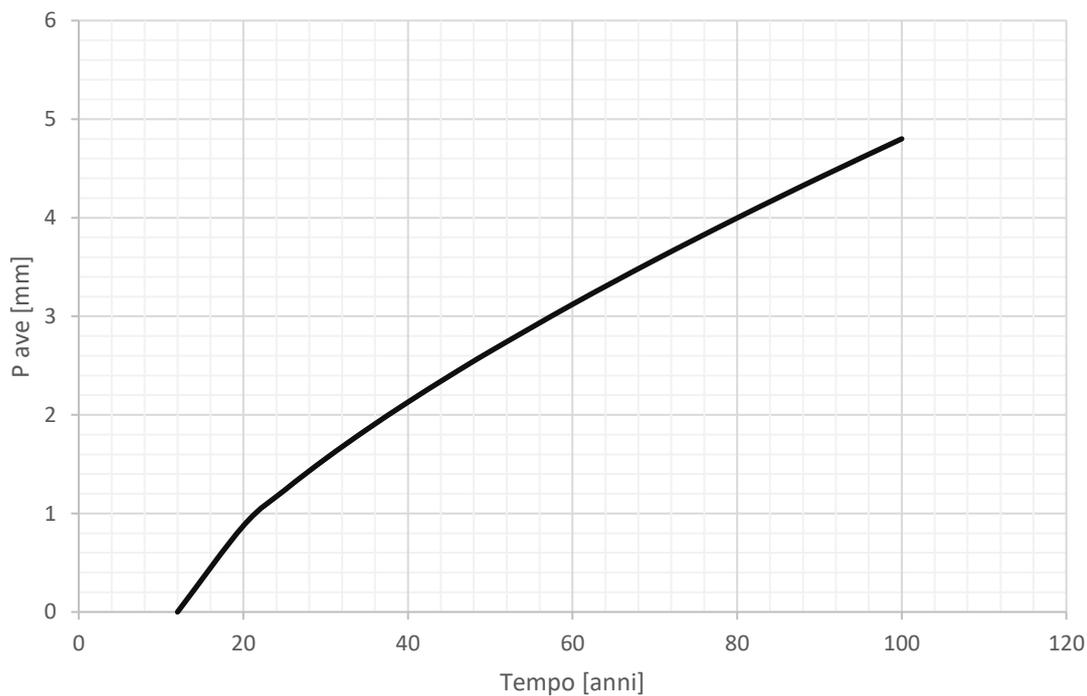


Fig. 3. 19. Penetrazione media della corrosione nel tempo, P_{ave} .

Calcolata la penetrazione della corrosione, si continua con il calcolo del diametro ridotto attraverso il tempo tramite l'equazione 2.32, la figura 3.20 mostra come si riducono i tre diametri delle barre presente nel progetto ($\phi 20$, $\phi 22$ e $\phi 24$); in seguito si presenta la tabella 3.8 con le rispettive aree che sono in fine i valori che interessano per il modello numerico da eseguire il quale sarà presentato formalmente nel capitolo seguente. In questo modo si definisce la variazione dell'area delle barre di rinforzo a causa della corrosione.

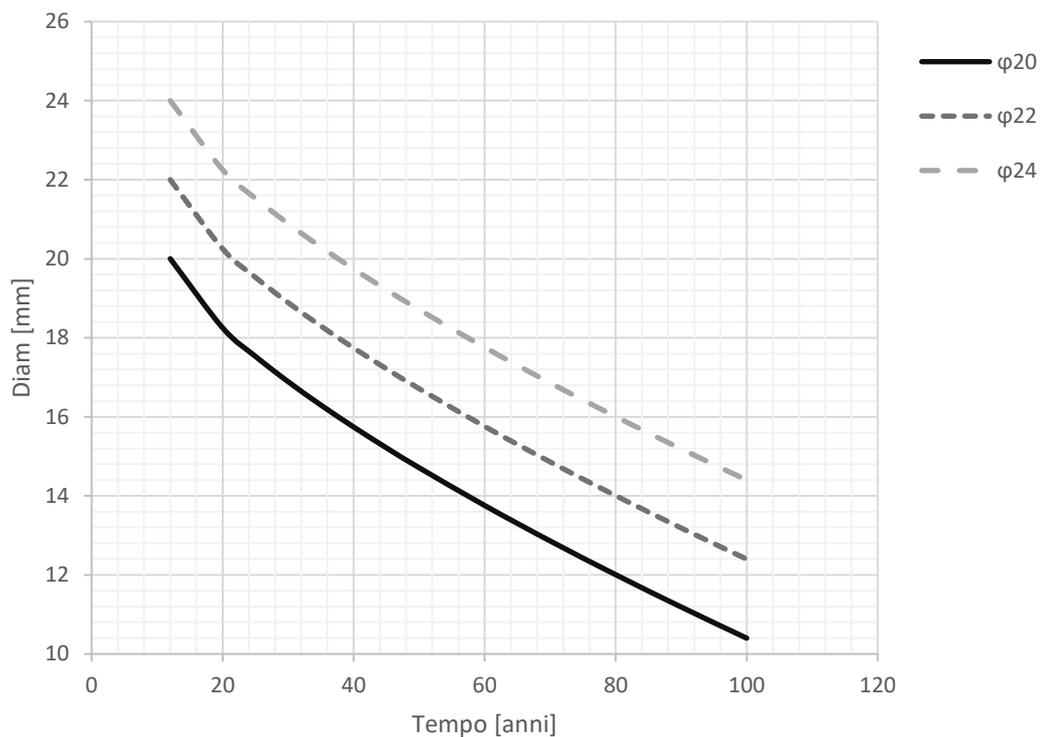


Fig. 3. 20. Variazione dei diametri di interessi nel tempo.

t [anni]	Area [mm ²]		
	φ20	φ22	φ24
0-12	314	380	452
20	299	363	434
25	277	339	408
30	258	319	385
35	242	300	365
40	227	283	346
45	213	268	329
50	200	253	313
60	177	227	284
80	138	183	234
100	107	146	192

Tabella 3. 8. Aree attraverso il tempo delle diverse barre.

Per completezza dell'analisi corrosivo, si riporta in figura 3.21 la curva della perdita della massa (Equa. 2.31) in percentuale, la quale ha una pendenza alta inizialmente, si capisce che si perde una maggior massa nei primi anni dall'innescò della corrosione e poi, via via diminuisce.

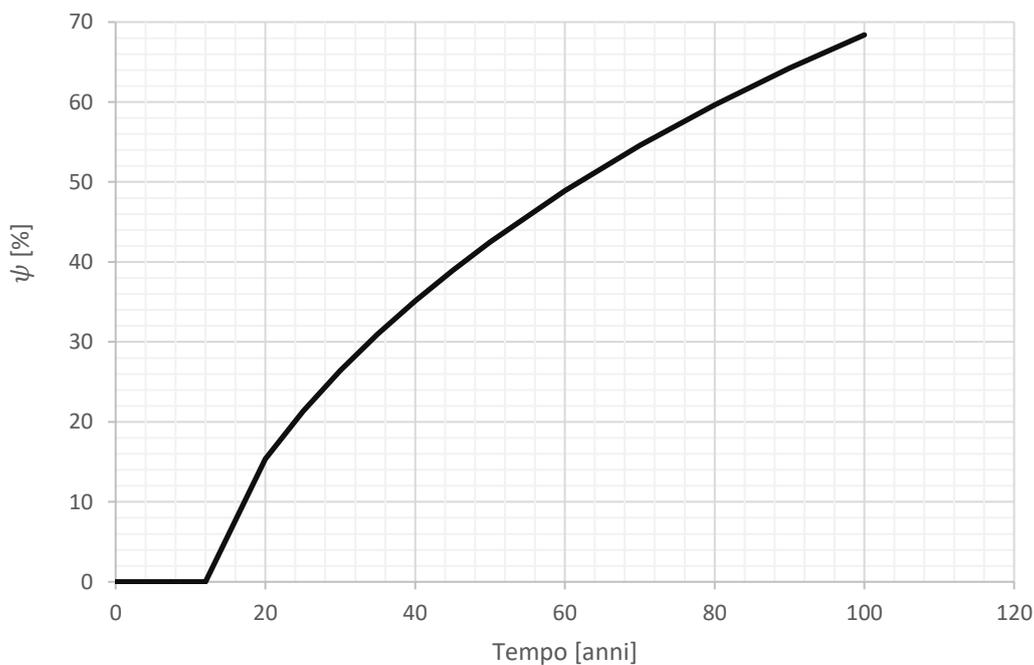


Fig. 3. 21. Perdita di massa della barra.

3.5.2 Perdita proprietà meccaniche

Si procede con la determinazione delle proprietà meccaniche delle barre di rinforzo longitudinale e trasversale (staffe) nel tempo. Tenendo conto della tabella 2.1, per i diametri usualmente usati per il rinforzo longitudinale cioè nell'intervallo tra 16mm e 32mm si calcola il fattore β dipende del diametro della barra tramite interpolazione lineare; sono stati ricavati i valori per le barre di interesse, i risultati ottenuti si presentano nella tabella 3.9; questo fattore dipende anche se si tratta della tensione di snervamento o della tensione ultima per cui si fa una differenziazione denominandoli β_y e β_u rispettivamente.

ϕ	β_y	β_u
20	0.0021	0.0030
22	0.0024	0.0033
24	0.0026	0.0035

Tabella 3. 9. Fattori di regressione tensione di snervamenti e tensione ultima.

In base ai precedenti valori di β si calcolano la tensione di snervamento ed ultima in accordo con l'equazione 2.34. Le figure 3.22 e 3.23 illustrano rispettivamente i loro andamenti.

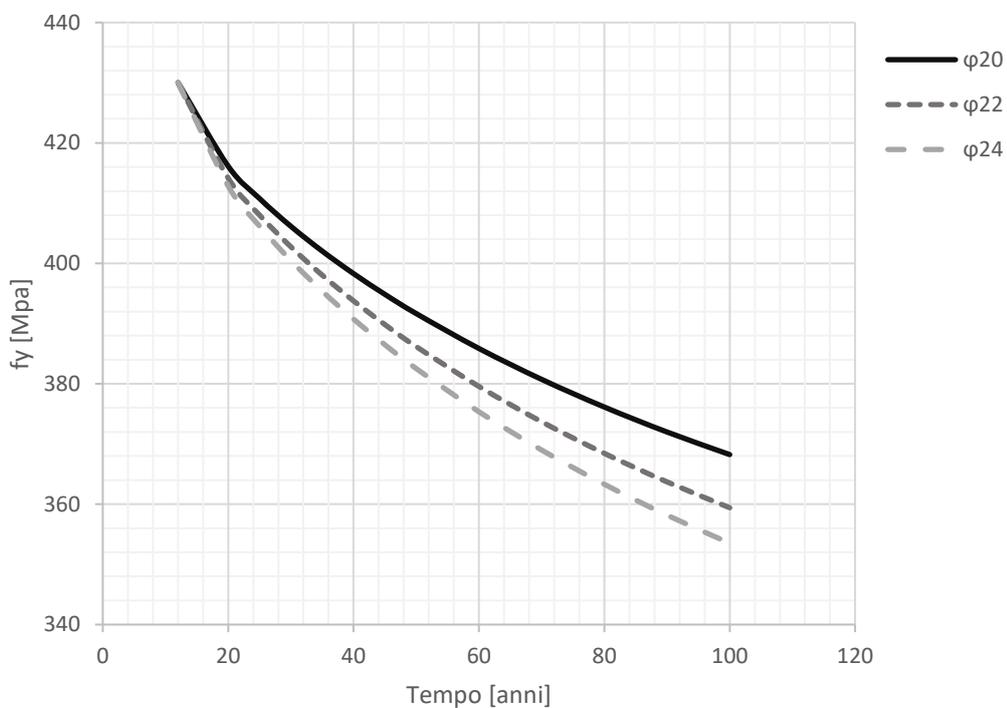


Fig. 3. 22. Tensione di snervamento nel tempo.

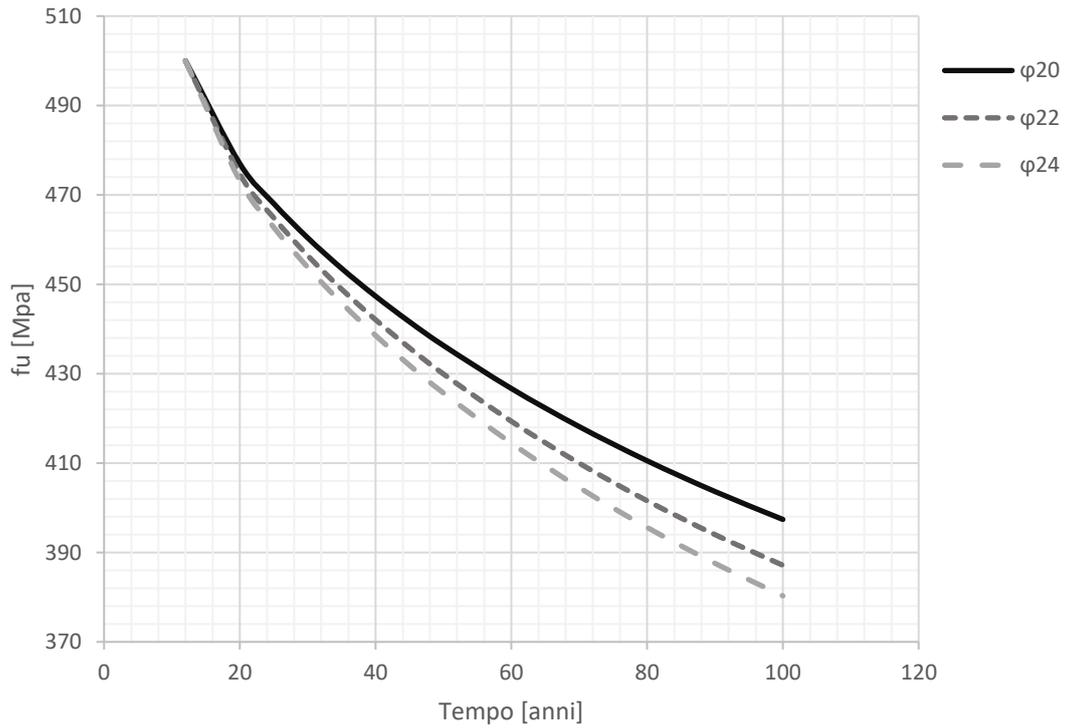


Fig. 3. 23. Tensione ultima nel tempo.

Come accennato in precedenza, e per quanto detto da Y. G. Du (2005), per barre immersi in cemento, si consiglia di usare $\beta = 0.005$ sia per f_y che per f_u ; indifferentemente del diametro della barra; quindi, si esegue in definitiva; seguendo la raccomandazione di Du, il calcolo delle proprietà meccaniche da inserire nel modello. Finalmente, utilizzando l'equazione 2.35, si calcola la deformazione ultima delle barre. Tutti i risultati vanno riportati nella tabella 3.10.

Per quando riguarda le proprietà delle barre di rinforzo trasversale, si opera della stessa maniera tenendo presente che il diametro della barra è pari a 10mm. In tabella 3.11 si riporta sia area che la tensione di snervamento nei diversi anni. Vale dire che si è assunto f_y essere pari a quella delle barre di rinforzo longitudinale.

In base ai valori della tabella 3.11 si calcola il confinamento del CLS ad ogni periodo di tempo considerato nell'analisi, nel modo in cui verrà spiegato nel prossimo capitolo.

t [anni]	f_y [Mpa]	f_u [Mpa]	ε [-]
0-12	430	500	0.15
20	397	462	0.13
25	384	447	0.13
30	373	434	0.12
35	363	423	0.12
40	355	412	0.11
45	346	403	0.10
50	339	394	0.10
60	325	378	0.08
80	302	351	0.07
100	283	329	0.05

Tabella 3. 10. Caratteristiche meccaniche barre rinforzo nel tempo.

t [anni]	Diam. [mm]	Area [mm ²]	f_y [Mpa]
0-12	10	79	430
20	8.3	53.5	361
25	7.5	44.5	337
30	6.9	37.3	317
35	6.3	31.1	300
40	5.7	25.9	286
45	5.2	21.4	273
50	4.7	17.4	263
60	3.8	11.1	245
80	2.0	3.2	224
100	0.4	0.1	215

Tabella 3. 11. Caratteristiche barre di rinforzo trasversale.

La sezione trasversale essendo scatolare presenta un buco in cui i lati interni delle pareti non sono esposti allo stesso ambiente a cui sono esposte i lati esterni, sui quali agiscono gli agenti aggressivi, tipo le calce che permette il fenomeno della carbonatazione oppure i cloruri che corrodono le armature. Per questo motivo gli effetti prima considerati della corrosione sulla armatura sono applicati nel modello solo sulle barre esterne come si vede in figura 3.24 in cui si distinguono le barre in rosso dalle barre in verde, quale in cui non viene considerata la corrosione.

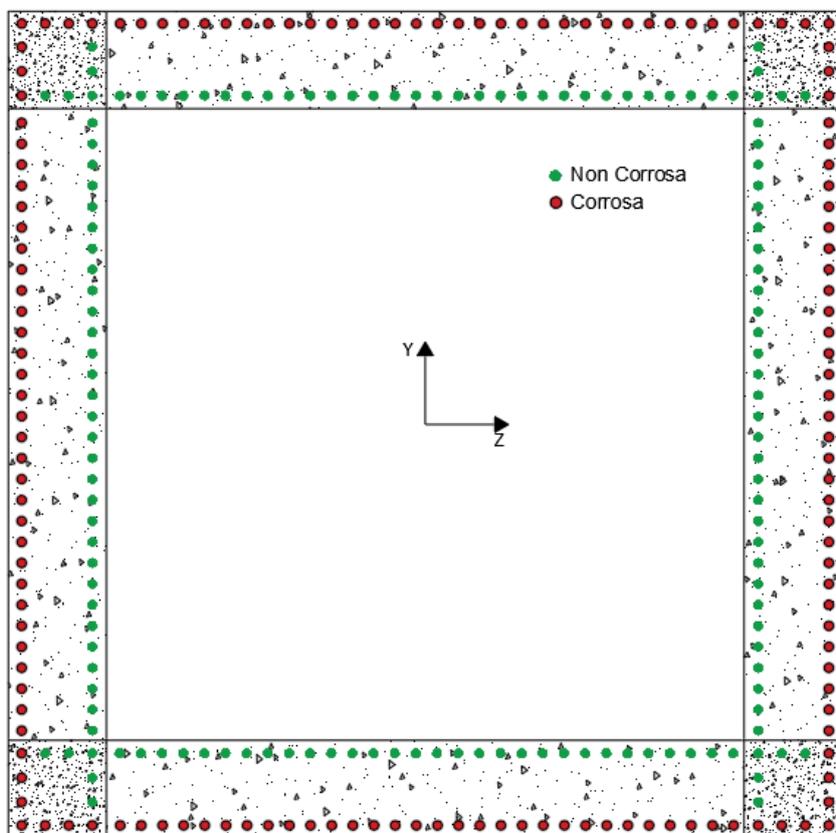


Fig. 3. 24. Sezione trasversale disposizione rinforzo principale.

4 IMPLEMENTAZIONE MODELLO AD ELEMENTI FINITI IN OPENSEES

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) è un software creato per la National Science Foundation sponsorizzato da PEER – Pacific Earthquake Engineering Research center; elaborato essenzialmente per lo sviluppo di elementi finiti di sistemi strutturali o geotecnici apposti alla simulazione della loro risposta quando sono soggetti ad eventi sismici o in generale, azione dinamiche.

Il metodo degli elementi finiti (FEM – Finite Element Method) è una tecnica numerica mediante la quale vengono risolti sistemi di equazioni differenziale scritte in termini di derivate parziali che descrivono sistemi complessi riducendoli, appunto, ad una serie di elementi di forma e dimensioni definiti. Quindi, attraverso questo approccio un elemento complesso nel continuo viene suddiviso, o meglio detto, discretizzato per mezzo del mesh, definita come l'insieme di elementi finiti dai quale sono note le proprietà, ad esempio descritte mediante *funzioni di forma*.

Il presente capitolo descrive le particolarità con cui viene configurato il modello della pila su OpenSees e la sua discretizzazione, le diverse considerazioni che sono state assunte alla fine della definizione del mesh; in modo in cui sono state definiti le sezioni trasversale mediante la metodologia a fibre. Vengono sposti i valori dei parametri atti la caratterizzazione dei materiali a tempo zero ed ai diversi anni per i quali si considera l'attacco corrosivo.

4.1 Specificità del software OpenSees

Il software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering) permette la modellazione di strutture e sistemi geotecnici al fine di simularne la loro risposta sismica. Sviluppato alla University of California Berkeley, consente la modellazione agli elementi finiti basandosi su un linguaggio C++, il programma è disponibile per ogni ambito di ricerca e risulta tuttora in fase di sviluppo.

Il codice di calcolo permette di eseguire un'analisi non lineare e consente di utilizzare avanzati modelli per la rappresentazione dei materiali e degli elementi strutturali. OpenSees consente l'utilizzo di elementi a plasticità concentrata o diffusa (Fig. 4.1); ai primi si associano principalmente elementi elastici, concentrando in determinati punti la possibilità di attivazione delle cerniere plastiche. La suddivisione della sezione in fibre (Fig. 4.2), permette la valutazione delle sollecitazioni in punti diversi della sezione stessa ed inoltre l'associazione di diversi legami costitutivi all'interno dell'elemento a seconda della fibra considerata (Fig. 4.3); il tutto è ovviamente a discapito di un maggior onere computazionale. Il vantaggio della plasticità diffusa è la formazione della cerniera plastica in ciascun punto all'interno dell'elemento senza doverla necessariamente prevedere in fase di modellazione. Gli elementi a plasticità concentrata possono trascurare importanti caratteristiche quali l'interazione momento-sforzo normale.

L'elemento a plasticità diffusa si suddivide principalmente in FBE (Force Based Element) e DBE (Displacement Based Element). Al primo si associa un unico elemento con determinati punti di integrazione che fungono da sezioni di controllo. Il secondo comporta l'utilizzo di un maggiore numero di elementi al fine di giungere al corretto risultato ed è più appropriato nei casi in cui si verifica un elevato salto in termini di curvatura; mediante un adeguato raffinamento del mesh e tramite distribuzione lineare della curvatura si coglie la risposta non lineare dell'elemento.

Il modello implementato su OpenSees prevede un'interfaccia grafica molto schematizzata e richiede come valore di input un file di testo contenente i dati relativi alla struttura in analisi e come output i file di testo che si sono richiesti di misurare dal programma.

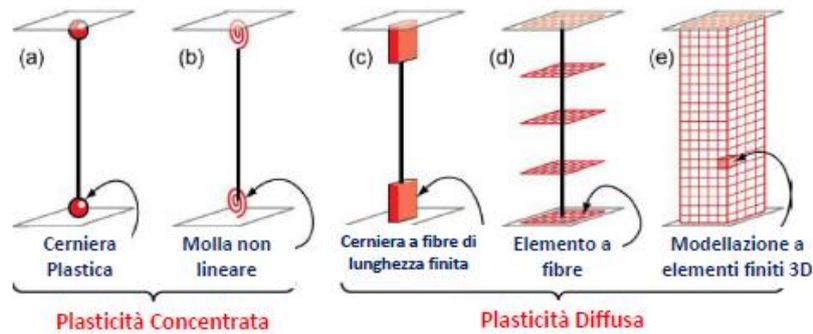


Fig. 4. 1. Modellazione della plasticità in OpenSees.

4.1.1 Modellazione OpenSees

Lo schema dello script implementato si suddivide in:

- Dati Geometrici

Prevede la definizione del “basic model builder” comprendente la dimensione del problema in analisi e il numero dei gradi di libertà associati a ciascun nodo. Nel caso in esame si considera sia un’analisi bidimensionale e dunque dimensione 2 e 3 g.d.l (2 traslazioni nel piano, rotazione intorno alla normale a tale piano) che l’analisi tridimensionali per cui si hanno 6 g.d.l.

- Coordinate nodali

Mediante il comando “node” è possibile introdurre i vari nodi in cui viene suddivisa la colonna inserendo le rispettive coordinate in termini di x, y e z (modello 3D) espresse in mm, come unità di misura scelta per l’analisi.

- Vincoli

Le condizioni al contorno vengono imposte mediante l’introduzione del termine “fix” seguito dal valore 1 per i g.d.l vincolati e 0 per quelli liberi. La colonna in esame prevede soltanto l’incastro alla base, per cui sul rispettivo nodo viene impedita la traslazione orizzontale e la rotazione.

- Materiali

Il comando “uniaxialMaterial” introduce i vari materiali in OpenSees; di quelli implementati nella libreria, si fa riferimento al “Concrete02” (Yassin 1994) per il calcestruzzo (Fig. 4.2) e “Hysteretic” per le barre di armatura (Fig. 4.3) e per la molla che sarà introdotta nell’analisi 3D si utilizza in materiale elastico perfettamente plastico, denominato come “ElasticPP”.

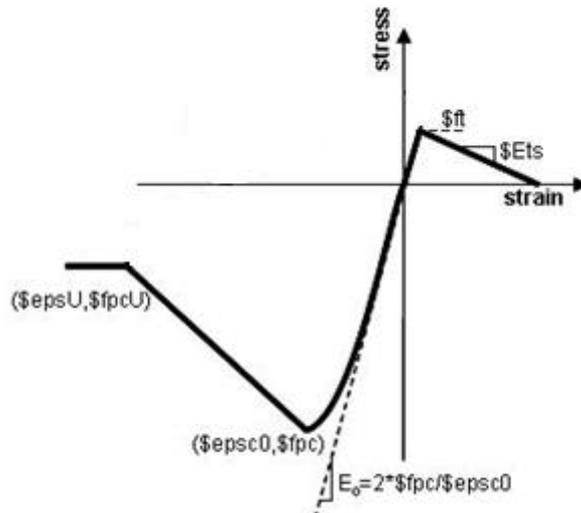


Fig. 4. 2. Modello Concrete02 – (opensees.berkeley.edu – modificata).

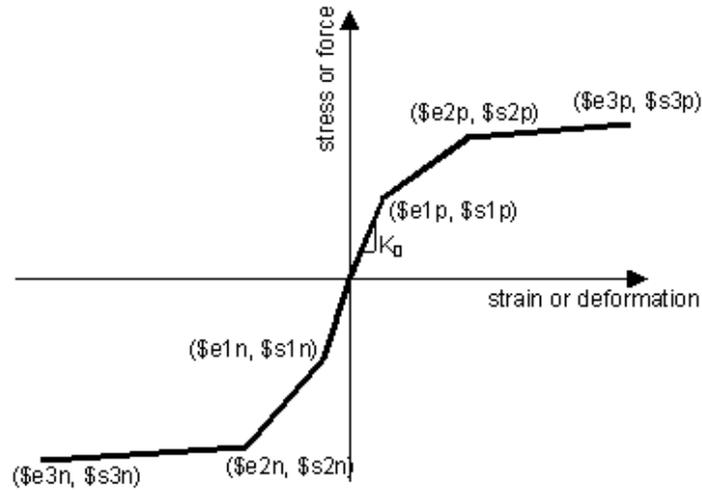


Fig. 4. 3. Modello Hysteretic – (opensees.berkeley.edu – modificata).

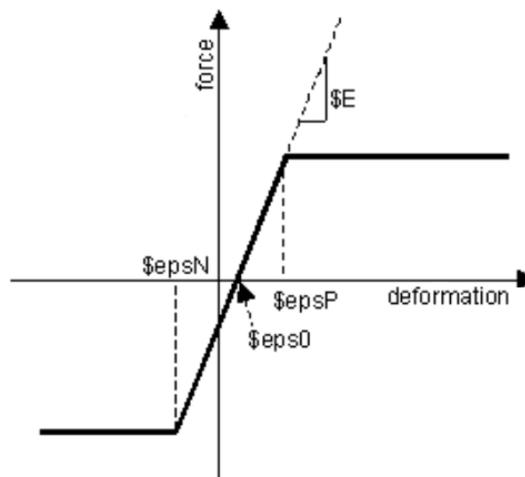


Fig. 4. 4. Modello ElasticPP – (opensees.berkeley.edu – modificata).

- Sezioni

La discretizzazione della sezione avviene tramite fibre, e a ciascun di esse viene attribuito un determinato legame costitutivo mediante il rispettivo uniaxial material. Tramite i comandi “patch quad” e “layer straing” all’interno della “section fiber”, si definiscono il numero di fibre in cui viene suddivisa la sezione e la disposizione dell’armatura che caratterizza la stessa.

- Trasformazione

Inserendo come input “geomTransf” è possibile definire la trasformazione che consente il passaggio dal sistema locale a quello globale dei termini riguardanti la rigidezza e le sollecitazioni degli elementi utilizzati. Nel caso in esame si fa riferimento alla “P-Delta Coordinate Transformation” utile in caso di grandi spostamenti, la quale permette di tener in conto della non linearità e dell’effetto arco.

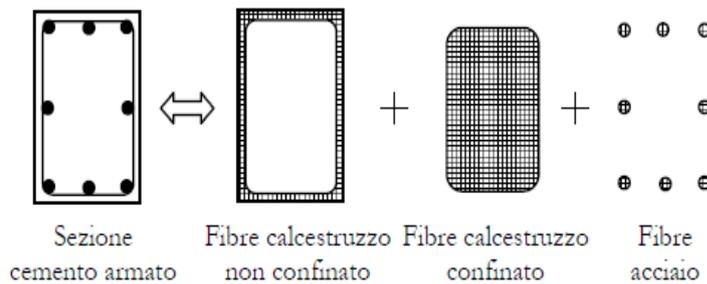


Fig. 4. 5. Modello a fibre di un elemento

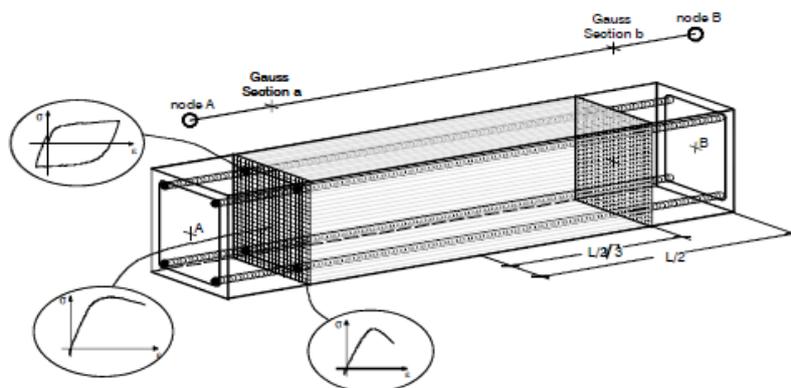


Fig. 4. 6. Legami costitutive per le diverse fibre.

- Elementi

Come introdotto precedentemente, OpenSees individua due principali elementi per la trattazione della plasticità diffusa. Nei risultati seguenti si sviluppa una modellazione della colonna mediante DBE, basati su una formulazione agli spostamenti, che diffondono la plasticità all'intera lunghezza dell'elemento. Per ottenere ottimi risultati si sono realizzati 19 elementi che conformano la colonna mediante "element nonlinearBeamColumn" ciascuno con 6 punti di integrazione e la corrispondente sezione e la trasformazione assegnata; e un altro elemento in sommità definito come "element elasticBeamColumn" mille volte più rigido, e che funge come collegamento rigido tra la colonna e sovrastruttura del ponte. Per quanto riguarda l'analisi con gli accelerogrammi si usa un modello 3D al quale viene aggiunto un molla in sommità che simula la rigidità data dall'impalcata alla pila in entrambi le direzione ortogonali, a tale proposito, si definisce un elemento "zeroLength".

- Carichi

Utilizzando il comando "pattern Plain" si definiscono i carichi ai nodi, dando come valore di input il nodo al quale è applicato ed il valore corrispondente nella direzione di interesse.

- Recorder

Il monitoraggio dell'analisi è reso possibile dall'introduzione del comando "recorder Node", che genera un file di output con all'interno i valori associati ai punti e gradi di libertà selezionati, riguardanti gli spostamenti e le reazioni nel caso in esame. Allo stesso modo, per il monitoraggio degli elementi, si usa il comando "recorder Element" il quale permette di monitorare delle sezioni e fibre stabilite, in termini di sforzo-deformazione, "deformazione assiale – curvatura" e finalmente, le sollecitazioni. Tali grafici possono esser plottati in tempo reale mediante il "recorder plot".

- Analisi

La definizione dell'analisi prevede l'introduzione dei seguenti punti:

- System: Solutore del sistema di equazioni in fase di analisi, si fa utilizzo del "system BandGeneral"
- Constraints: Determinano l'applicazione del grado di vincolo all'interno dell'analisi, imponendo una relazione tra i gradi di libertà. si implementa "constraints Transformation"

- Numberer: Impone un algoritmo per la numerazione dei gradi di libertà, valutando il loro legame con il numero di equazioni, si segue l'algoritmo "reverse Cuthill-Mckee" nel riordinare le matrici delle equazioni mediante il comando "numberer RCM".
- Test: Permette di individuare se è stata raggiunta la convergenza alla fine di ciascuna iterazione eseguendo tale test sulla matrice delle equazioni. si attua un "test NormDispIncr" imponendo una tolleranza massima e un valore limite di iterazioni.
- Algorithm: La sequenza di step al fine di risolvere un sistema di Raphson, nel caso in esame mediante l'input "algorihm Newton".
- Integrator: Stabilisce il significato dei termini all'interno del sistema di equazioni; si inserisce un "integrator LoadControl" per l'analisi con i carichi statici; dall'altra parte quando si eseguono le diverse per determinare il comportamento strutturale, cioè, le analisi non statiche si inserisce un "integrator DisplacementControl".
- Analysis: Si implementa un "analysis Static" e per attuare l'analisi statica viene inserito come input "analyze" seguito dal numero di step di analisi.

4.2 Dettagli modello

Viene riportata la discretizzazione della colonna mediante la quale si esegue la modellazione su OpenSees (Fig. 4.7), dunque, la colonna è stata suddivisa in 19 elementi di altezza diversa che hanno permesso di raccogliere l'andamento parabolico della superficie esterna.

La definizione dell'altezza di ogni elemento, ovvero il passo tra una sezione e l'altra, è stata eseguita in accordo con due criteri principali, i quali sono:

- Raccogliere al più possibile la curva eseguita dall'andamento reale.
- Distribuire le forze laterali equivalenti (definite per l'analisi pushover) lungo l'altezza della colonna in modo di seguire l'andamento del primo modo di vibrazione .

A tale fine sono stati definite per primo le sezioni sia di base che di sommità della colonna, cioè sezione 1 e sezione 19 rispettivamente; in seguito le due sezioni in cui c'è il cambiamento di spessore (sezioni 7 e sezione 15), in questo modo sono state definite tre grandi zone in cui c'è parità oltre allo spessore degli elementi, di disposizione dell'armatura come assegnato previamente in tabella 3.1.

Questi tre zone vengono suddivise nel seguente modo:

Zona 1:

Da 0.00m a 22.52m - divisa in 6 elementi di altezza 3.75m.

Zona 2:

Da 22.52m a 30.8m - divisa in 8 elementi di altezza 3.85m.

zona 3:

Da 30.80m a 78.3m - divisa in 5 elementi di altezza 5.00m.

Per la definizione della pila vengono assegnati ad ogni elemento la rispettiva sezione trasversale definita seguendo l'andamento della superficie esterne in altezza ai passi appena definiti, quindi vengono costruite 19 sezioni, le cui proprietà geometriche si riassumono in tabella 4.1. oltre a queste sezioni si definisce la sezione piena come elemento elastico, per cui non viene ricostruita la sua sezione trasversale. In fine, per il caso dell'analisi 3D, si inseriscono due molle verso le due direzioni ortogonali

In fine, viene definito un elemento (Elemento 20) di tipo elastico lineare di lunghezza pari a 3.75m per il quale non c'è bisogno di definire una sezione propria, bensì si darà delle proprietà geometriche e meccaniche con cui lavora l'elemento. Questo elemento viene creato per simulare il collegamento rigido tra la colonna e l'sovrastruttura del ponte tramite la quale i carichi vengono trasmesse di un elemento all'altro; per fare che questo sia possibile l'elemento si definisce con una rigidità mille volte più grande di quella che ci ha l'elemento reale.

Sezione	Altezza [m]	Lato [mm]	Spessore [mm]	Area [m²]
1	0.00	9800	1000	35.2
2	3.75	9364	1000	33.5
3	7.50	8954	1000	31.8
4	11.25	8570	1000	30.3
5	15.00	8214	1000	28.9
6	18.75	7882	1000	27.5
7	22.52	7578	800	21.7
8	26.37	7294	800	20.8
9	30.22	7038	800	20.0
10	34.07	6812	800	19.2
11	37.92	6612	800	18.6
12	41.77	6440	800	18.0
13	45.62	6298	800	17.6
14	49.47	6182	800	17.2
15	53.32	6094	600	13.2
16	58.32	6024	600	13.0
17	63.32	6000	600	13.0
18	68.32	6024	600	13.0
19	73.32	6094	600	13.2

Tabella 4. 1. Proprietà geometriche di ogni sezione.

La sovrastruttura viene modellata tramite una massa applicata sull'elemento elastico lineare, appena definito, alla quale si è aggiunto il peso proprio di tale elemento per tenerne conto nell'analisi. Viene tenuto anche in conto il carico di sforzo normale trasmesso dall'impalcato definito previamente dentro nell'analisi statico lineare.

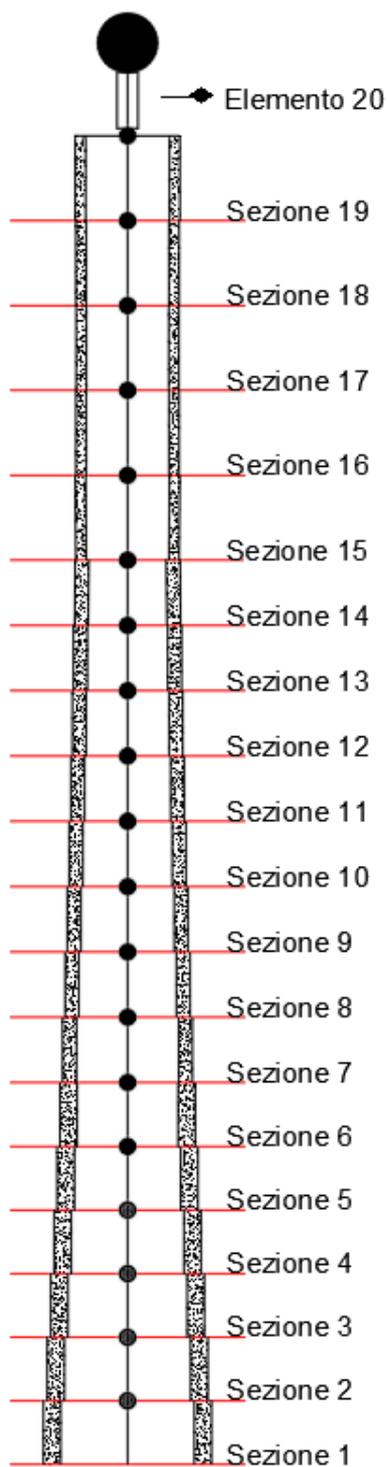


Fig. 4. 8. Sezioni delle modello della colonna.

In conclusione, il modello è stato definito spezzando l'intera pila in elementi che possono essere visti come delle piccole colonne aventi ognuna la loro propria sezione trasversale ed il rispettivo peso proprio applicato come una massa concentrata in testa di ogni rispettivo elemento (Fig. 4.8), questo modo di realizzare il modello permette una miglior distribuzione della massa lungo l'altezza della pila, raccogliendo più adeguatamente il suo comportamento; altrimenti mettendo meno sezione e quindi la massa meno distribuita si rischierebbe ad avere un comportamento che non si riflette la realtà.

Dal confronto delle figure 3.1 e 4.8, in cui si vedono l'andamento reale e quello spezzato rispettivamente, si conferma che è stato raggiunto il primo criterio che era quello di raccogliere l'andamento reale. Alla fine di verificare il secondo criterio vengono calcolate le forze laterali equivalenti, le quali sono funzione della massa di ogni elemento e lo spostamento dato dal primo modo di vibrazione, quindi si esegue per primo il calcolo delle masse come si espressa in:

$$M_i = \frac{A_i \cdot h_i \cdot \gamma_{CLS}}{g} \quad (4.1)$$

Con:

$$g = 9800 \text{ mm/sec}^2 \text{ (gravità)}$$

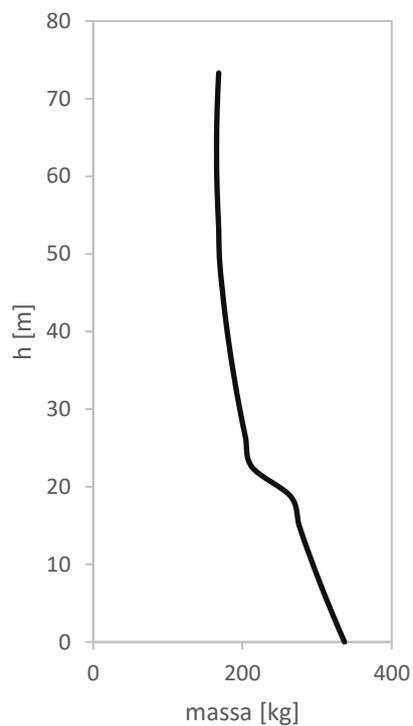
$$\gamma_{CLS} = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ (Peso specifico CLS)}$$

In base a quanto specificato in precedenza, vengono calcolate le masse di ogni elemento con l'equazione 4.1. Ora, il calcolo delle forze laterali si esegue moltiplicando la massa per lo spostamento laterale ottenuto dalla forma del primo modo di vibrare (Fig. 4.9.b) si riportano tutti i risultati nella tabella 4.2.

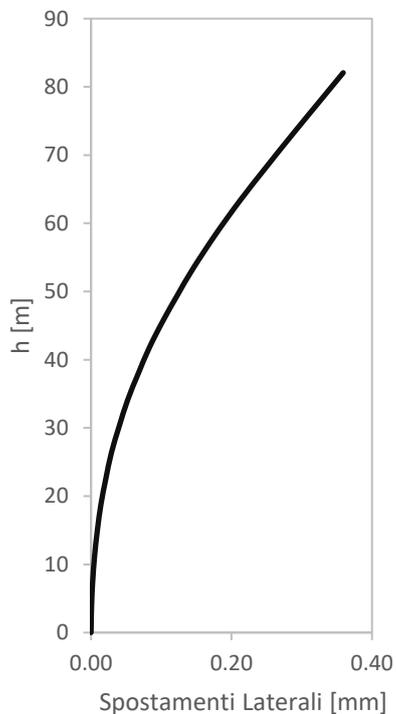
Elemento	Sezione	Peso Proprio [kN]	Massa [kg]	modo 1 [mm]	Flaterale [N-mm]
1	1	3300	337	0.0007	2.2
2	2	3137	320	0.0023	7.4
3	3	2983	304	0.0051	15.4
4	4	2839	290	0.0090	26.0
5	5	2705	276	0.0140	38.6
6	6	2595	265	0.0210	55.6
7	7	2088	213	0.0290	61.8
8	8	2000	204	0.0400	81.6
9	9	1921	196	0.0520	101.9
10	10	1852	189	0.0670	126.6
11	11	1790	183	0.0830	151.6
12	12	1737	177	0.1020	180.8
13	13	1693	173	0.1230	212.5
14	14	1658	169	0.1450	245.3
15	15	1648	168	0.1770	297.7
16	16	1627	166	0.2120	352.0
17	17	1620	165	0.2500	413.3
18	18	1627	166	0.2890	479.9
19	19	1648	168	0.3290	553.3
20	20	3618	369	0.3590	1325.3

Tabella 4. 2. Forze laterali per l'analisi Pushover.

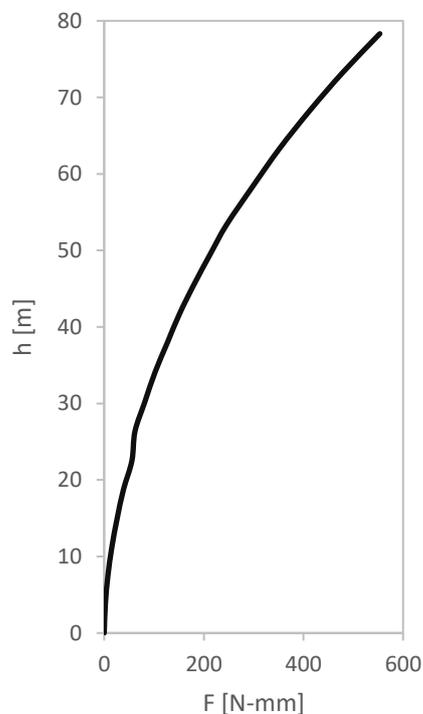
Si mostrano in fine, le curve della distribuzione delle masse, il primo modo di vibrare e le forze laterale lungo l'altezza della colonna.



(a)



(b)



(c)

Fig. 4. 9. a. distribuzione della massa. b. Primo modo di vibrazione. c. Forze laterali.

4.2.1 Dettaglio costruzione delle sezioni trasversali

Le sezioni trasversali sono delle sezioni scatolare e come anticipato in precedenza vengono costruite mediante fibre su OpenSees tramite il comando “patch quad” che permette di creare un quadrilatero specificando le coordinate dei quattro vertici nel piano; a tale fine, sono state definite le coordinate Z_I - Y_I , per definire i vertici interni, invece per i vertici esterni, vengono definite Z_E - Y_E . Queste coordinate sono generiche e cambiano per ogni sezione, quindi sono state calcolate tramite le seguenti espressioni:

$$Z_I = Y_I = L/2 + i - spes \quad (4.2)$$

$$Z_E = Y_E = L/2 - i \quad (4.3)$$

Con:

L =Lato.

i =Copriferro.

$spes$ =Spessore della sezione.

Si fa notare che per l’analisi non è stato tenuto in conto il copriferro.

Quindi, per la ricostruzione di una qualsiasi sezione, (Fig. 4.10) si sono dovuti creare 8 elementi tipo *patch quad*, 4 per le pareti (Elementi lunghi) e 4 per gli spigoli della sezione; così facendo per gli spigoli si ha un elemento quadrato sul quale si è definito un CLS con effetto di confinamento, invece per gli elementi pareri si ha tenuto conto dell’effetto di confinamento, questi elementi fungono di connettori tra i quattro elementi principali. Per fare notare questa distinzione tra gli elementi nella figura 4.10 si evidenzia la differenza tra un elemento e l’altro.

Si mostra in modo generico la maniera in cui sono state inserite le barre di armatura nei diversi elementi. La loro disposizione lungo la colonna è stata fatta anche secondo le tre zone definite in precedenza, in tabella 4.3 si mostra la quantità di barre assunte per ogni zona visto che OpenSees richiede del numero di barre da mettere lungo le diverse strisce.

Zona	Parete	Spigoli	Area [mm ²]
1	40	5	452.4
2	32	4	380.1
3	26	3	314.2

Tabella 4. 3. Quantità di barre per ogni zona.

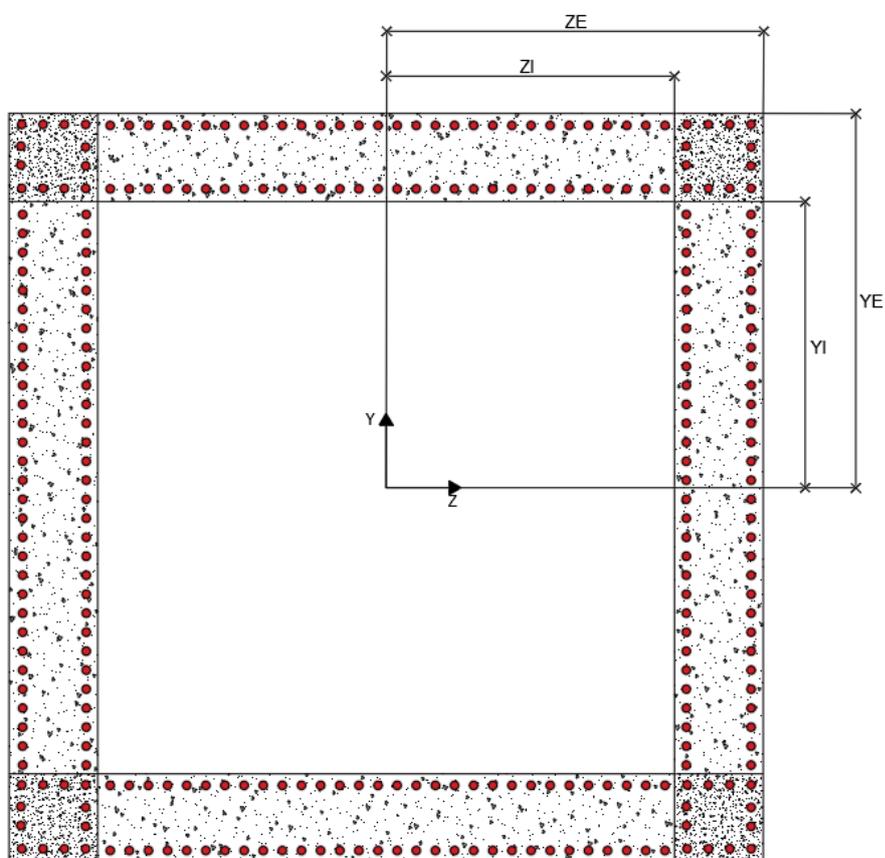


Fig. 4. 10. Definizione della sezione trasversale.

4.3 Modellazione del legame di calcestruzzo confinato (Modello Saatcioglu and Razvi (1992))

Di ogni sezione è stato definito il materiale per il calcestruzzo confinato (CC) e non confinato (CNC). La presenza di armatura longitudinale e trasversale determina un incremento di resistenza a compressione e di capacità di deformazione del CLS; l'effetto si genera in quanto in presenza di sforzi di compressione il nucleo di CLS tende ad espandersi lateralmente ma viene contrastato dalle staffe, le quali esercitano un confinamento.

Stabilire la pressione di confinamento sviluppatasi a seguito di una compressione assiale nel caso di un materiale non lineare può risultare complicata. Nello studio del confinamento intervengono diversi parametri, quali la resistenza dell'armatura di rinforzo trasversale, la spaziatura, la dimensione e la quantità. Inoltre, influenzano i risultati la quantità di armatura longitudinale, la resistenza del CLS a compressione e la forma della sezione.

I modelli sviluppati per i CLS di normale resistenza non possono essere applicati per quelli con alta resistenza in quanto ne sovrastimano la reale duttilità. Occorre dunque, un modello analitico semplice da usare e applicare in generale a qualsiasi tipologia di CLS, armatura e sua disposizione.

Nel caso studio, tale confinamento dovuto alla presenza delle staffe è stato calcolato mediante il modello Saatcioglu and Razvi (1992), il quale considera la resistenza e deformabilità nei confronti della pressione laterale equivalente esercitata dall'armatura trasversale con differenti disposizione e forme, applicandola a sezioni circolari, quadrate e rettangolari soggette a carichi centrati ed eccentrici. Nel caso di differente tipologia di staffatura si esegue la sovrapposizione dei confinamenti e delle rispettive pressioni uniformi equivalenti determinate in modo separato e indipendente senza considerare la possibile interazione.

Le sezioni circolare presenta una pressione uniforme che non si verifica per le sezioni rettangolare e quadrate, nelle quali si riscontrano picchi di sforzo nelle zone in cui sono localizzate le staffe per poi diminuire distanti da esse (Fig. 4.11).

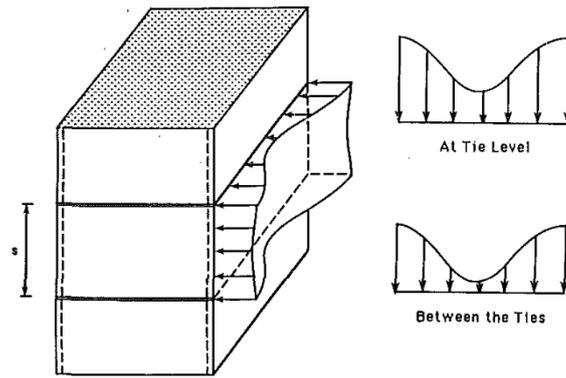


Fig. 4.11. Distribuzione pressione laterale nella lunghezza dell'elemento (Saatcioglu and Razvi, 1992).

Saatcioglu e Razvi propongono una pressione equivalente f_{le} che rappresenta la medesima pressione di confinamento esercitata dall'armatura trasversale, la quale risulta maggiore nelle zone dei nodi in quanto presentano maggior rigidezza flessionale (Fig. 4.12).

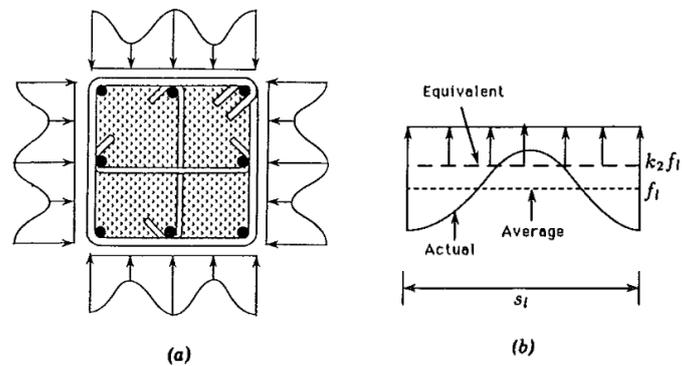


Fig. 4.12. Pressione laterale di confinamento. a) sezione quadrata; b) pressione uniforme equivalente (Razvi and Saatcioglu, 1999).

Si riportano in seguito le formulazioni corrispondenti.

$$f'_{cc} = f'_{co} + k_1 \cdot f_{le} \quad (4.4)$$

$$f_{le} = k_2 \cdot f_l \quad (4.5)$$

$$f_l = \frac{\sum_{i=1}^q (A_s \cdot f_s \cdot \sin \alpha)}{s b_c} \quad (4.6)$$

$$k_1 = 6.7 (f_{le})^{-0.17} \quad (4.7)$$

$$k_2 = 0.26 \cdot \sqrt{\left(\frac{b_c}{s}\right) \cdot \left(\frac{b_c}{s_1}\right) \cdot \left(\frac{1}{f_l}\right)} \leq 1.0 \quad (4.8)$$

La pressione equivalente media f_l è valutata tenendo conto del rapporto tra la forza di trazione delle staffe agente nella sezione considerata (si considera il numero di staffe pari a q) e l'area della sezione stessa (prodotto tra l'interasse s delle staffe e la distanza bc tra i due centri di armatura trasversale). Ad essa viene applicato il coefficiente riduttivo k_2 funzione della spaziatura dell'armatura trasversale (s) e longitudinale (s_1) stabilendo dunque l'efficienza della disposizione delle staffe. Mediante tale formulazione si considerano dunque anche le barre di parete e gli spilli che le legano.

Tramite la formulazione 4.1 si ricava dunque la resistenza di picco del CC. La resistenza dell'armatura trasversale f_s , in presenza di elevata resistenza delle staffe e del CLS, può non raggiungere lo snervamento; nel caso in esame si ricorre alla resistenza f_y pari a 450 Mpa.

Il coefficiente k_1 risulta funzione della pressione laterale e segue la formulazione 4.4 proposta da Richart et al. (1928) derivanti da studi sperimentali di campioni soggetti a differenti livelli di pressione idrostatica (Fig. 4.13).

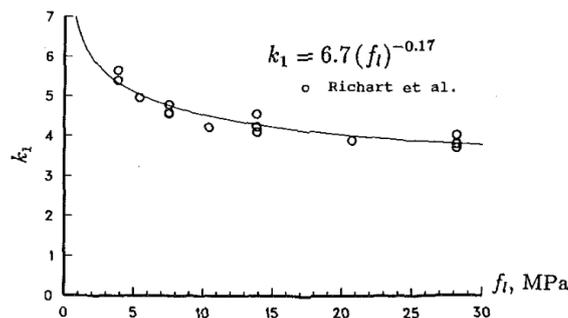


Fig. 4.13. Relazione del coefficiente k_1 in funzione della pressione laterale (Saatcioglu and Razvi, 1992).

La relazione 4.2 risulta valida in caso di sezione quadrata o circolare, in quanto presentano la stessa pressione di confinamento nelle due direzioni ortogonali.

Il caso della sezione rettangolare prevede una diversa disposizione dell'armatura e conseguente variazione della distribuzione della pressione nelle due direzioni (Fig. 4.14) necessitando perciò di un'ulteriore formulazione di pressione equivalente.

$$f_{el} = \frac{f_{lex} \cdot b_{cx} + f_{ley} \cdot b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} \quad (4.9)$$

I valori di f_{lex} e f_{ley} seguono le formulazioni 4.2 e 4.3 nelle rispettive direzioni mentre i valori b_{cx} e b_{cy} sono la distanza tra i centri delle barre di rinforzo trasversale nelle due direzioni come in figura 4.13. Test sperimentali hanno dimostrato una maggiore influenza della pressione

di confinamento nel tratto lungo rispetto al lato corto in termine di resistenza totale dell'elemento.

Le sperimentazioni di Mander et al. (1988) hanno reso possibile la validazione della formulazione in quanto i risultati analitici e dei test in laboratorio sono risultati concordi.

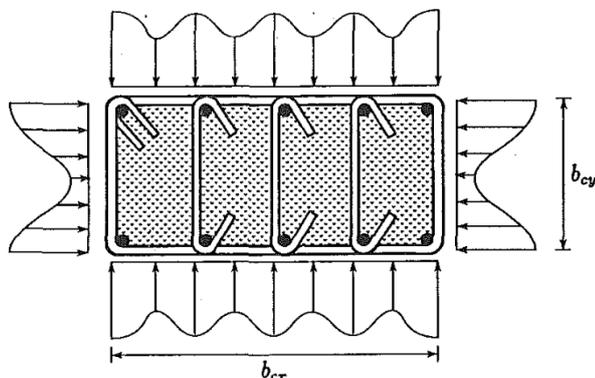


Fig. 4. 14. Pressione di confinamento per una sezione rettangolare (Razvi and Saatcioglu, 1999).

Dalla figura 4.15 si nota l'incremento in resistenza e duttilità della sezione per effetto del confinamento, il nuovo legame costitutivo del CLS, la cui relazione stree-strain (sforzo – deformazione) presenta un ramo ascendente non lineare ed un ramo discendente oltre al picco lineare fino alla resistenza ultima, meno pendente rispetto all'analogo CLS non confinato. Di tale legame si conosce fino ad ora la resistenza di picco e quella ultima pari al 20% di quella di picco, restando ancora da determinare i valori di deformazione corrispondenti.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{01} \cdot (1 + 5k) \quad (4.10)$$

$$K = \frac{k_1 \cdot f_{le}}{f'_{el}} \quad (4.11)$$

$$\rho_c = \frac{\sum_{i=1}^n (A_{sx})_i + \sum_{j=1}^m (A_{sy})_j}{[s \cdot (b_{cx} + b_{cy})]} \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_{85} = \varepsilon_{085} + 260 \cdot \rho_c \cdot \varepsilon_1 \quad (4.13)$$

I parametri ε_1 e ε_{01} rappresentano la deformazione di picco del CC e CNC. La deformazione ε_{085} permette invece di determinare la pendenza del ramo post-picco e risulta funzione del rapporto di rinforzo laterale nelle due direzioni ρ_c . Il coefficiente K equivale al rapporto tra

l'incremento di resistenza svolto dalle staffe e il valore di resistenza al picco iniziale f'_{co} del CNC. Al parametro ϵ_{085} si associa il valore di 0.00306.

Rama ascendente della curva:

$$f(\epsilon) = f'_{cc} \cdot \left[2 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_1} \right) - \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}} \quad (4.14)$$

Ramo post-picco:

$$f(\epsilon) = \max \left\{ \begin{array}{l} f'_{cc} \cdot \left[1 - 0.15 \cdot \frac{\epsilon - \epsilon_1}{\epsilon_{85} - \epsilon_1} \right] \\ 0.2 f'_{cc} \end{array} \right\} \quad \epsilon_1 \leq \epsilon \leq \epsilon_{20} \quad (4.15)$$

Resistenza residua:

$$f(\epsilon) = 0.2 f'_{cc} \quad (4.16)$$

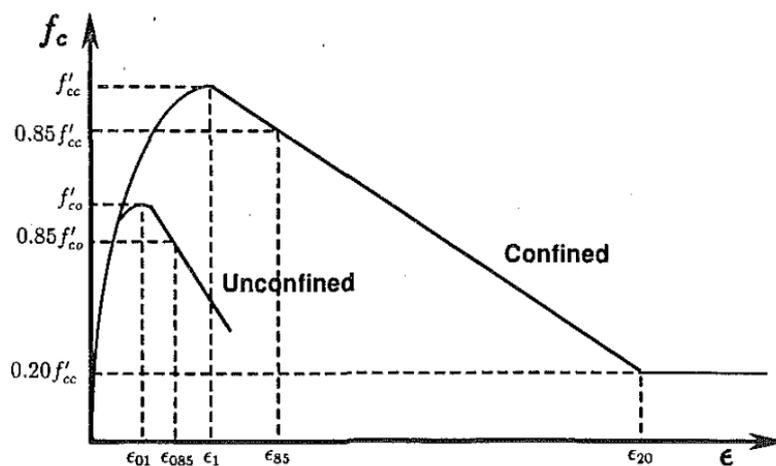


Fig. 4. 15. Modello legame costitutivo del CLS (Saaticioglu and Razvi , 1992).

L'applicazione di tali formule è resa possibile solo nel caso in cui sia impedita l'instabilità per buckling dell'armatura longitudinale, in quanto questa influenza particolarmente la deformabilità del CLS oltre al valore picco. Lo spalling del copriferro alla resistenza di picco rende le barre longitudinali suscettibili al fenomeno di buckling rendendo fondamentale il compito svolto dalle staffe; se il quantitativo di armatura trasversale è sufficiente, è possibile che l'azione di confinamento sul CLS e dunque il coefficiente ρ_c svolge un ruolo fondamentale nella pendenza del tratto discendente della relazione stress-strain proposta.

La validazione del modello è avvenuta mediante la comparazione dei risultati analitici con quelli sperimentali, facendo variare i parametri delle staffe e del CLS per il caso della sezione circolare, quadrata e rettangolare. Studi successivi hanno sviluppato un modello analitico applicabile anche nel caso di CLS ad alta resistenza mediante una variazione delle formulazioni.

4.4 Parametri per la definizione dei materiali da impostare su OpenSees

È stato accennato in precedenza i modelli utilizzati da OpenSees per la definizione dei materiali (Fig. 4.2 e Fig. 4.3), nel caso del CLS, è stato introdotto il modello per il confinamento, e sono stati definite le proprietà geometriche e meccaniche nel tempo delle armature trasversali richieste per il calcolo del CLS confinato, ci sono tutti gli elementi dichiarati quindi nelle seguenti tabelle ci sono tutti i valori atti alla definizione del materiale CLS OpenSees.

CLS Non Confinato			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	\$fcs	-29	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	\$secs	-0.002	[-]
Resistenza a rottura	\$fcu	-5.8	[Mpa]
Deformazione a rottura	\$secu	-0.01	[-]

Tabella 4. 4. Parametri CLS non confinato

CLS Confinato - Tempo 0-12anni			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	\$fcsN	-34.63	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	\$secsN	-0.004	[-]
Resistenza a rottura	\$fcuN	-6.926	[Mpa]
Deformazione a rottura	\$secuN	-0.013	[-]

Tabella 4. 5. Parametri CLS confinato iniziale

Para modellare il CLS ed effettuare le analisi su OpenSees ai diversi anni in considerazione si devono definire allo stesso modo i parametri delle tabelle 4.4 e 4.5 sta volta però considerando la corrosione e tutto quanto fatto in precedenza quando si sono riportati i calcoli. Nelle tabelle seguenti si presentano i parametri agli anni 20, 25, 30, 35, 40 e finalmente 60.

CLS Confinato - Tempo 20 anni			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	\$fcsN	-33.47	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	\$secsN	-0.0035	[-]
Resistenza a rottura	\$fcuN	-6.694	[Mpa]
Deformazione a rottura	\$secuN	-0.0105	[-]

CLS Confinato - Tempo 25 anni			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	\$fcsN	-33.02	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	\$secsN	-0.0034	[-]
Resistenza a rottura	\$fcuN	-6.604	[Mpa]
Deformazione a rottura	\$secuN	-0.0095	[-]

CLS Confinato - Tempo 30 anni			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	\$fcsN	-32.64	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	\$secsN	-0.0032	[-]
Resistenza a rottura	\$fcuN	-6.528	[Mpa]
Deformazione a rottura	\$secuN	-0.009	[-]

CLS Confinato - Tempo 35 anni			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	\$fcsN	-32.3	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	\$secsN	-0.0031	[-]
Resistenza a rottura	\$fcuN	-6.46	[Mpa]
Deformazione a rottura	\$secuN	-0.009	[-]

CLS Confinato - Tempo 40 anni			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	f_{csN}	-32	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	ϵ_{csN}	-0.003	[-]
Resistenza a rottura	f_{cuN}	-6.4	[Mpa]
Deformazione a rottura	ϵ_{cuN}	0.0085	[-]

CLS Confinato - Tempo 60 anni			
Resistenza alla compressione ai 28 giorni	f_{csN}	-30.98	[Mpa]
Deformazione a massima resistenza	ϵ_{csN}	-0.0027	[-]
Resistenza a rottura	f_{cuN}	-6.196	[Mpa]
Deformazione a rottura	ϵ_{cuN}	-0.008	[-]

Tabella 4. 6. Parametri CLS confinato per diversi anni.

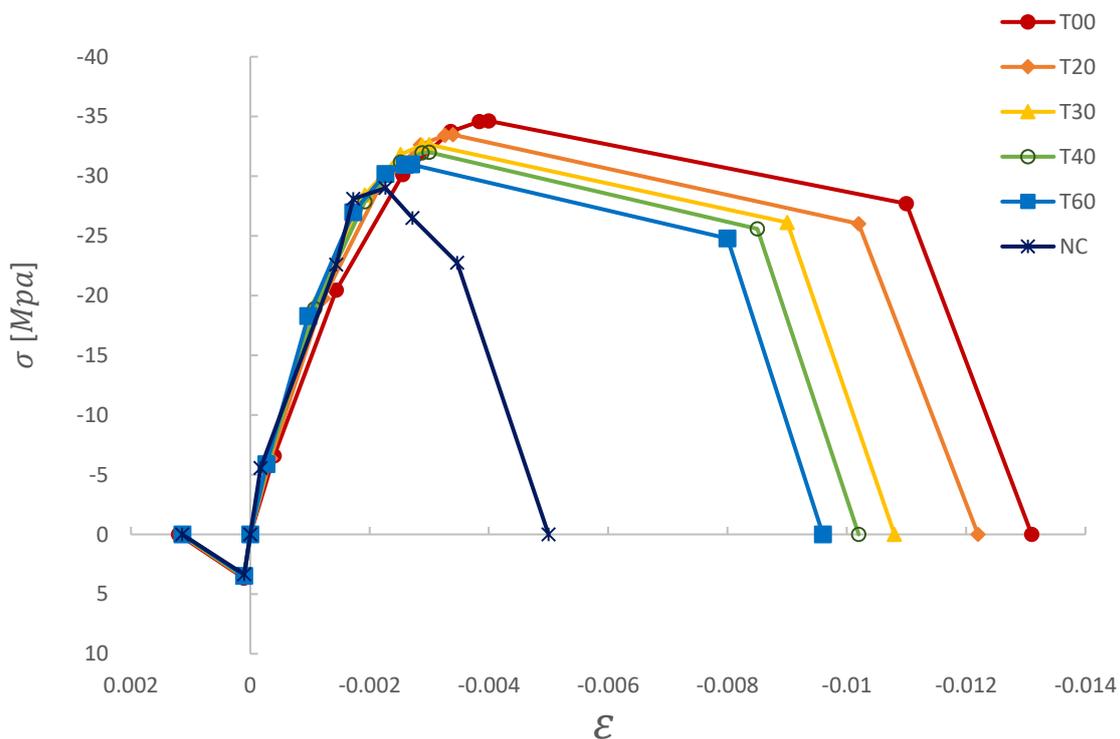


Fig. 4. 16. Variazione legge costitutiva del CLS nel tempo

Per quanto riguarda l'armatura in tabella 4.7 vengono definiti tutti i parametri richieste da OpenSees per la definizione del materiale *Hysteretic* nei diversi anni in cui si procederà con l'analisi.

Simbolo	Tempo [anni]							unità
	0-12	20	25	30	35	40	60	
\$s1p	430	397	384	373	363	355	325	[Mpa]
\$e1p	0.0022	0.0020	0.0019	0.0019	0.0018	0.0018	0.0016	[-]
\$s2p	500	462	447	434	423	412	378	[Mpa]
\$e2p	0.150	0.125	0.116	0.107	0.100	0.093	0.071	[-]
\$s3p	0	0	0	0	0	0	0	[Mpa]
\$e3p	0.151	0.126	0.117	0.108	0.101	0.094	0.072	[-]
\$s1n	-430	-397	-384	-373	-363	-355	-325	[Mpa]
\$e1n	-0.0022	-0.0020	-0.0019	-0.0019	-0.0018	-0.0018	-0.0016	[-]
\$s2n	-500	-462	-447	-434	-423	-412	-378	[Mpa]
\$e2n	-0.1500	-0.1251	-0.1155	-0.1072	-0.0998	-0.0931	-0.0708	[-]
\$s3n	0	0	0	0	0	0	0	[Mpa]
\$e3n	-0.1510	-0.1261	-0.1165	-0.1082	-0.1008	-0.0941	-0.0718	[-]
\$pinchx	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	[-]
\$pinchy	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	[-]
\$damage1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	[-]
\$damage2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	[-]
\$beta	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	[-]

Tabella 4. 7. Parametri hysteretic material per diversi anni.

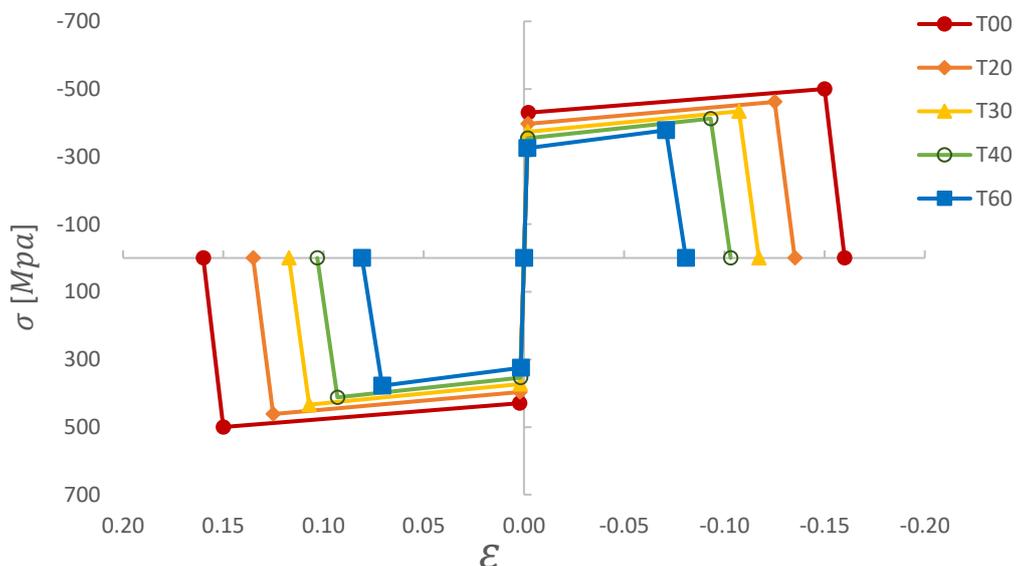


Fig. 4. 17. Variazione legge costitutiva acciaio nel tempo.

5 ANALISI E RISULTATI

Nel presente capitolo si addentra nella normativa italiana per le costruzioni NTC08, in specifico nel capitolo riguardante le azioni di natura sismica, quindi i metodi di analisi e verifica. Si presenta un breve riassunto sui diversi tipi di analisi consentiti, sono di particolare interesse le analisi non lineari, sia di natura statica che dinamica.

Per quanto riguarda l'analisi non lineare dinamica, si esegue l'analisi di tipo *Time – History* nelle due direzioni trasversali tenendo conto della rigidità data dall'impalcato alla pila; si procede con le analisi con il modello definito in OpenSees con una serie di 7 accelerogrammi compatibili e scalati secondo uno spettro di progetto di riferimento; da queste analisi si ottiene la risposta della struttura in termini di curvatura e di sollecitazioni interne.

Dall'altra parte, l'analisi non lineare statico, definito anche come analisi Pushover, si ottiene la cosiddetta la curva di capacità la quale permette di caratterizzare la struttura in resistenza e duttilità tramite la bilineare equivalente a tale curva. Dallo spettro di progetto si calcola la duttilità richiesta la quale dipende delle caratteristiche dinamiche calcolate previamente con l'analisi modale, quindi la normativa permette di fare una verifica in termini di duttilità, andando a controllare per i valori di duttilità calcolati ai diversi anni in cui si considera la valutazione della corrosione.

5.1 Caratterizzazione delle sezioni nel tempo

Essendo giunto a questo punto, si è determinato l'insacco e propagazione della corrosione, da cui sono derivati le già ampiamente discusse, conseguenze; dalle quale sono stati calcolati gli effetti sulle armature di rinforzo e sul CLS. In figura 3.18 si è indicato le barre sulle quale vengono applicati tali effetti attraverso il tempo, quindi tutti gli risultati che verranno sposti in seguito sono prodotti dal degrado di soltanto circa il 50% dell'armatura in ognuna delle sezioni e quindi, si può dire che solo la metà del rinforzo principale della pila in studio viene soggetto a corrosione.

Sono state definiti, posteriormente le diverse sezioni con cui viene modellata la pila, dunque; si è in grado ora di definire il modello a diversi anni; in specifico le analisi sono state svolte e vengono presentati i risultati per i seguenti anni, ovviamente al tempo iniziale perché rappresenta la pila senza degrado e quindi viene presa come riferimento, verrà identificata con la sigla $T00$; poi, a 20 anni, 30, 40, e finalmente all'anno 60 indicati rispettivamente con la sigla $T20$, $T30$, $T40$ e $T60$.

In seguito, vengono presentati le proprietà delle sezioni in termini di resistenza e duttilità tale come accennato in precedenza attraverso gli anni in considerazione, si fa notare che vengono illustrate soltanto i grafici corrispondenti a 6 sezioni, le quale sono le sezioni 1, 6, 7, 11 e 15; Scelti opportunamente in corrispondenza dei cambiamenti più importanti che si hanno lungo l'altezza della pila.

5.5.1 Diagrammi resistenza.

Curva Sforzo Normale – Momento:

Tramite la procedura previamente descritta (sottosezione 3.3.1), sono stati svolti i grafici di Sforzo normale – Momento per le sezioni previamente assegnate. Dall'analisi statica svolta con il peso proprio della pila, i carichi trasmessi dall'impalcato tale come il suo peso proprio (Tabella 3.2) e le combinazioni di carichi (tabelle 3.3), i quali sono applicati come si mostra in figura 4.6.a. Si ottengono delle sollecitazioni via via crescente dalla sommità alla base della pila.

In seguito, si presenta per le sezioni in considerazione i risultati dell'analisi statica per i diversi carichi applicati in testa e i rispettivi diagrammi di resistenza ai diversi anni; a modo di verifica vengono inseriti i punti di sollecitazione nel diagramma di resistenza.

• Sezione 1:

Tipo carico	N	T	M
	[kN]	[kN]	[kN-m]
Carichi permanenti			
Dal peso proprio (PP)	-44085	0	0
Dall'impalcato	-55352	-1661	173155
Dall'Impalcato+PP	-99437	-1661	174648
1.4 (Impalcato+PP)	-139212	-2325	249551
Load Cases			
LC1	-37351	-1893	185182
LC2	-69926	-2240	275691
LC3	-69926	-2240	290729
LC4	-72641	-1641	180623
LC5	-45307	-2130	177415
LC6	-45307	-2130	177415

Tabella 5. 1. Sollecitazione Statiche - Sezione 1.

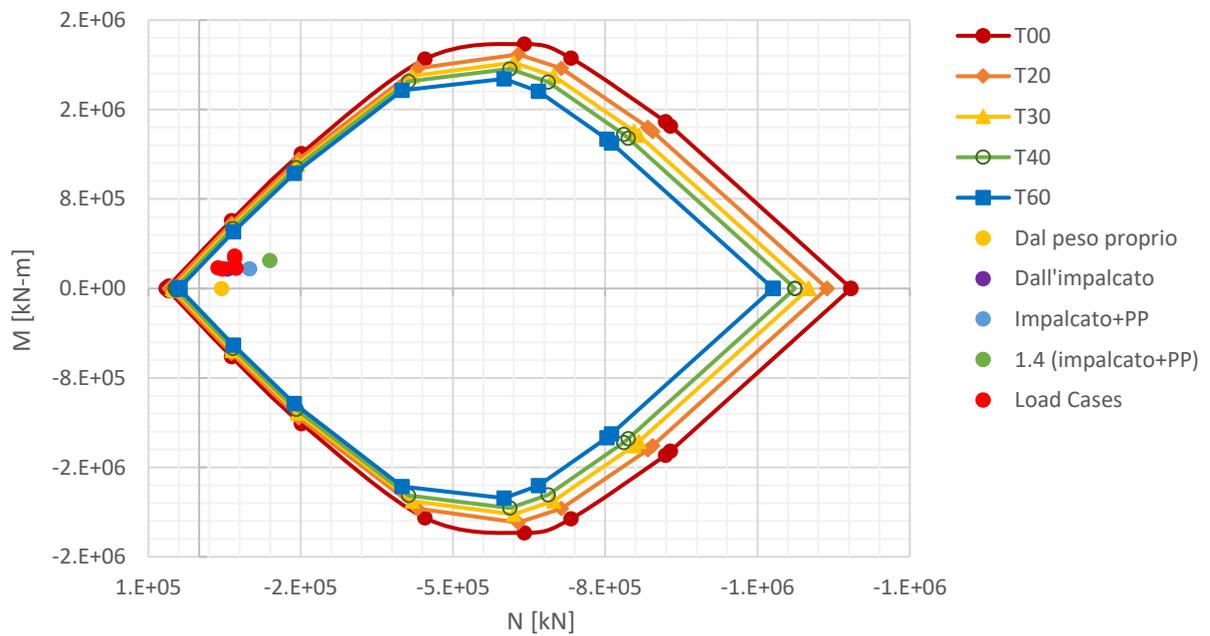


Fig. 5. 1. Dominio di Resistenza - Sezione 1.

• **Sezione 6:**

Tipo carico	N	T	M
	[kN]	[kN]	[kN-m]
Carichi permanenti			
Dal peso proprio (PP)	-31827	0	0
Dall'impalcato	-55352	-1661	141841
Dall'Impalcato+PP	-87179	-1661	143216
1.4 (Impalcato+PP)	-122051	-2325	205359
Load Cases			
LC1	-37351	-1893	149688
LC2	-69926	-2240	233691
LC3	-69926	-2240	248347
LC4	-72641	-1641	149854
LC5	-45307	-2130	137478
LC6	-45307	-2130 </td <td>137478</td>	137478

Tabella 5. 2.Sollecitazione Statiche - Sezione 6.

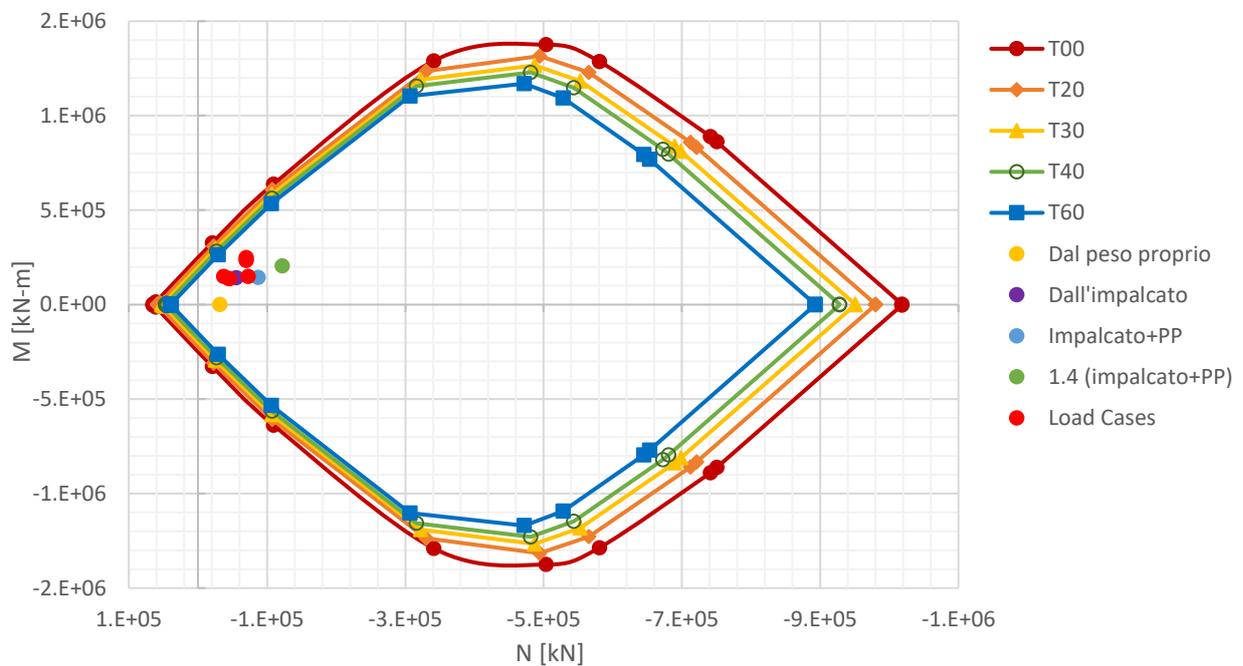


Fig. 5. 2. Dominio di Resistenza - Sezione 6.

• Sezione 7:

Tipo carico	N	T	M
	[kN]	[kN]	[kN-m]
Carichi permanenti			
Dal peso proprio (PP)	-29122	0	0
Dall'impalcato	-55352	-1661	135493
Dall'Impalcato+PP	-84474	-1661	136819
1.4 (Impalcato+PP)	-118264	-2325	196316
Load Cases			
LC1	-37351	-1893	142551
LC2	-69926	-2240	225246
LC3	-69926	-2240	239709
LC4	-72641	-1641	143668
LC5	-45307	-2130	129447
LC6	-45307	-2130	129447

Tabella 5. 3. Sollecitazione Statiche - Sezione 7.

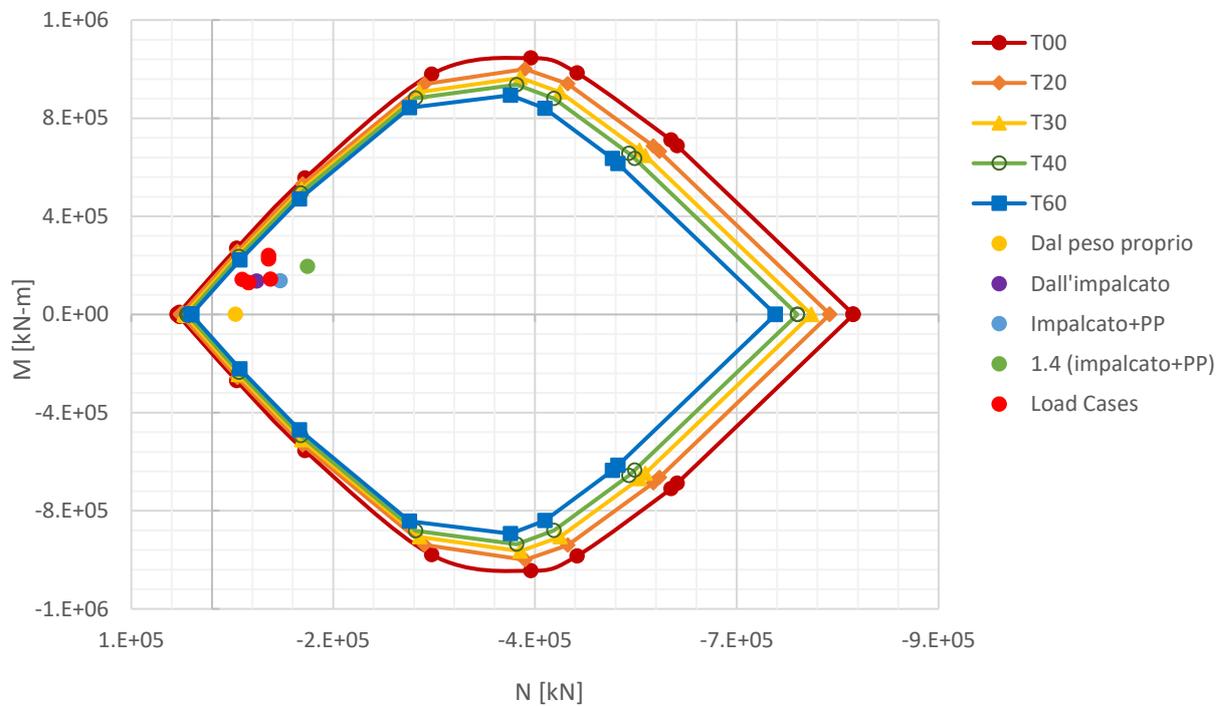


Fig. 5. 3. Dominio di Resistenza - Sezione 7.

• **Sezione 11:**

Tipo carico	N	T	M
	[kN]	[kN]	[kN-m]
Carichi permanenti			
Dal peso proprio (PP)	-20519	0	0
Dall'impalcato	-55352	-1661	109283
Dall'Impalcato+PP	-75871	-1661	110318
1.4 (Impalcato+PP)	-106219	-2325	158600
Load Cases			
LC1	-37351	-1893	113399
LC2	-69926	-2240	190750
LC3	-69926	-2240	203735
LC4	-72641	-1641	118396
LC5	-45307	-2130	96646
LC6	-45307	-2130	96646

Tabella 5. 4. Sollecitazione Statiche - Sezione 11.

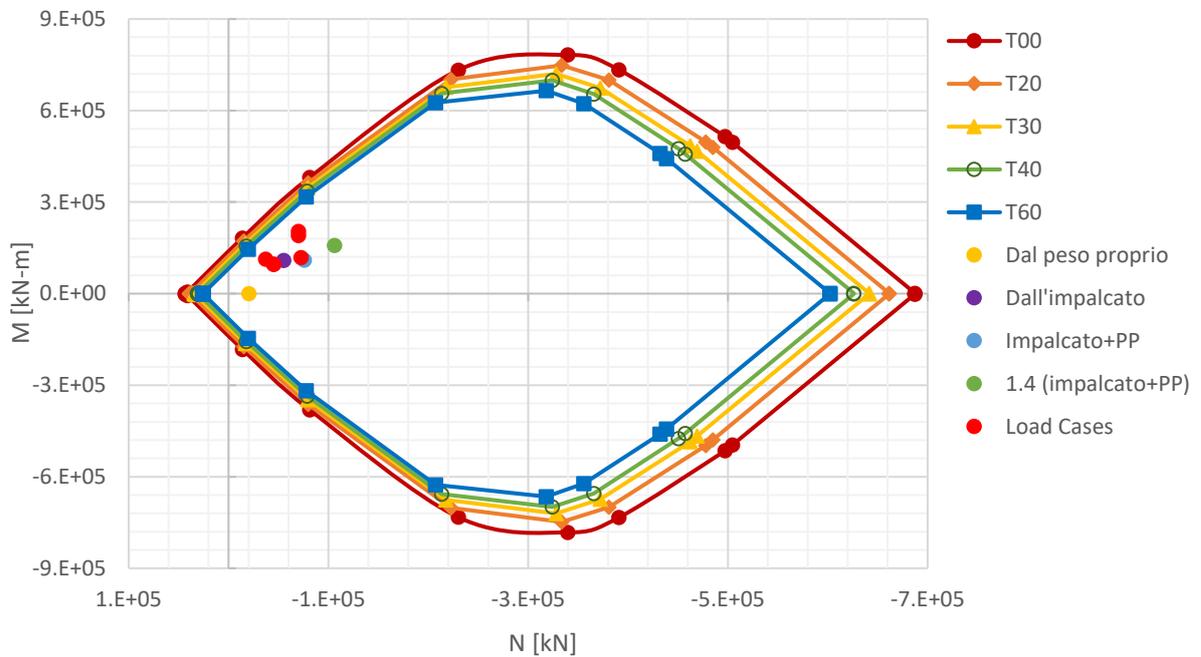


Fig. 5. 4. Dominio di Resistenza - Sezione 11.

• Sezione 15

Tipo carico	N	T	M
	[kN]	[kN]	[kN-m]
Carichi permanenti			
Dal peso proprio (PP)	-13446	0	0
Dall'impalcato	-55352	-1661	82521
Dall'Impalcato+PP	-68798	-1661	83170
1.4 (Impalcato+PP)	-96317	-2325	119533
Load Cases			
LC1	-37351	-1893	84247
LC2	-69926	-2240	156254
LC3	-69926	-2240	166337
LC4	-72641	-1641	93125
LC5	-45307	-2130	63844
LC6	-45307	-2130	63844

Tabella 5. 5. Sollecitazione Statiche - Sezione 15.

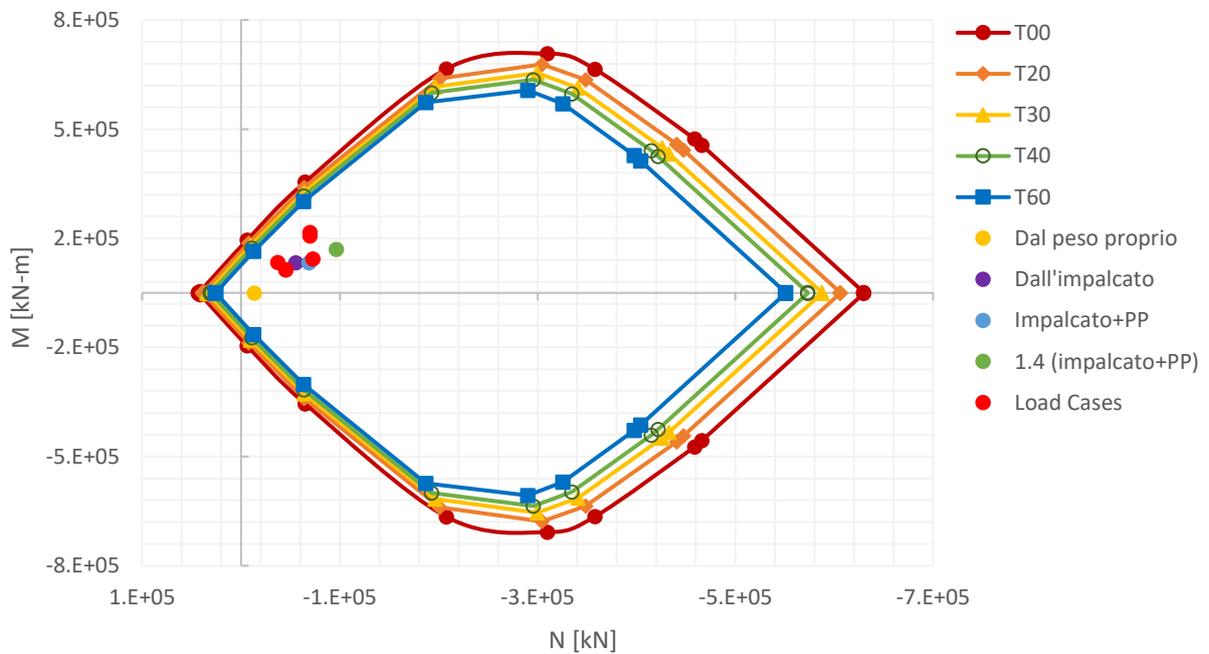


Fig. 5. 5. Dominio di Resistenza - Sezione 15.

Diagrammi $M_z - M_y$

In maniera simile al precedente sottotitolo si ottengono i diagrammi a rossetta in cui la curva viene determinata da i momenti nelle due direzioni perpendicolari della sezione, chiamati per la presente tesi come M_z e M_y . Questi grafici si ottengono a differenza dei precedenti per un assegnato valore dello sforzo normale N .

Si sono già verificati i carichi statici e le combinazioni di carico usate per il progetto, ora si presentano le combinazioni di carico sismico soltanto del minimo N (Tabella. 5. 6) e del massimo N (Tabella 5. 7) che sono state assunte per il progetto della pila. Si considerano come in precedenza le stesse sezioni; si presentano, quindi i valori dei momenti per i quali se esegue la verifica in ogni sezione.

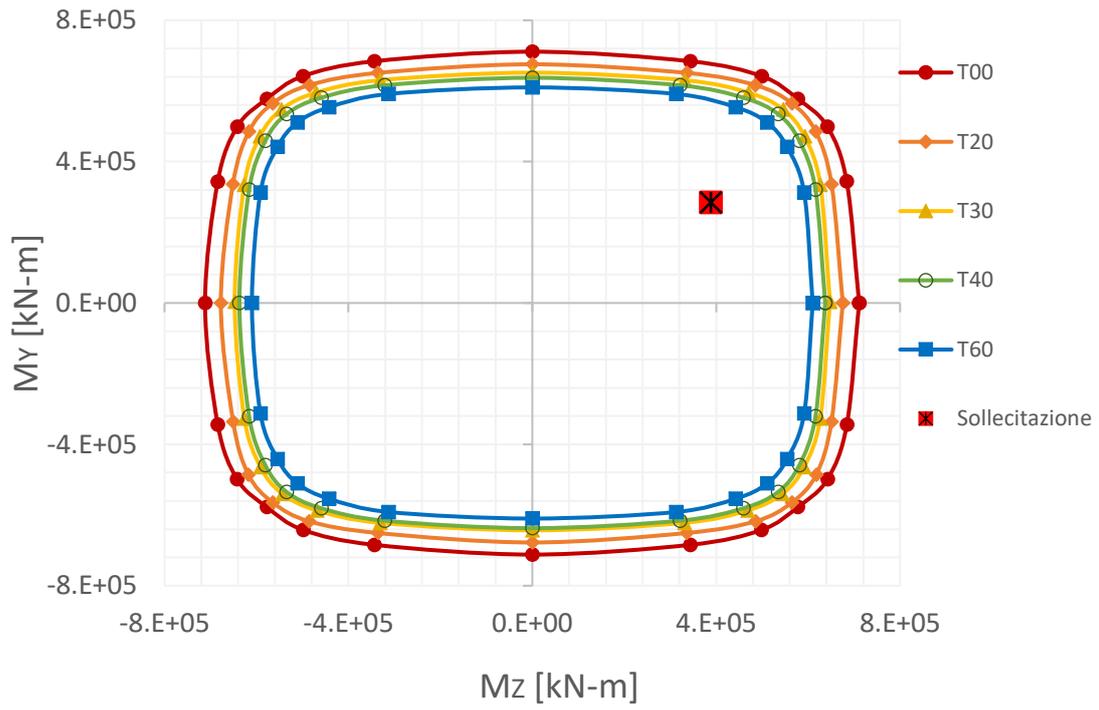
sezione [-]	N [kN]	M2 [kN-m]	M3 [kN-m]
1	-91115	388985	284041
6	-76687	273866	185795
7	-74566	254479	169289
11	-66632	189036	112160
15	-59301	132434	60007

Tabella 5. 6. Comb. carico sismico - Min N.

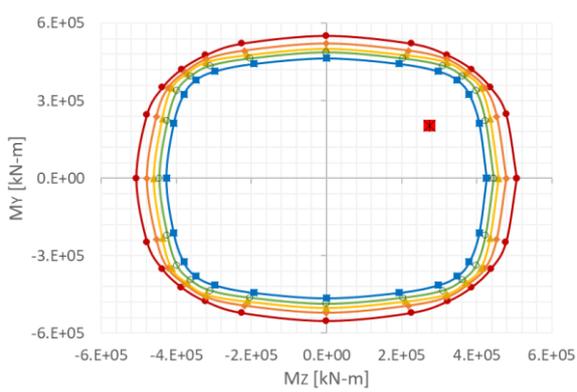
sezione [-]	N [kN]	M2 [kN-m]	M3 [kN-m]
1	-77945	221913	142997
6	-64191	167218	109151
7	-62214	156840	102209
11	-54952	117370	74444
15	-48379	78716	44604

Tabella 5. 7. Comb. carico sismico - Max N.

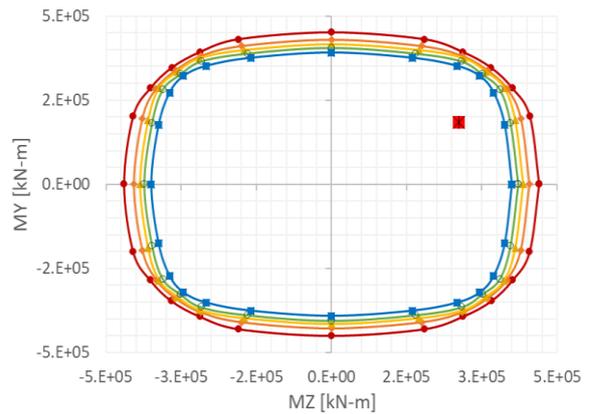
Le curve per le due combinazioni di carico si presentano nelle figure 5. 6 e 5. 7, per N min e N max rispettivamente. I grafici presentano anche le curve per i diversi anni in cui si è valutata la corrosione, si nota che anche se la resistenza delle sezioni viene chiaramente ridotta, la azione sismica, comunque, non è in grado di portare in crisi le sezioni. Già da questa analisi; anche se banale, si inizia a capire quanto possono essere rilevanti le azioni sismiche nel confronto della perdita di resistenza e disutilità data dell'attacco corrosivo. In avanti si approfondirà su queste considerazioni.



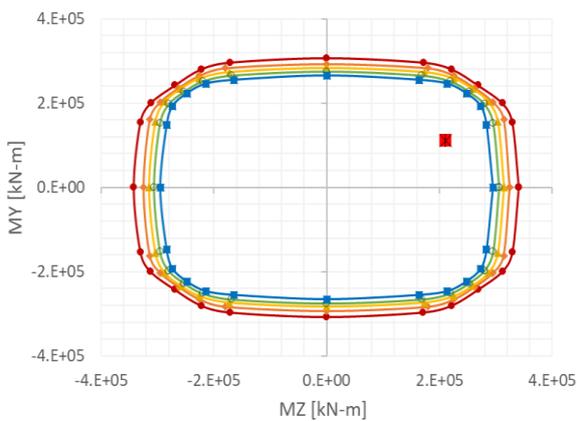
a) Sezione 1



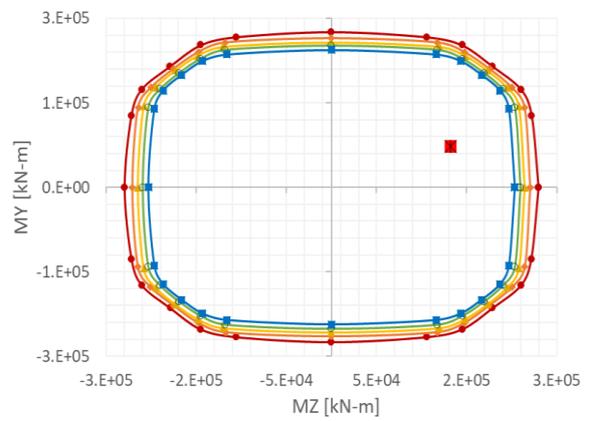
b) Sezione 6



c) Sezione 7

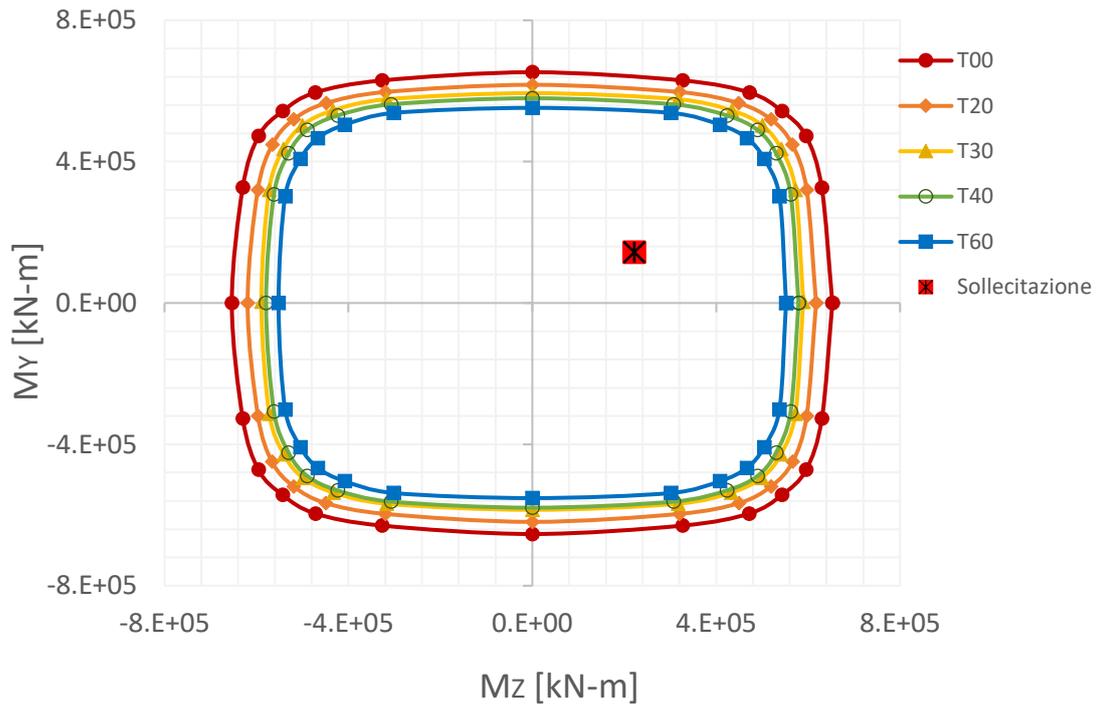


d) Sezione 11

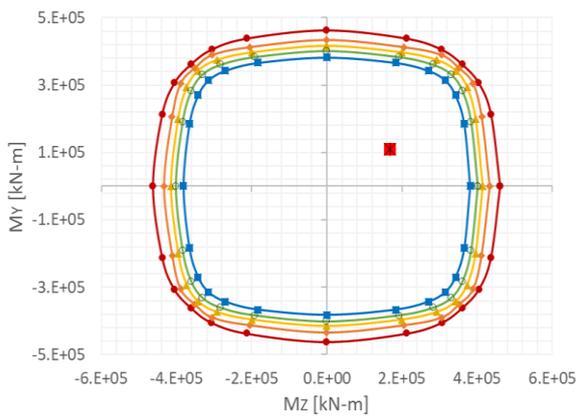


e) Sezione 15

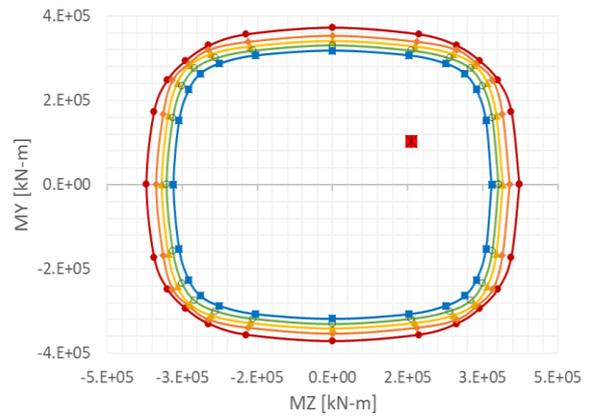
Fig. 5. 6. Diagrammi a Rossetta comb. di carico sismica N minimo.



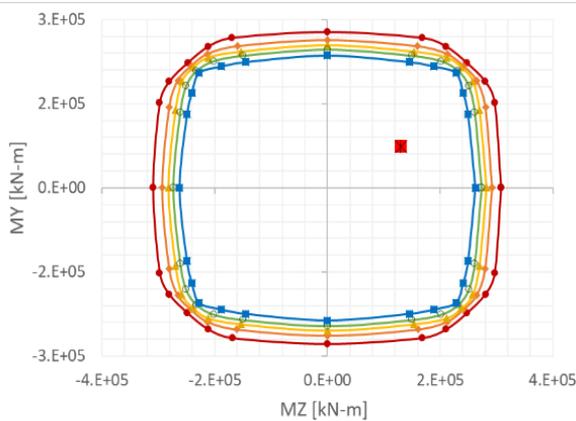
a) Sezione 1



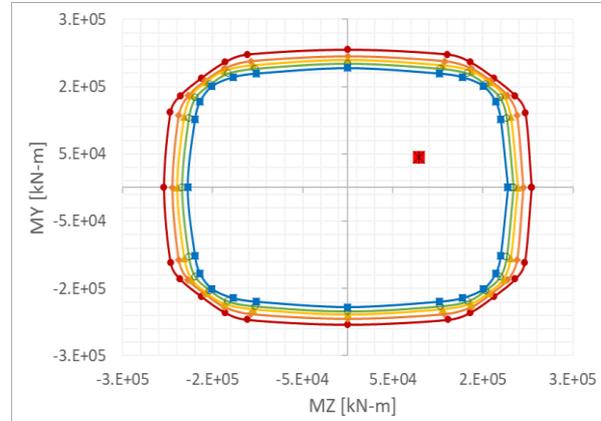
b) Sezione 6



c) Sezione 7



d) Sezione 11



e) Sezione 15

Fig. 5. 7. Diagrammi a Rossetta comb. di carico sismica N massimo.

5.5.2 Diagrammi Momento – Curvatura.

Allo stesso che si è fatto precedentemente, si presentano i grafici $M - \chi$ delle stesse sezioni agli stessi anni in modo di avere una concordanza tra i risultati da confrontare a posteriore.

Gli sforzi normali N per i quali sono stati costruiti i diagrammi momento – curvatura vengono ricavati come la somma del peso proprio trasmesso dall’impalcato (Tabella 3.2) e del peso proprio della parte della colonna sovrastante alla sezione in considerazione (Tabella 4.2). I valori definitivi di N sono presentati nella tabella 5.8.

Sezione	N
1	-99437 [kN]
6	-84474 [kN]
7	-81879 [kN]
11	-74018 [kN]
15	-67140 [kN]

Tabella 5. 8. Valori di N per i diagrammi $M-\chi$.

• **Sezione 1:**

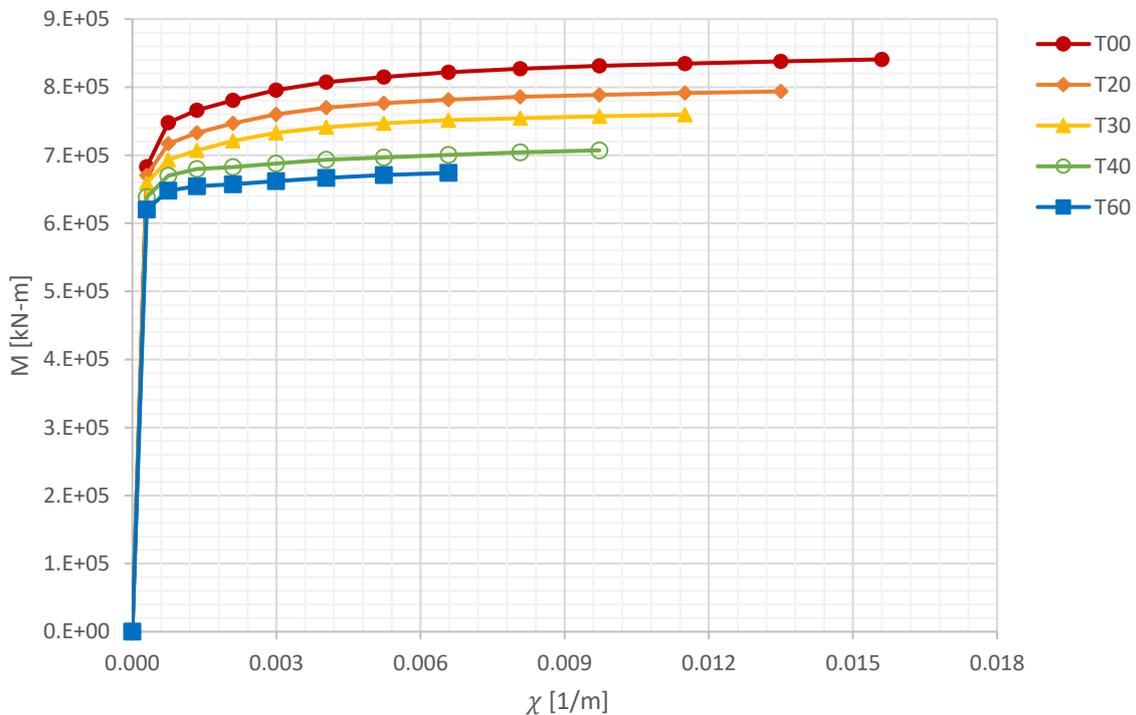


Fig. 5. 8. Diagramma Momento - Curvatura sezione 1.

• **Sezione 6:**

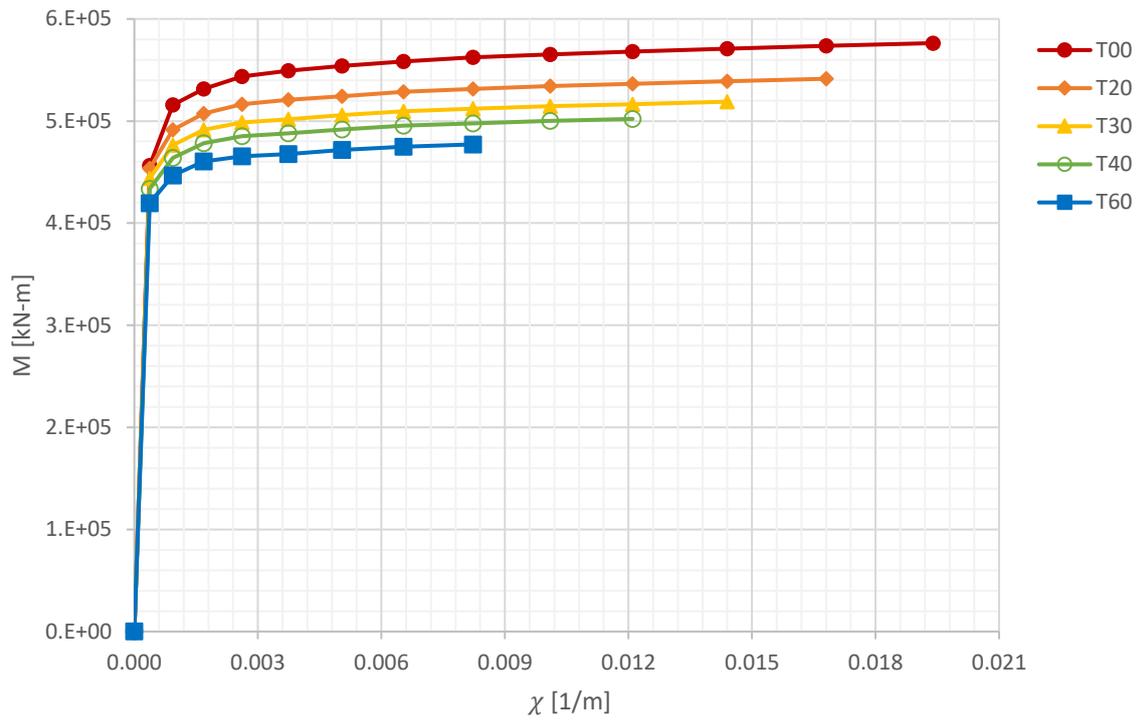


Fig. 5. 9. Diagramma Momento - Curvatura sezione 6.

• **Sezione 7:**

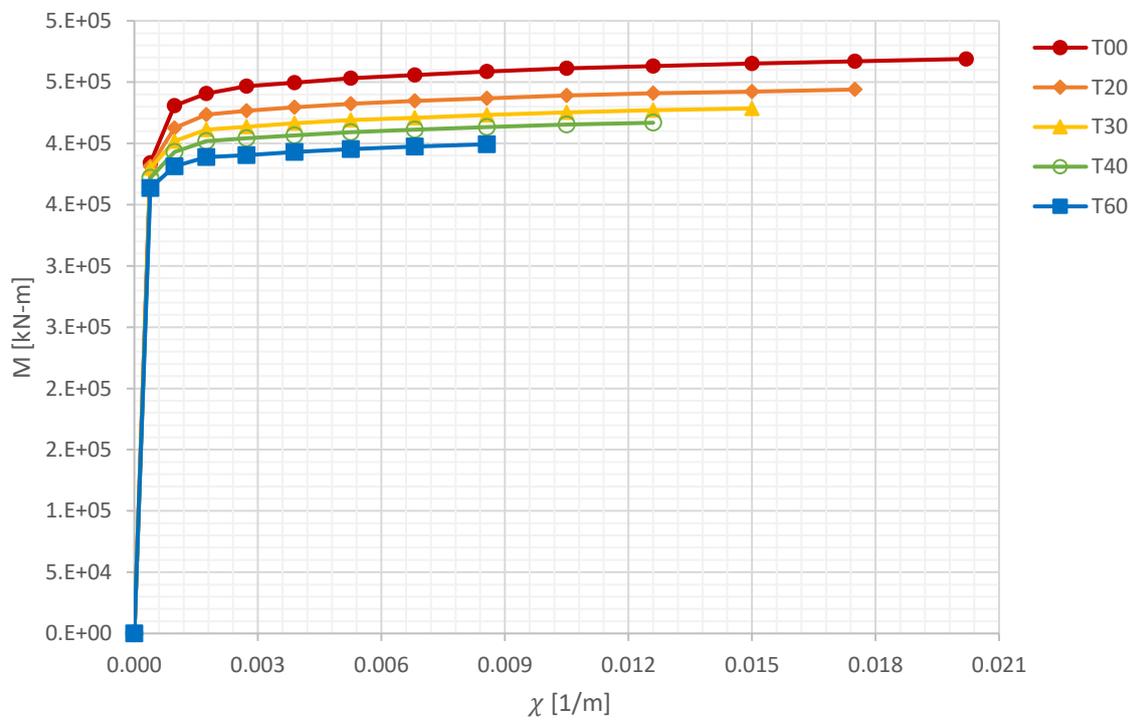


Fig. 5. 10. Diagramma Momento - Curvatura sezione 7.

• **Sezione 11:**

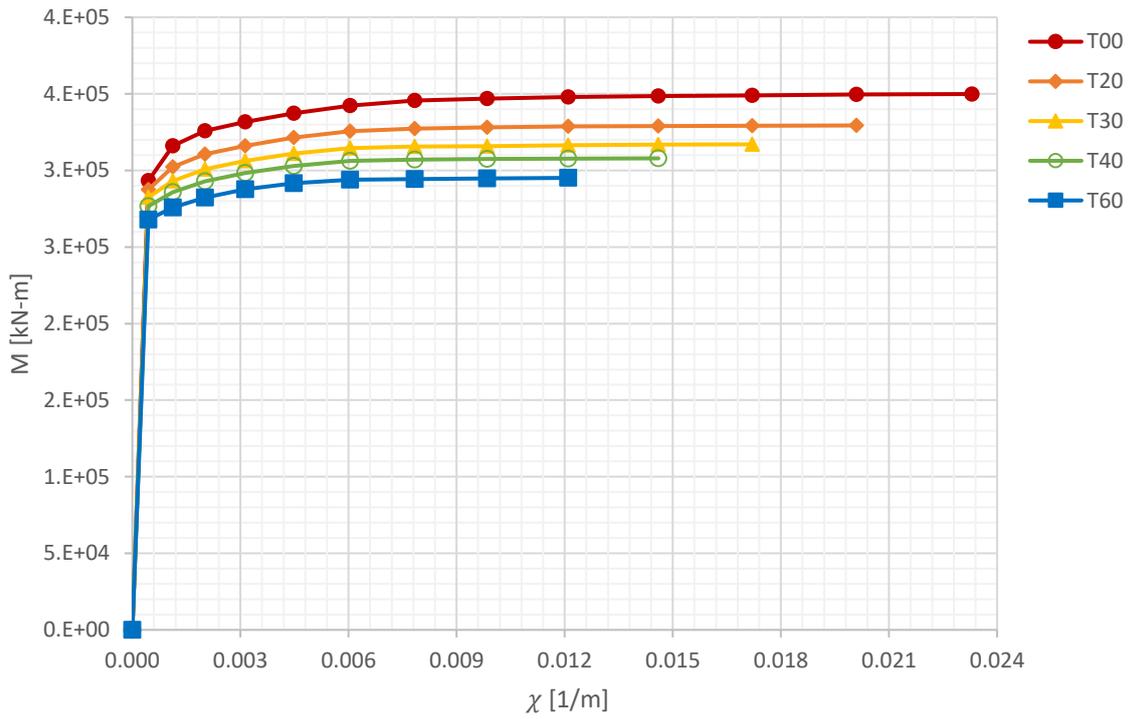


Fig. 5. 11. Diagramma Momento - Curvatura sezione 11.

• **Sezione 15:**

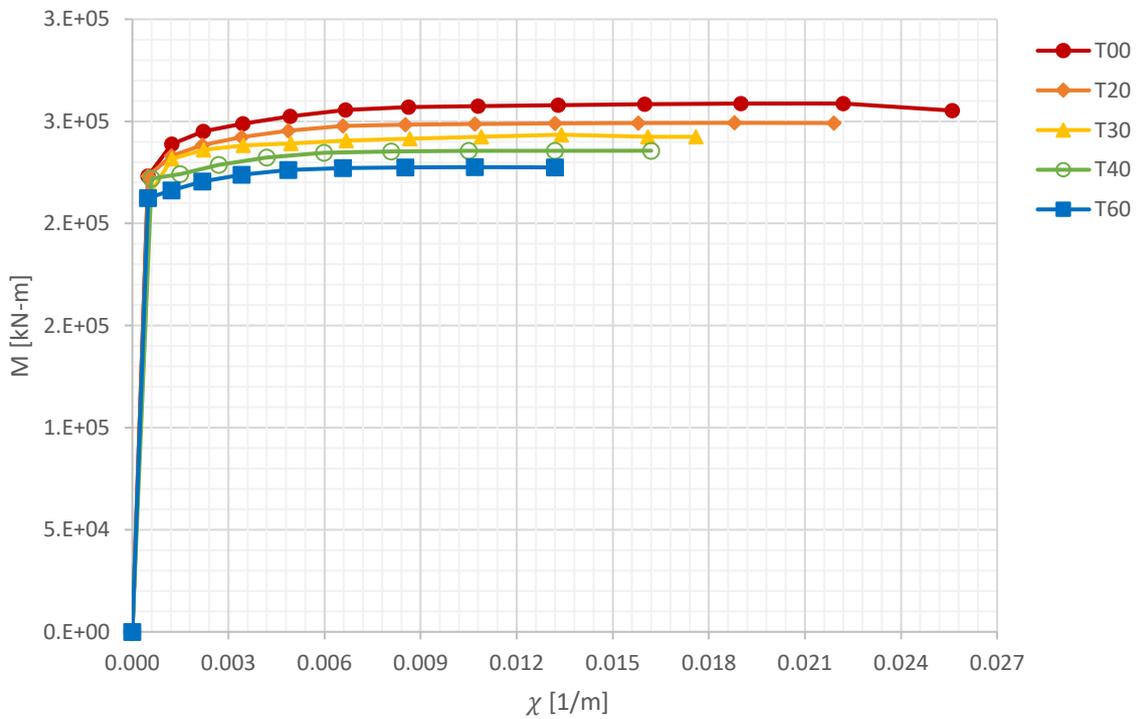


Fig. 5. 12. Diagramma Momento - Curvatura sezione 15.

5.5.3 Duttilità nel tempo

Come è stata definita in precedenza la curvatura della sezione (Equa. 3.12) si calcola in funzione del diagramma Momento – Curvatura, i quali si sono ricavati e sono stati mostrati nelle figure precedenti per i diversi anni di studio; ora nella tabella 5. 9 viene in maniera riassuntiva mostrati i valori rappresentati di una sezione, cioè il valore di curvatura di snervamento χ_y e la curvatura ultima χ_u .

Sezione	χ_y [‰]	χ_u [‰]				
	T00-60	T00	T20	T30	T40	T60
1	2	16	14	12	10	7
6	3	19	17	14	12	8
7	3	20	18	15	13	9
11	3	23	20	17	15	12
15	3	26	22	18	16	14

Tabella 5. 9. Curvatura rappresentata delle sezioni in tempo.

In base a questi valori viene calcolata la duttilità di ognuna delle sezioni presi in considerazione per ognuno degli anni con cui si sta proseguendo le analisi, i risultati vengono riportati nella tabella 5.10. Si nota da subito una duttilità pressoché costante per le diverse sezioni considerando uno stesso periodo di tempo, visto in altro modo, la perdita di duttilità dovute alle stime fatti sull'attacco corrosivo è circa uguale per le diverse sezioni che compongono il modello della pila, cioè lungo l'altezza la duttilità persa in 60 anni è di poco meno del 50%.

Anno	Sez1	Sez6	Sez7	Sez11	Sez15
T00	7.45	7.42	7.42	7.43	7.42
T20	6.45	6.42	6.42	6.41	6.35
T30	5.49	5.50	5.51	5.49	5.10
T40	4.64	4.63	4.63	4.66	4.70
T60	3.14	3.14	3.14	3.86	4.12

Tabella 5. 10. Duttilità delle sezioni nel tempo.

5.2. Metodologie di analisi relativi alla normativa NTC-08

La normativa italiana in §7.3 (Metodo di analisi e criteri di verifica) definisce i possibili analisi che possono effettuarsi tra lineare e non lineare, considerando le azioni in modo statico o dinamico allo di valutare le sollecitazioni sismiche e il comportamento della struttura di fronte a loro, cioè la soddisfazione della verifica.

Il tipo di analisi da applicare dipende dal tipo di struttura, cioè dissipativa o non dissipativa; oppure dallo stato limite da verificare; quindi può essere lo stato limite di esercizio in cui si considera la struttura non dissipativa o lo stato limite ultimo per cui si assume la struttura di tipo dissipativo.

Agli scopi della presente tesi interessano le analisi in cui si tengono conto delle non linearità dei materiali e della geometria, quindi si definiscono:

- Analisi Non Lineare Statica – Pushover,
- Analisi Non Lineare Dinamica – Time history analysis.

5.3 Analisi Pushover

L'analisi pushover è di tipo statico non lineare, in cui viene definito un profilo di carico laterale da applicare sulla struttura incrementato in magnitudine in maniera monotona spingendo la struttura e sollecitandola in modo tale da ottenere come risposta uno spostamento laterale e una forza tagliante opposta in direzione all'applicazione del profilo di carico. Lo scopo di questo tipo di analisi è la valutazione della capacità di resistenza e della duttilità della struttura, infatti da questa analisi si ottiene la cosiddetta *curva di capacità* data dallo spostamento in sommità e il taglio alla base che si calcola come la somma di tutte le reazioni tagliante che vengono fuori ai piani (in caso di edifici). La figura 5.3 mostra un esempio di curva di capacità da cui si fanno notare i due principali parametri i quali sono il massimo taglio alla base V_{max} che ci dà un'idea sulla resistenza della struttura e lo spostamento ultimo δ_u che invece si dà una indicazione sulla duttilità.

La duttilità come è stata definita prima (Equa. 3.12) è il rapporto tra lo spostamento raggiunto alla fine del tratto elastico lineare denominato δ_y e δ_u (Fig. 5.13). In questo modo, si riesce a definire il comportamento complessivo in termini di resistenza e di duttilità a diverse scale, cioè, a livello di materiale, di sezione e finalmente, strutturale.

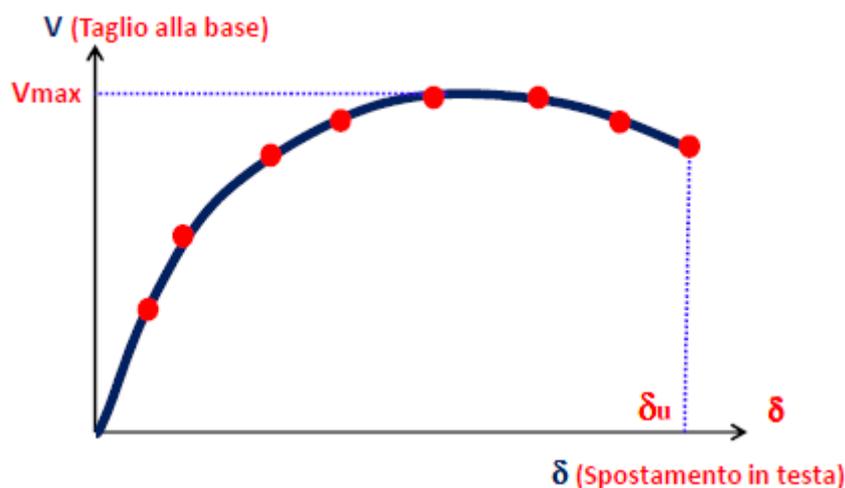


Fig. 5. 13. . Curva di capacità – Esempio.

La NTC-08 in accordo con quanto stabilito in §7.3.54.1, si devono considerare almeno due distribuzioni di forze di inerzia, definite distribuzione principale (Gruppo 1) e distribuzione secondaria (Gruppo 2).

Dal gruppo 1 si stabilisce il profilo di carico corrispondente ad una distribuzione di accelerazione proporzionali alla forma del primo modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale ha una massa di partecipazione non inferiore al 75%. Dal gruppo 2 si stabilisce un profilo di carico uniforme di forze derivata da una distribuzione di accelerazioni lunga l'altezza della struttura.

Nel caso particolare di studio, si presenta per il primo modo di vibrare un fattore di partecipazione della massa pari al 70% (Tabella 3.5), per cui si considera accettabile eseguire l'analisi statica non lineare – pushover.

L'analisi numerica si effettua su OpenSees in cui si imposta come integratore l'approccio *displacement control*, in cui ad ogni passo si incrementa lo spostamento in sommità di una quantità previamente stabilita, in questo caso si prende pari a 20 mm dato dal 0.025% dell'altezza della colonna (80m), il profilo del carico iniziale viene dato da quanto specificato in tabella 4.2; gli incrementi di tali forze vengono calcolati a seconda della richiesta di carico necessaria a per far possibile l'incremento dello spostamento. In fine, vengono registrati lo spostamento stabilito in sommità e il taglio alla base (forza orizzontale) ad ogni step. L'analisi si ripete agli anni prima stabiliti e si ottiene il grafico sposto in figura 5.14.

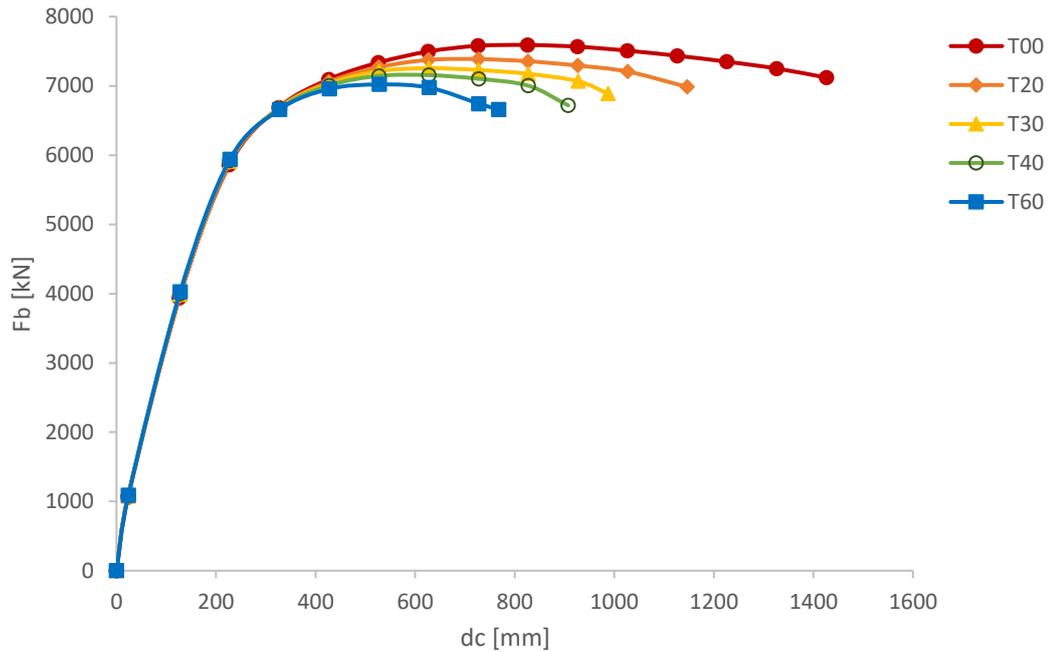


Fig. 5.14. Curve di Capacità – Analisi pushover in tempo.

Si evidenzia una perdita sia di resistenza sia di duttilità, però come già accadeva alle sezioni, è più notevole la riduzione in duttilità che in resistenza, e quindi si ha una concordanza tra i risultati osservati ai materiali e alle sezioni e i risultati ottenuti sul comportamento della pila. Si può dire che l'effetto della corrosione nel tempo è abbastanza considerevole sulla risposta di questo tipo di elemento strutturale in termini di resistenza e duttilità.

La normativa stabilisce, alla fine di eseguire una verifica sulle azioni sismiche che il sistema strutturale reale venga associato ad un sistema strutturale equivalente avente un grado di libertà, questo perché la verifica si esegue sullo spettro di risposta elastico definito appunto per sistemi a un grado di libertà.

Si definiscono in seguito lo spettro di risposta elastico e l'approccio per definire il sistema equivalente.

5.3.2 Spettro di Risposta Elastico

Lo spettro si definisce in riferimento a § 3.2.3.2.1, il quale è definito per uno smorzamento convenzionale di 5%, e viene moltiplicato per il valore di accelerazione orizzontale massima a_g su un sito di riferimento rigido.

Nell'ambito dei comportamenti dissipativi le strutture si dividono in base alla loro capacità di dissipazione e all'entità delle plasticizzazioni cui si riconduce in fase di progettazione:

- CD 'A': classe di duttilità alta

Richiede maggiori accorgimenti e maggiori coefficienti di sicurezza nel calcolo; impone dettagli costruttivi più severi; forze sismiche minori (minore resistenza); molto duttile con possibilità di collasso globale; progetto dei pilastri con il criterio di gerarchia delle resistenze;

- CD 'B': classe di duttilità bassa

Forze sismiche maggiori (maggiore resistenza); dettagli costruttivi meno curati; meno duttile con possibilità di collasso parziale; il criterio di gerarchia delle resistenze si usa ma con coefficienti minori.

Per il caso in esame si assume una classe di duttilità: CD 'B'.

Fattore di forma q

La verifica consiste nel controllare che il sistema strutturale abbia specifiche caratteristiche di resistenza e di capacità di dissipazione energetica. Il bilancio fra resistenza e capacità dissipativa (duttilità) avviene operativamente mediante il cosiddetto fattore di forma q , che riduce le ordinate dello spettro di risposta elastico S_E , dando luogo allo spettro di progetto S_D .

Il fattore di struttura si calcola in quanto lo indicato in § 7.3.1

$$q = q_0 \cdot K_R \quad (5.1)$$

con:

q_0 = Fattore di struttura.

K_R = Fattore di regolarità in altezza della costruzione.

Nel caso specifico di ponti si fa riferimento alla sezione § 7.9.2.1 per la determinazione dei parametri appena introdotti. Nella tabella 7.9.I della NTC-0.8 viene stabilito per le pile verticali inflesse in cemento armato e per la classe di duttilità assunta in precedenza un valore del fattore di struttura $q_0 = 1.5$ e viene raccomandato un valore del fattore di regolarità pari a 1.0. in questo modo considerando l'equazione 5.1 il fattore di forma ha un valore di $q = 1.5$.

5.3.3 Definizione Spettro di Risposta Elastico.

Lo spettro di risposta viene calcolato in corrispondenza del foglio Excel SPETTRI-NTC (ver. 1.0.3) del D.M. 14 gennaio 2008 spedito dal Consiglio Superiore Lavori Pubblici.

I parametri per la definizione dello spettro di progetto (Fig. 5.15) sono riportati in tabella 5.11 definito per il sito specificato nella sezione 3.1 della presente tesi.

Stato limite	SLV
Cat. Sottosuolo	C
Topografia	T2
Fattore stut. q	1.5

Tabella 5. 11. Parametri definizione Spettro di progetto.

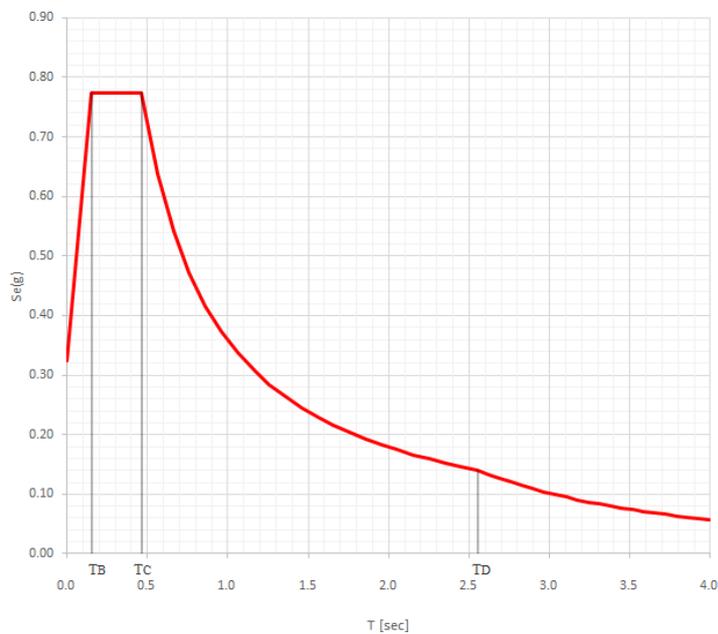


Fig. 5. 15. Spettro di progetto.

I parametri rilevanti dati dallo spettro di progetto tali come la PGA che corrisponde al valore di accelerazione del suolo e che si legge nel grafico in corrispondenza di $T=0$, poi i valori TB, TC e TD che definiscono i diversi tratti per cui viene costruita la curva sono riportati in tabella 5.12.

PGA	0.32	[g]
Se, max	0.77	[g]
TB	0.15	[sec]
TC	0.46	[sec]
TD	2.55	[sec]

Tabella 5. 12. Parametri dello spettro di progetto.

5.4 Valutazione della richiesta duttilità e verifica.

L'analisi richiede che al sistema reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

5.4.1 Sistema SDOF equivalente

Il sistema ad un singolo grado di libertà SDOF (Single Degree Of Freedom) non lineare ha caratteristiche meccaniche e massa equivalente a quelle del primo modo di vibrare del sistema reale a multipli modi, MDOF (Fig. 5.16)

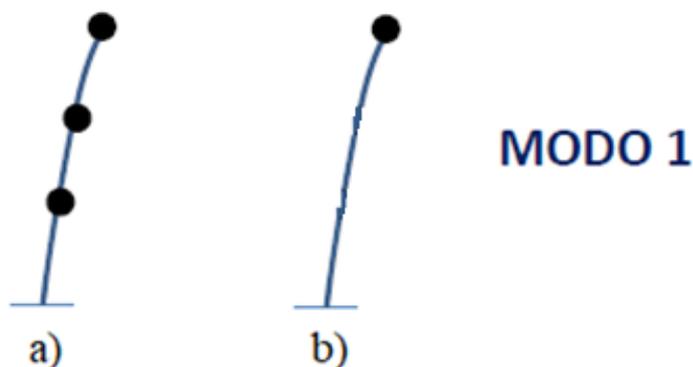


Fig. 5. 16. Primo modo vibrazione per a) Sistema reale b) Sistema equivalente.

Questa operazione è eseguita allo scopo di ricavare la curva di capacità del sistema equivalente dalla sua omologa data dall'analisi pushover sulla struttura reale, come si mostra qualitativamente in figura 5.17. Quindi, il passaggio dal sistema MDOF al sistema SDOF equivalente si fa tramite le seguenti espressioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma_1} \quad (5.1)$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma_1} \quad (5.2)$$

In cui:

Γ_1 = Fattore di partecipazione modale relativo al primo modo (Tabella 3.5).

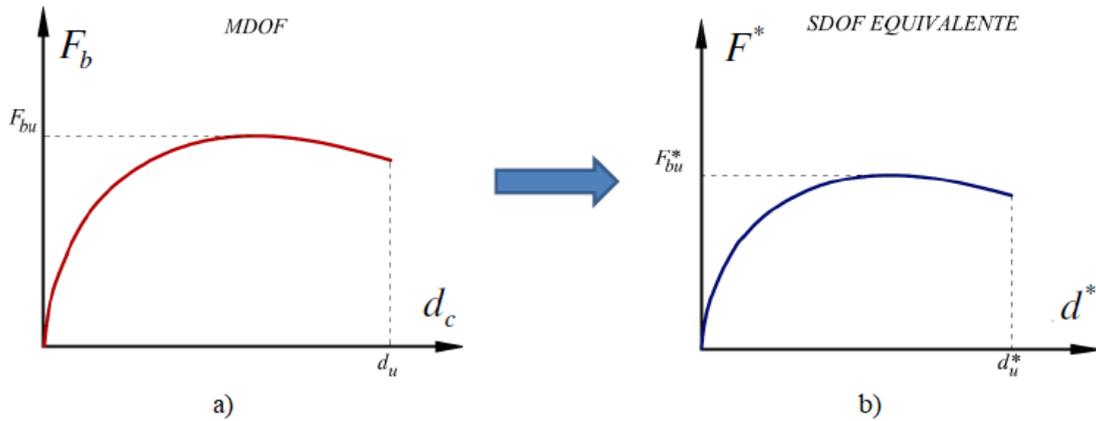


Fig. 5. 17. Curva di capacità. a) sistema reale b) sistema equivalente.

Le caratteristiche del sistema equivalenti sono la sua massa m^* , rigidezza k^* , periodo fondamentale T^* , e fattore di struttura q^* , i quali si ottengono nel seguente modo:

$$m^* = \{\phi\}_1^T \cdot \{M_\tau\} \quad (5.3)$$

$$k^* = \frac{f_y^*}{d_y^*} \quad (5.4)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (5.5)$$

$$q^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{f_y^*} \quad (5.6)$$

In cui:

$S_e(T_1)$ = La componente dello spettro elastico per il periodo fondamentale T_1 .

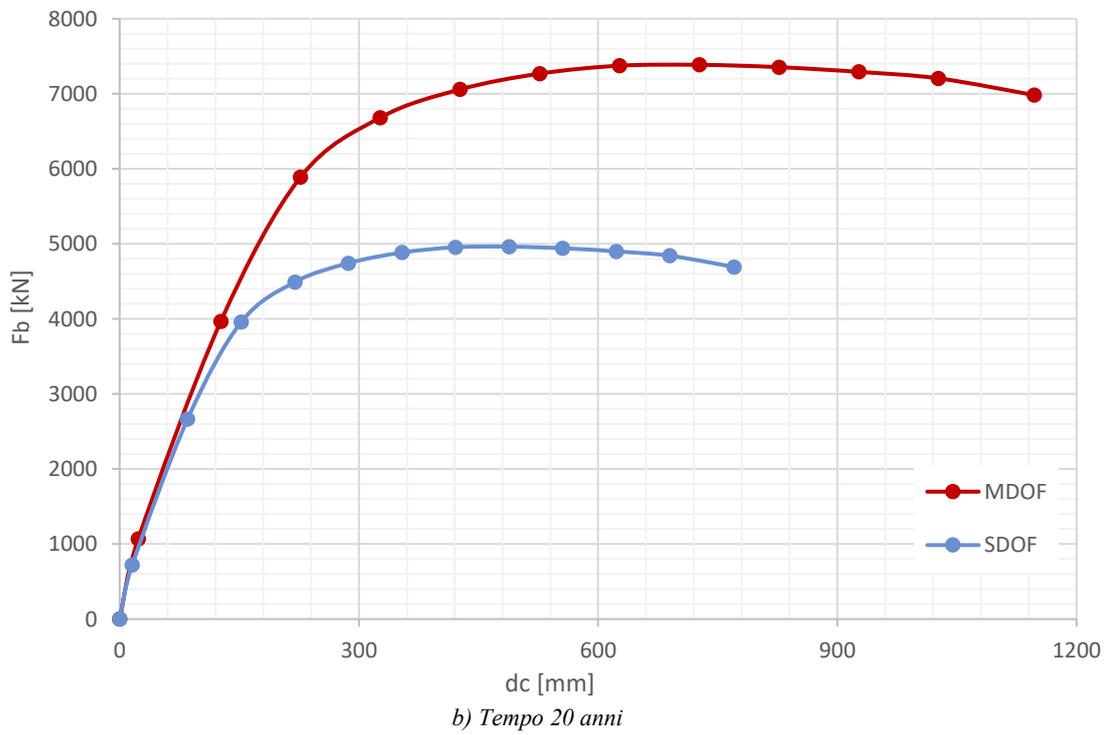
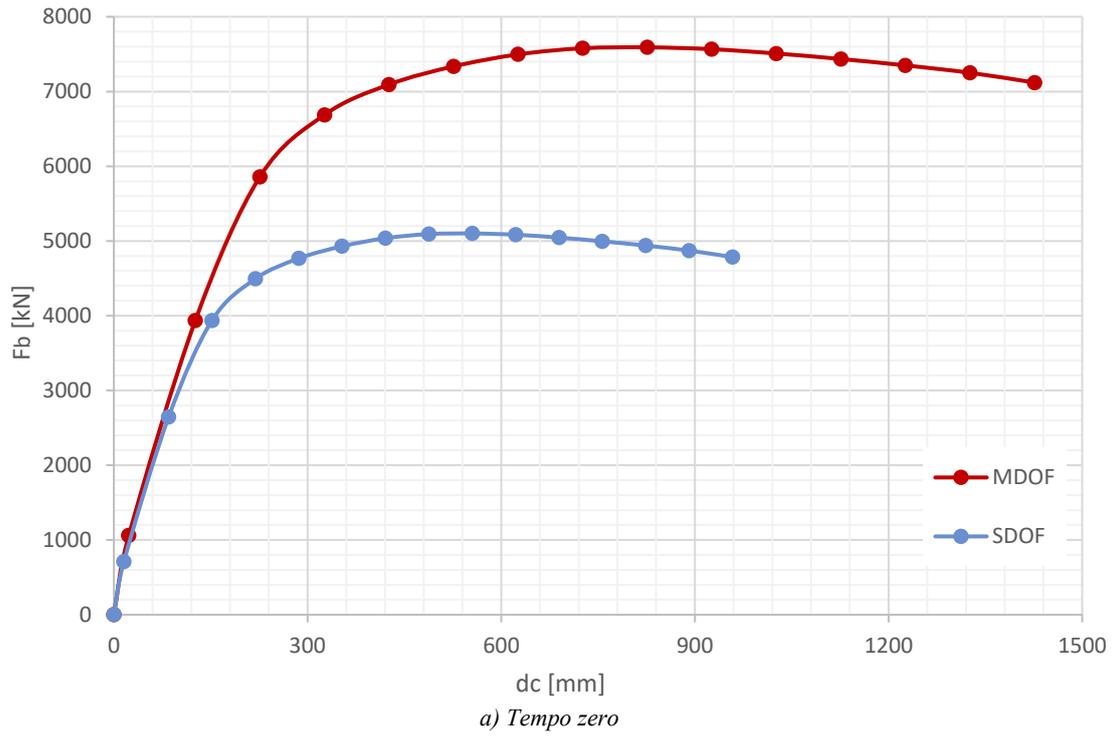
f_y^* = Rigidezza equivalente allo snervamento.

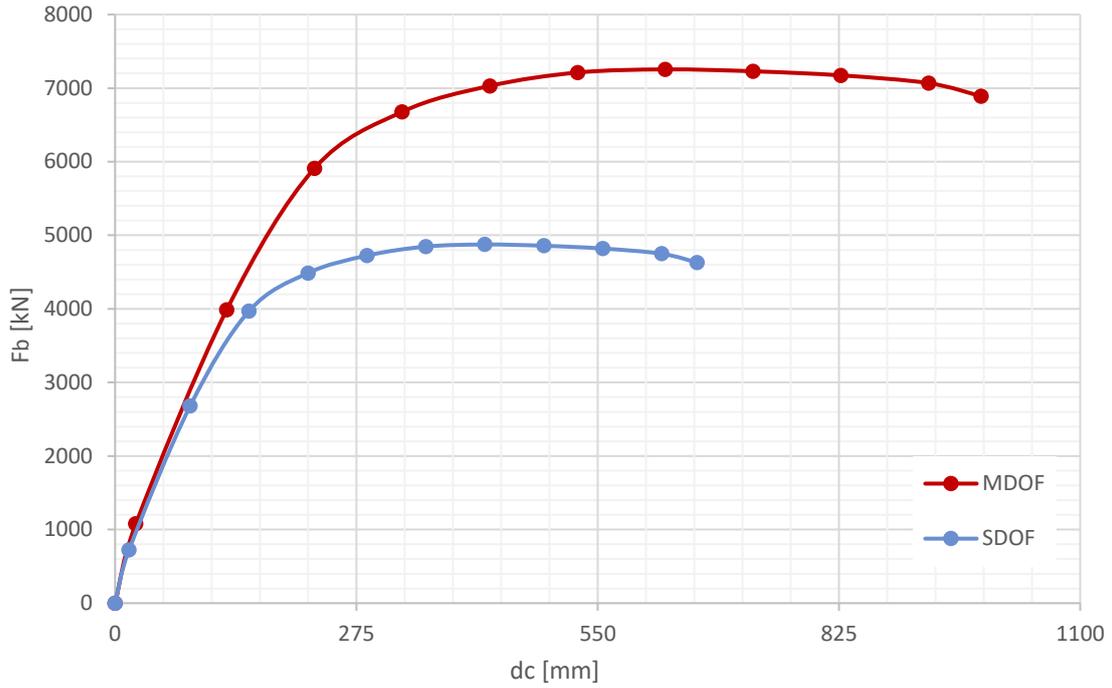
d_y^* = Deformazione corrispondente a f_y^*

$\{M_\tau\}$ = Definito nell'equazione 3.17.

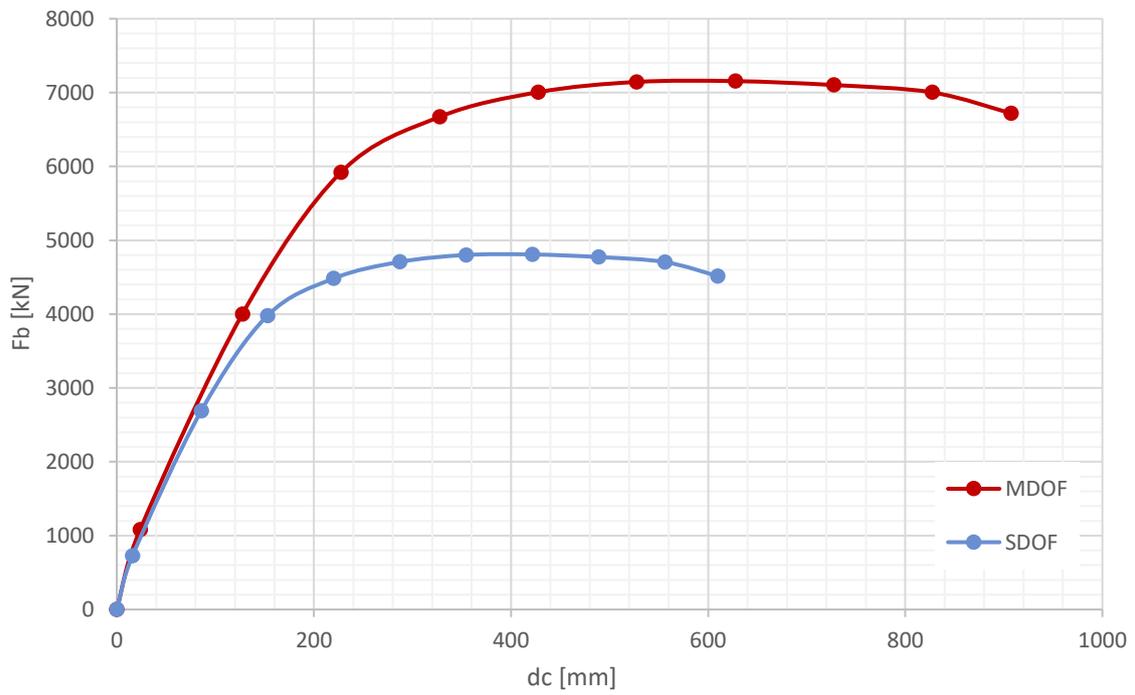
I parametri f_y^* e d_y^* vengono definiti più avanti.

Le curve di capacità per il sistema equivalente per un valore di $\Gamma_1 = 1.488 \text{ kN-s}^2$ si presentano a continuazione nelle figure 5.18.





c) Tempo 30 anni



d) Tempo 40 anni

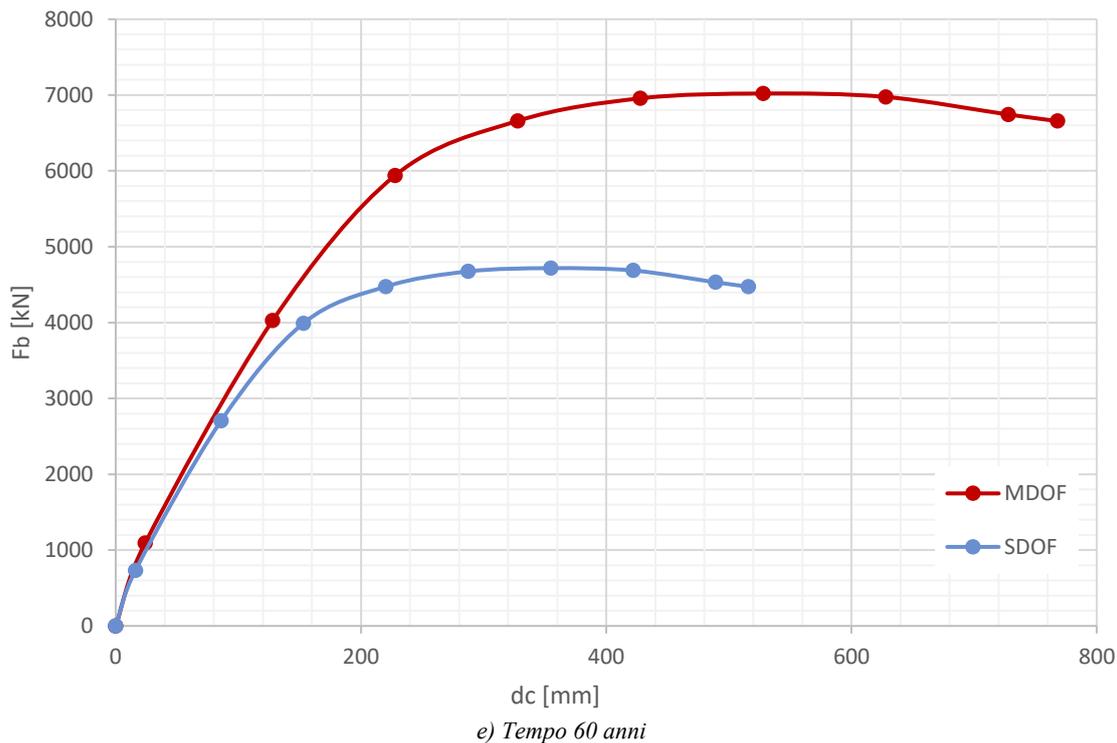


Fig. 5.18. Curva di Capacità MDOF e SDOF equivalente.

Le proprietà del sistema SDOF equivalente vengono riportate nella tabella 5.13 in accordo con le equazioni 5.3, 5.4 e 5.5:

m^*	6964	[kg]
k^*	31216	[N/mm]
T^*	2.97	[sec]

Tabella 5.13. Proprietà sistema SDOF equivalente.

Si ottiene il valore dell'accelerazione spettrale S_e corrispondente a T^* tale come si illustra in figura 5.19, dunque si ha $S_e(T^*) = 0.11$ [g]. Ora, si è in grado di calcolare il fattore di struttura per il sistema equivalente dato dall'equazione 5.6. si ha:

$$q^* = \frac{0.11 * 69640}{5182} = 1.478 \quad (5.7)$$

In questo modo, viene definito il fattore di struttura che potrà essere usato per il calcolo della duttilità richiesta data dallo spettro.

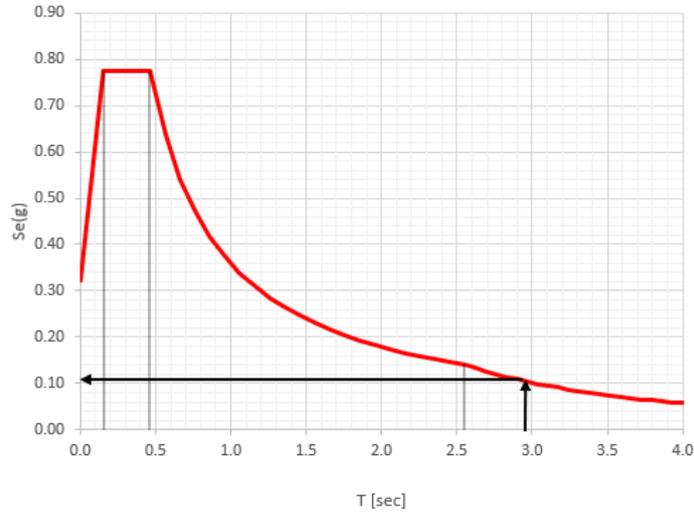


Fig. 5. 19. $Se(T^*)$ dallo spettro di progetto.

5.4.2 Bilinearizzazione della risposta dello SDOF equivalente.

Consiste nel fare un ulteriore passaggio e schematizzare la curva di capacità equivalente in una bilineare tale come mostrato in figura 5.20 nella quale si distinguono immediatamente il tratto elastico lineare e il tratto plastico, quale si riesce a definire la duttilità.

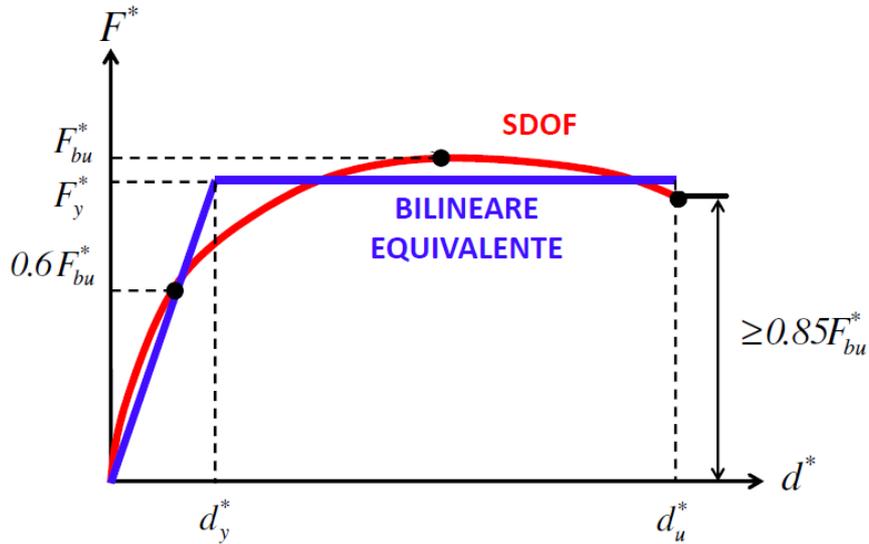


Fig. 5. 20. Bilineare equivalente.

$$F_{bu}^* = \frac{F_{bu}}{\Gamma_1} \tag{5.8}$$

$$d_u^* = \frac{d_u}{\Gamma_1} \tag{5.9}$$

In cui:

F_{bu} = Massima forza sistema reale raggiunta con l'analisi pushover.

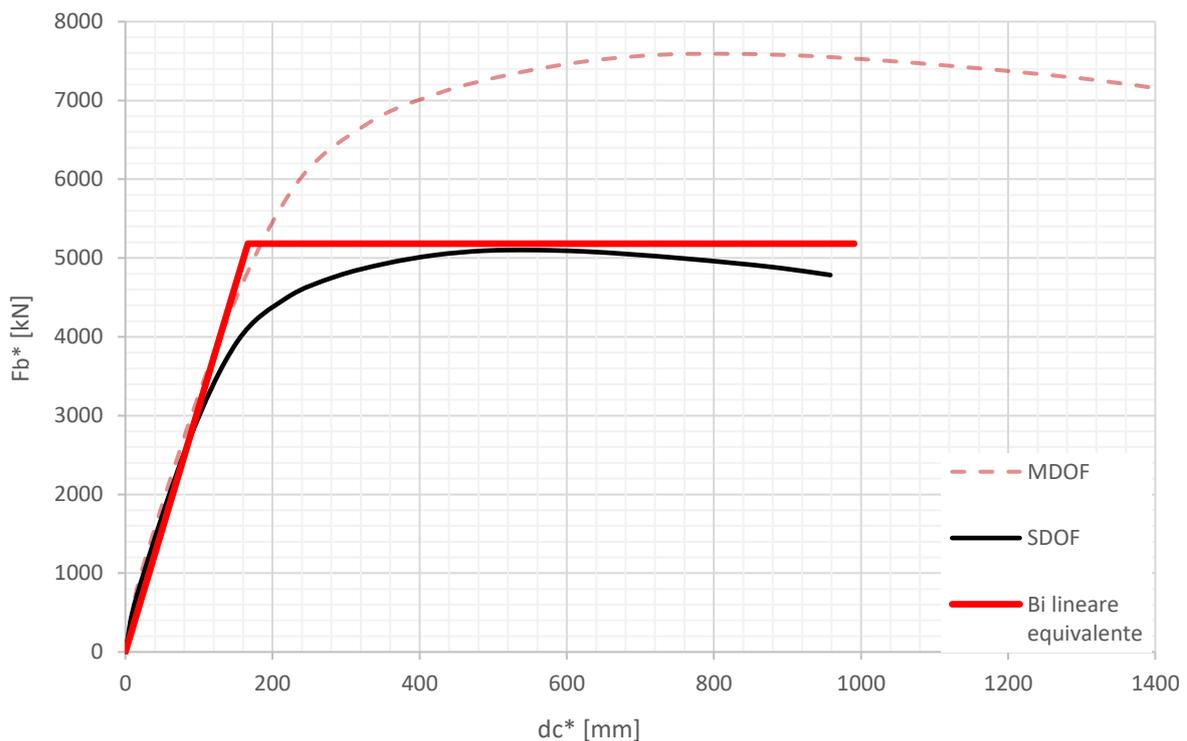
du = Spostamento ultimo sistema reale.

F_{bu}^* = Massima forza sistema equivalente.

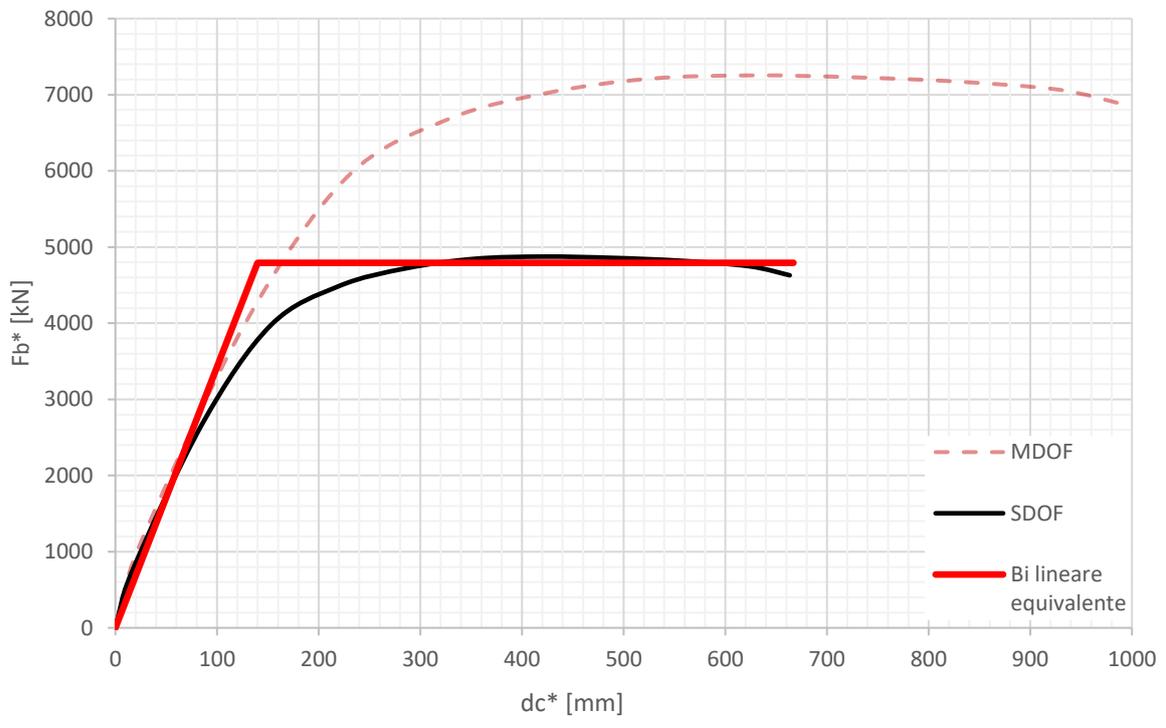
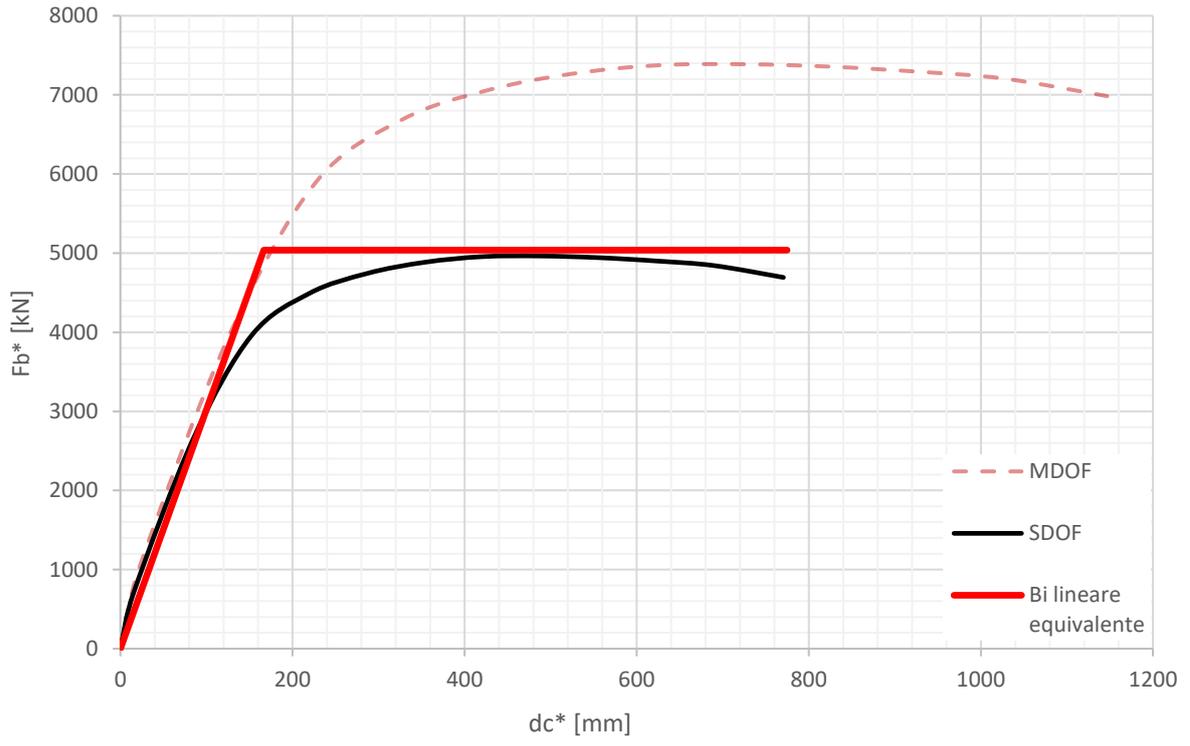
d_u^* = Spostamento ultimo sistema equivalente.

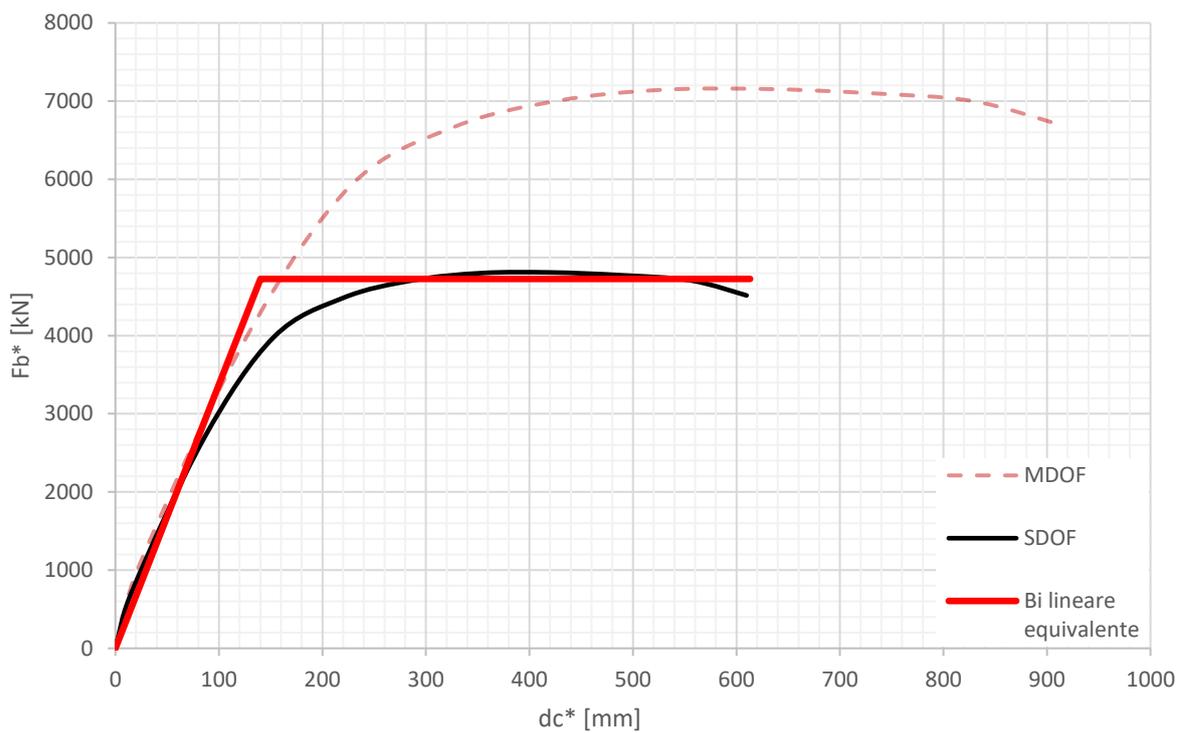
Dall'altra parte; F_y si ricava dall'uguaglianza dell'area sottese, tenendo presente che la curva bilineare interseca la curva di capacità a $0.6F_{bu}^*$; per ultimo, lo spostamento associato a la forza di snervamento equivalente, d_y^* di calcolo di immediato.

Nelle figure 5.23 sono state definite le curve di capacità per il sistema SDOF equivalente nei diversi anni in considerazione, a partire delle quale vengono definiti le bi-lineare equivalenti mostrate nelle figure 5.21.

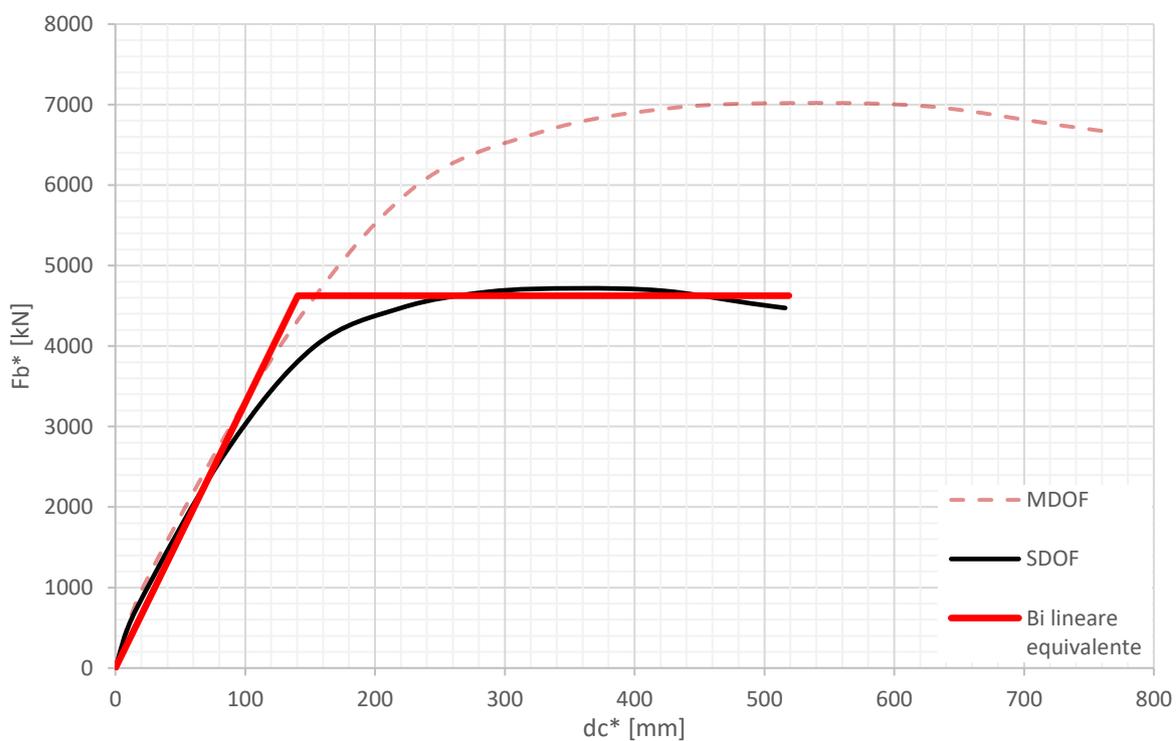


a) Tempo zero.





d) Tempo 40 anni.



e) Tempo 60 anni.

Fig. 5. 21. Bilineare equivalente sistema SDOF.

I parametri che caratterizza la curva di capacità e i rispettivi del sistema equivalente dati dalle equazioni 5.7 e 5.8 sono riportati in tabella 5.14

Anno	d_u [mm]	F_{bu} [kN]	d_u^* [mm]	F_{bu}^* [kN]
T00	1470	7591	990	5100
T20	1150	7392	770	4967
T30	990	7258	660	4877
T40	910	7161	610	4812
T60	770	7020	520	4717

Tabella 5. 14. Parametri caratteristici curva di capacità sistema MDOF e SDOF equivalente.

Dall'altra parte i parametri con i quali sono state definite le curve bi lineare presentate nelle figure 5.26; si riportano in tabelle 5.15, vale notare che per la curva bilineare si ha $F_y^* = F_u^*$ per cui viene riportato soltanto F_y^* , e la corrispondente deformazione d_y^* .

Anno	d_y^* [mm]	d_u^* [mm]	F_y^* [kN]
T00	166	991	5182
T20	167	775	5038
T30	140	667	4793
T40	140	613	4725
T60	140	519	4626

Tabella 5. 15. Parametri Bi lineare equivalente.

5.4.3 Verifica.

La verifica viene fatta in termini di spostamenti, più precisamente si deve soddisfare:

$$d_{max}^* \leq d_u^* \tag{5.10}$$

Con:

$$d_{max}^* = \text{Spostamento richiesto.}$$

Il calcolo dello spostamento richiesto viene fatto a seconda del periodo T^* in relazione con il periodo T_c definito allo spettro elastico. Allora ci ha:

Caso 1: $T^* < T_c$

Questo è il caso di strutture che si possono ricondurre a sistemi equivalenti aventi periodi corti. In questo caso vale la regola di uguaglianza di aree, si tiene che lo spostamento richiesto si calcola come indicato in §C 7.3.8 (Circ. 2009) NTC-08:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e_max}^*}{q^*} \cdot \left[(q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} + 1 \right] \quad (5.11)$$

In cui:

$d_{e_max}^*$ = Richiesta di spostamento elastico.

Graficamente (Fig. 5.22) gli spostamenti sono presenti della curva bilinerare così:

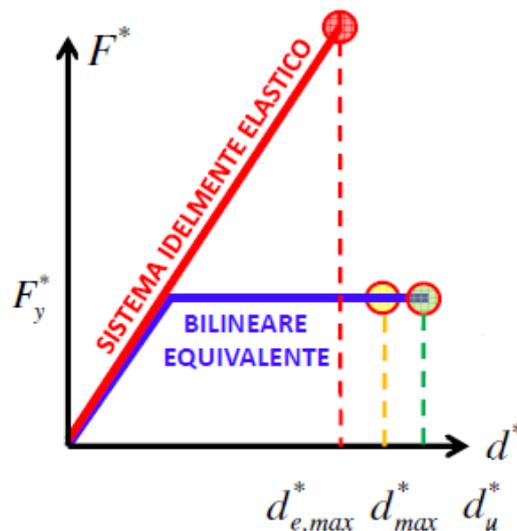


Fig. 5. 22. Duttilità richiesta caso 1.

Dalla figura 5.24 si potrebbe dedurre la espressione data da §C 7.3.7(Circ. 2009) per il calcolo dello spostamento elastico.

$$d_{e_max}^* = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{k^*} \quad (5.12)$$

- Caso 2: $T^* > T_c$

In questo caso, opposto al precedente, rientrano le strutture in cui predominano periodi lunghi, vale qua, la regola di uguaglianza di spostamenti; allora, lo spostamento richiesto vale:

$$d_{max}^* = d_{e_max}^* \quad (5.13)$$

Graficamente si tiene quanto illustrato in figura 5.23.

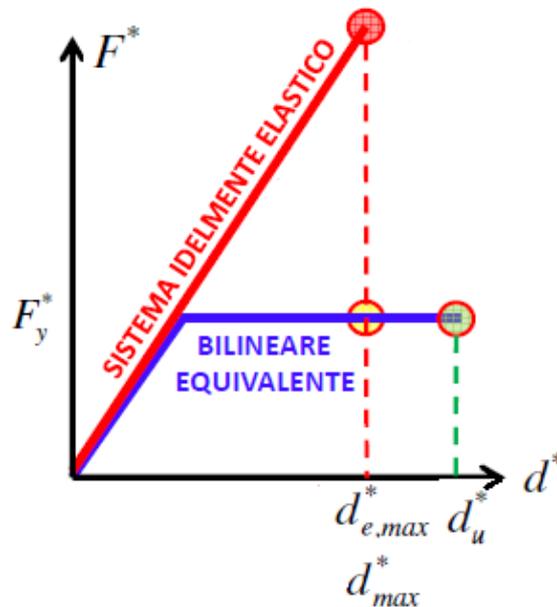


Fig. 5. 23. Duttilità richiesta caso 2.

Per questo caso particolare di studio si verifica il *caso 2* perché dalle tabelle 5.12 e 5.13 si ha che:

$$T^* = 2.97 > T_c = 0.46$$

Quindi, si esegue il calcolo della richiesta di duttilità in accordo con le formule 5.12 e 5.13 per i parametri che ci sono già definiti:

$$d_{max}^* = \frac{0.11 \cdot 10^3 \cdot 69640}{31216} \cong 245 \text{ mm}$$

La verifica espressa dall'equazione 5.10 può essere riscritta in termini di rapporto come espresso dell'equazione 5.14 in cui si definisce il parametro di capacità di duttilità ξ . In questo modo si riesce a confrontare più agevolmente la verifica tra i diversi anni in maniera di capire il suo andamento.

$$\xi_i = \frac{d_{u_i}^*}{d_{max}^*} \geq 1.0 \tag{5.14}$$

In cui i sta per indicare l'anno per il quale si effettua la verifica.

In tabella 5.16 vengono riportati i risultati della verifica secondo l'equazione 5.14.

anno	ξ
T00	4.04
T20	3.16
T30	2.72
T40	2.50
T60	2.12
T100	1.50

Tabella 5. 16. Fattore di capacità di duttilità.

L'andamento del fattore ξ attraverso il tempo si riesce a capire meglio mediante la figura 5.24; in cui si osserva che anche se il rapporto decresce non va sotto uno nell'arco della sua vita nominale (100anni) nei riguardi delle azioni sismiche; la struttura per come è stata progettata ha un fattore di sicurezza in termini di duttilità oltre al 4%, cioè ha una capacità di resistere 4 volte la richiesta alla quale sarebbe sottoposta da un evento sismico modellato attraverso lo spettro di progetto; questo è dovuto non solo al progetto strutturale (armature) ma anche alle dimensioni proprie della pila in quanto dal fatto di essere molto alta e pesante il periodo fondamentale risale al di là dei periodi per i quali l'azione sismica potrebbe essere pericolosa, allora questo effetto è molto importante perché rimane nel tempo, e quindi al passare degli anni e dunque l'avanzamento della corrosione, la perdita di resistenza, ecc. la pila dopo 100 anni è ancora lontana dalla zona di non soddisfazione della verifica (Equa. 5.26).

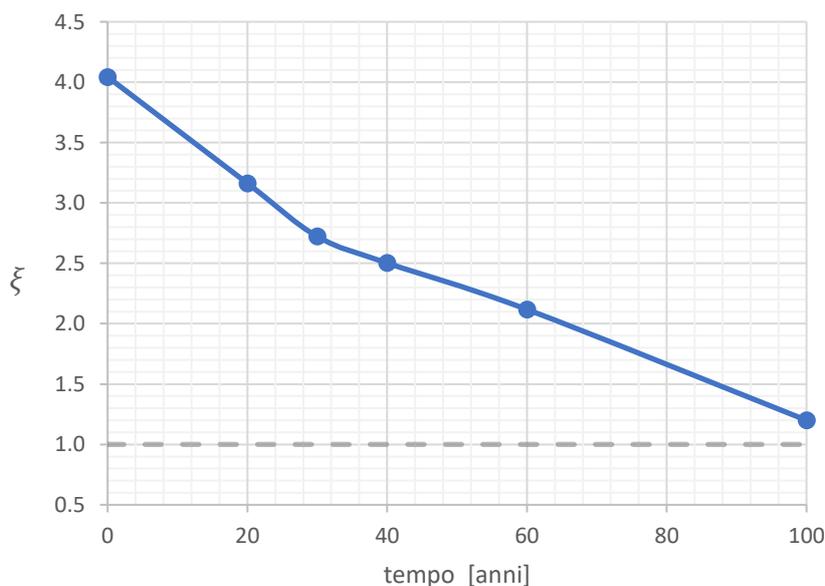


Fig. 5. 24. Andamento fattore di capacità di duttilità.

Comunque, l'effetto della corrosione è notevole, prendendo ad esempio la differenza tra ξ_0 e ξ_{60} , si ottiene già una perdita di duttilità nei confronti della duttilità richiesta di più del 50%, cioè per questo caso particolare per cui si è ottenuta come duttilità richiesta $d_{max}^* = 245mm$; il solo effetto corrosivo fa perdere un percentuale importante di soddisfazione, o visto in altro modo, di sicurezza dei confronti di questa richiesta.

5.5 Analisi Time-History.

Analisi di tipo non lineare dinamico, in cui si calcola la risposta sismica attraverso l'integrazione numerica delle equazioni del moto step by step, utilizzando un modello non lineare della struttura e degli accelerogrammi definiti in § 3.2.3.6. Questo tipo di analisi consente il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile in termini di curvatura, ma anche la verifica della pressoflessione deviata attraverso i diagrammi delle figure 5.6 e 5.7.

L'analisi Time-History è fatta per una accelerogramma applicato alla base, diversamente a quanto fatto nell'analisi pushover. Quindi, viene applicata una accelerazione registrata nel tempo discreto (non continuo) per cui la soluzione viene fatta attraverso la risoluzione delle equazioni del moto mediante integrazione numerica applicando instante per instante l'accelerazione.

In questo caso in particolare viene eseguita una analisi Time-History Bidirezionale, per il quale viene utilizzato il modello 3D della pila. Per questa analisi nella viene applicato un accelerogramma in entrambe le direzioni ortogonali; in questo modo si riesce a capire il comportamento della pila quando viene sollecitata allo stesso tempo in tutte le due direzioni, allora l'analisi non può svolgersi nella pila da sola, ma se ne deve tener conto dell'impalcato.

Per tenerne conto dell'impalcato, il quale permette che ci sia una maggiore difficoltà di spostare la pila nella sua direzione, cioè, offre una maggiore rigidità, si utilizza l'analisi modale dell'intero viadotto dal quale si è ottenuto il periodo fondamentale sia in direzione longitudinale (Equa. 3.18) che in direzione trasversale (Equa. 3.19). Allora mediante il software Sap2000 si inserisce una molla in sommità della pila da sola, come si fa vedere in figura 5.25, alla quale si assegna una rigidità K_L in modo che il periodo fondamentale in questo modello sia pari a T_L . Stessa procedura per trovare la rigidità trasversale K_T .

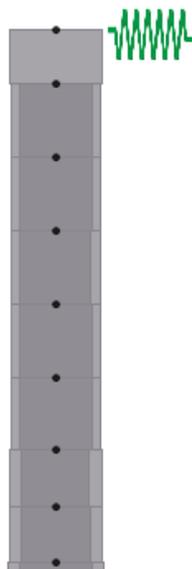


Fig. 5. 25. Schema della pila con la molla.

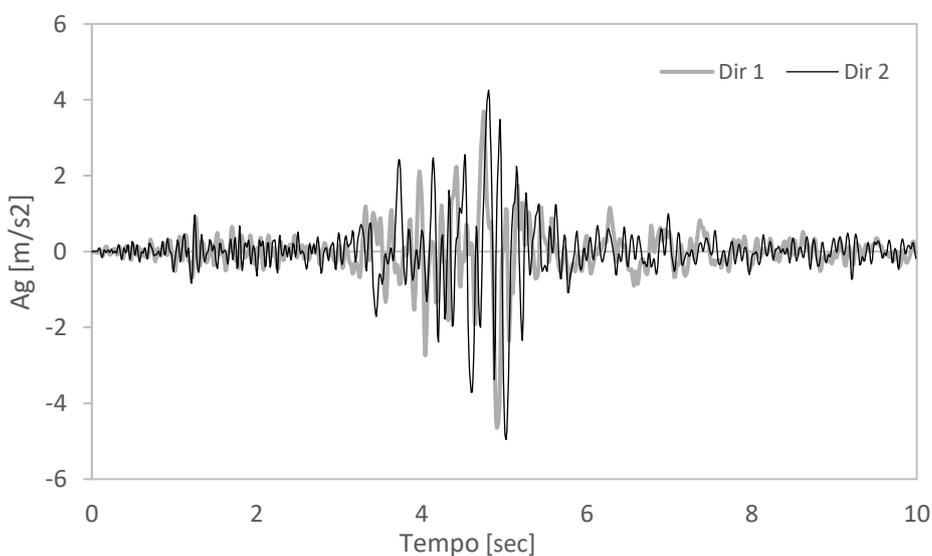
Effettuate queste analisi, si trovano i seguenti risultati:

$$K_L = 1400000 \text{ N/mm} \quad (5.1)$$

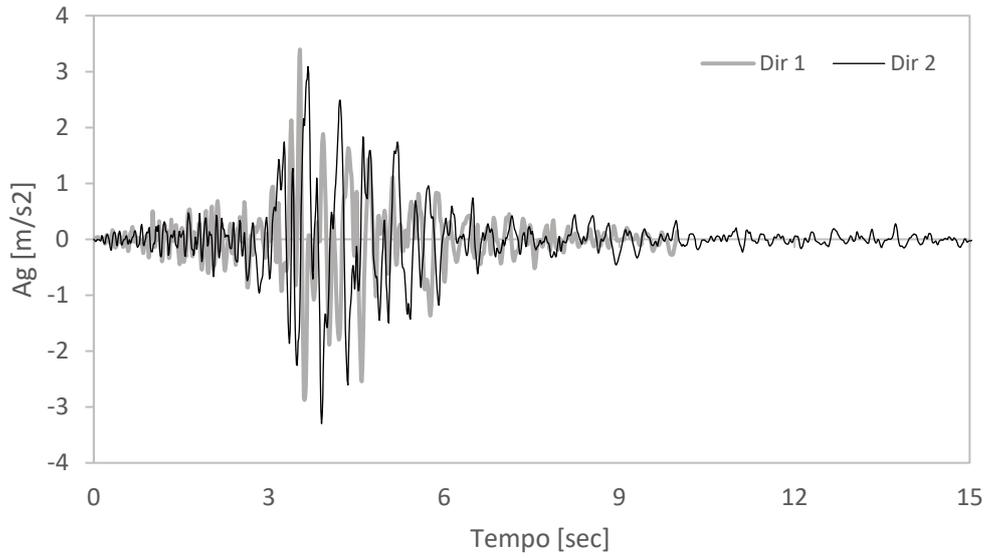
$$K_T = 4250 \text{ N/mm} \quad (5.2)$$

Trovate le rispettive rigidezze, vengono definite le molle con la legge elastica perfettamente plastica come accennato in precedenza nel modello 3D in OpenSees. Su questo modello viene fatta l'analisi *Time – History* con i 7 accelerogrammi compatibili illustrati in figura 5.26, sono stati scalati per ognuna delle due direzioni.

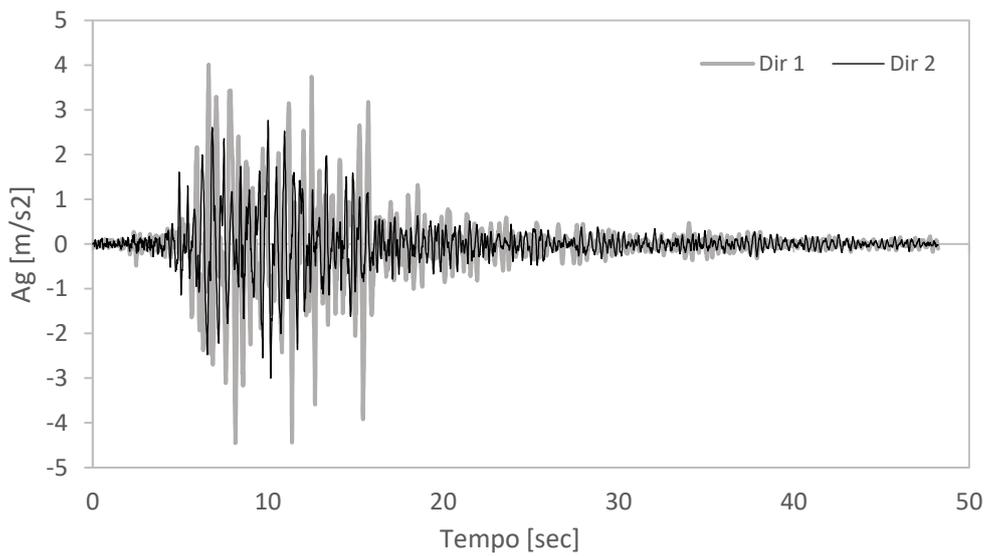
Dalle analisi vengono registrati le curvature μ_x e μ_y ad ogni istante di tempo in entrambi le direzioni, allo stesso modo si registrano i momenti flettenti M_z e M_y .



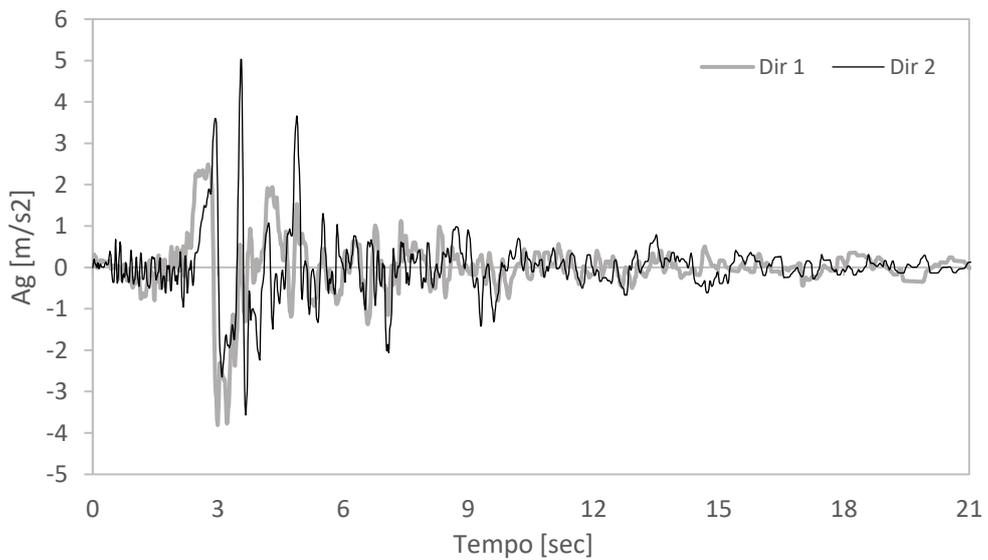
a) Accelerogramma sisma 1



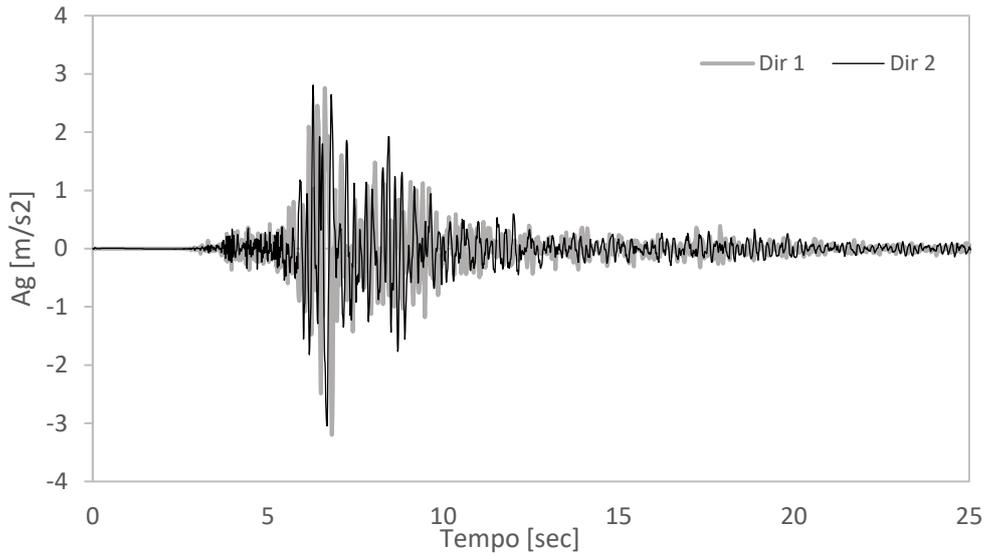
b) Accelerogramma sisma 2



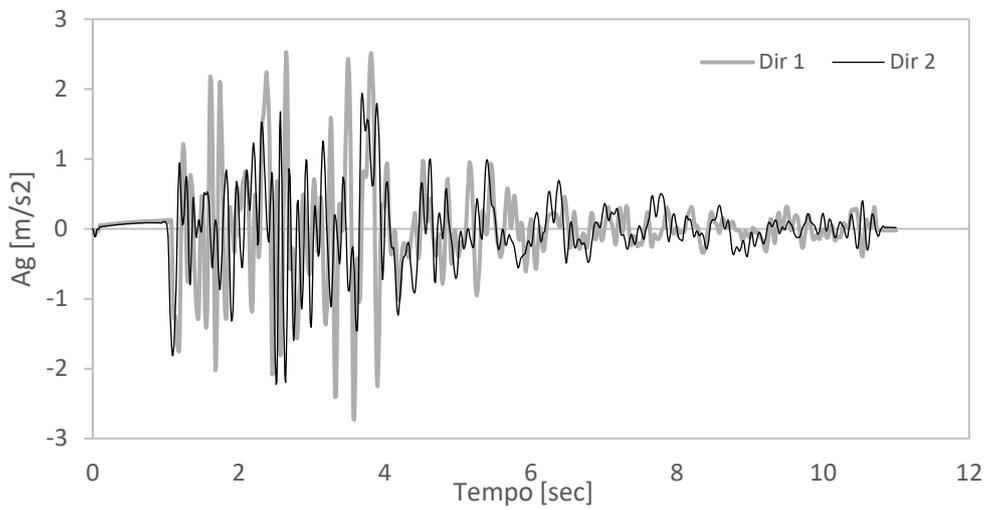
c) Accelerogramma sisma 3



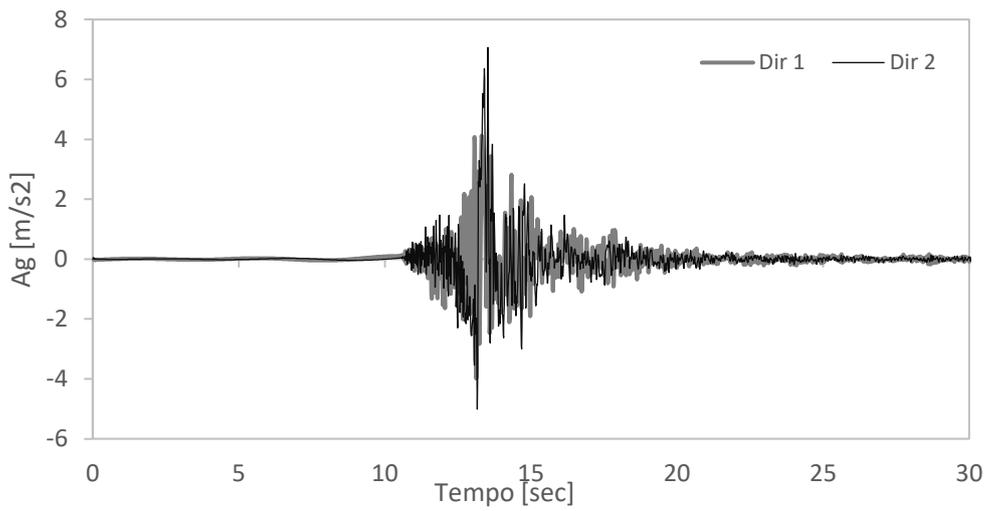
d) Accelerogramma sisma 4



e) Accelerogramma sisma 5



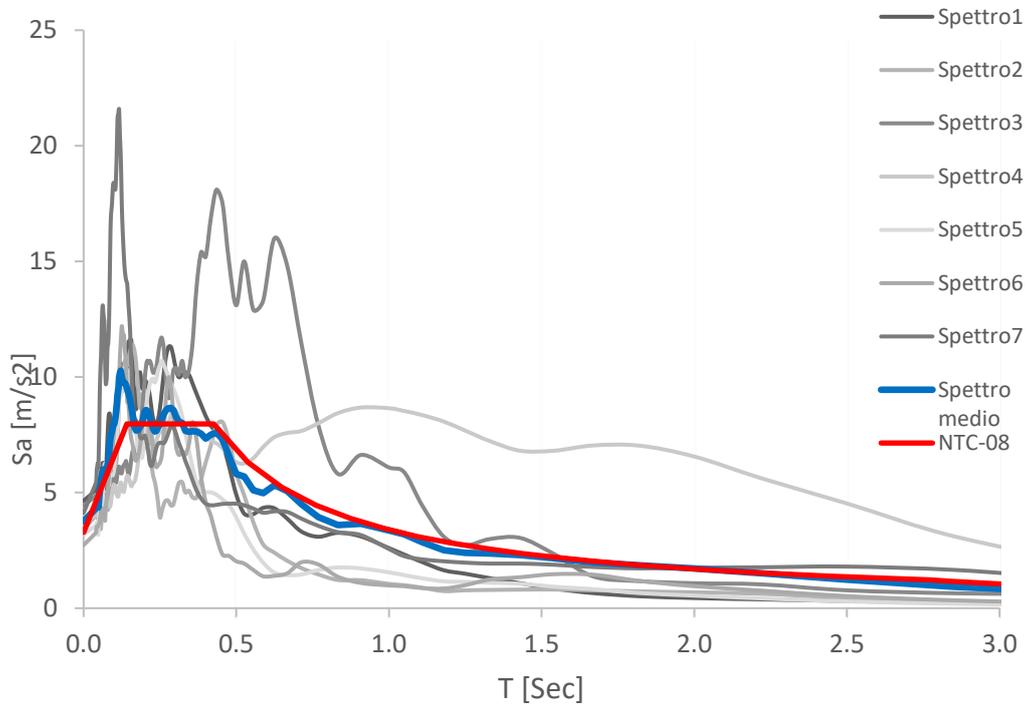
f) Accelerogramma sisma 6



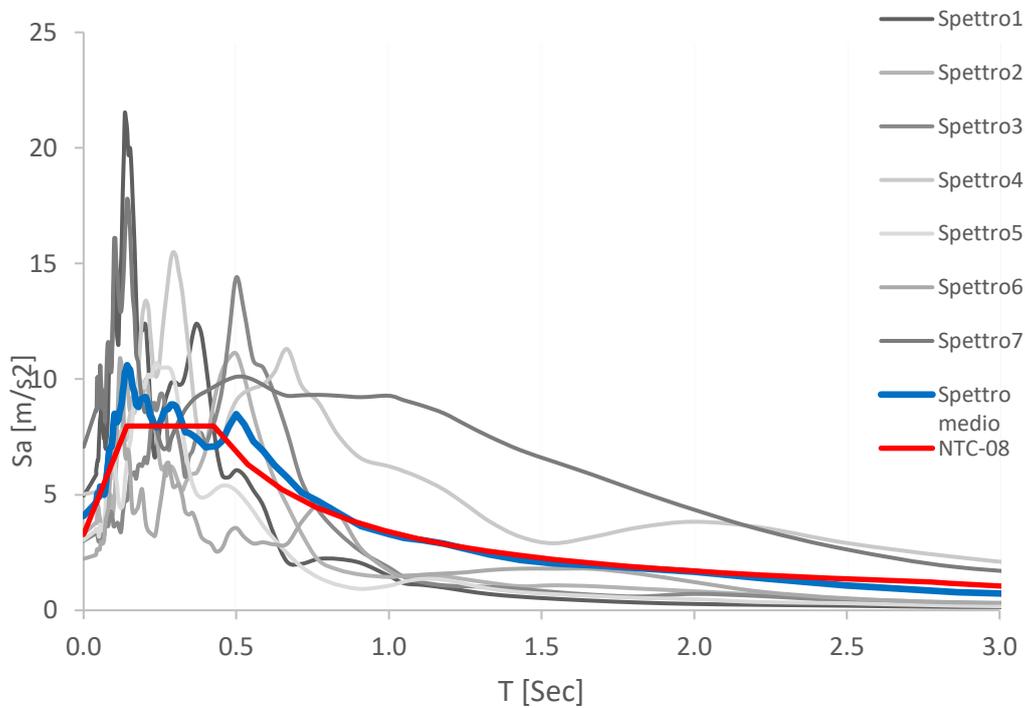
g) Accelerogramma sisma 7

Fig. 5. 26. Accelerogrammi scalati – analisi Time - History

I rispettivi spettri di risposta per uno smorzamento pari al 5% vengono mostrati in figura 5.27 (a. Direzione 1 - b. Direzione 2) insieme allo spettro di risposta medio e lo spettro di progetto di riferimento.



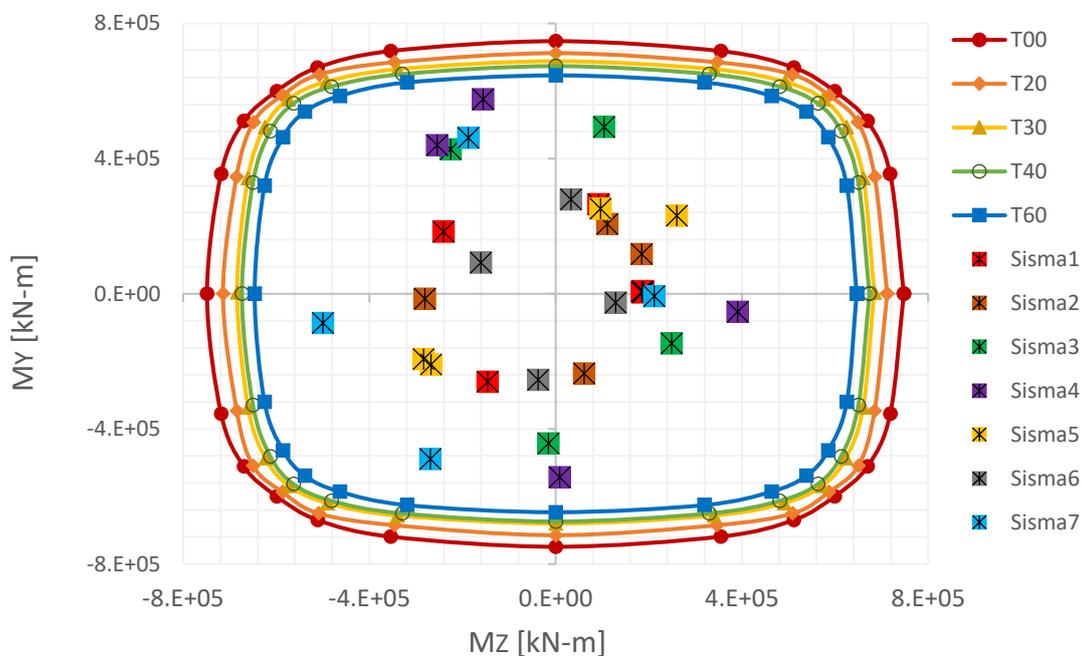
a) Spettri sismi in direzione 1.



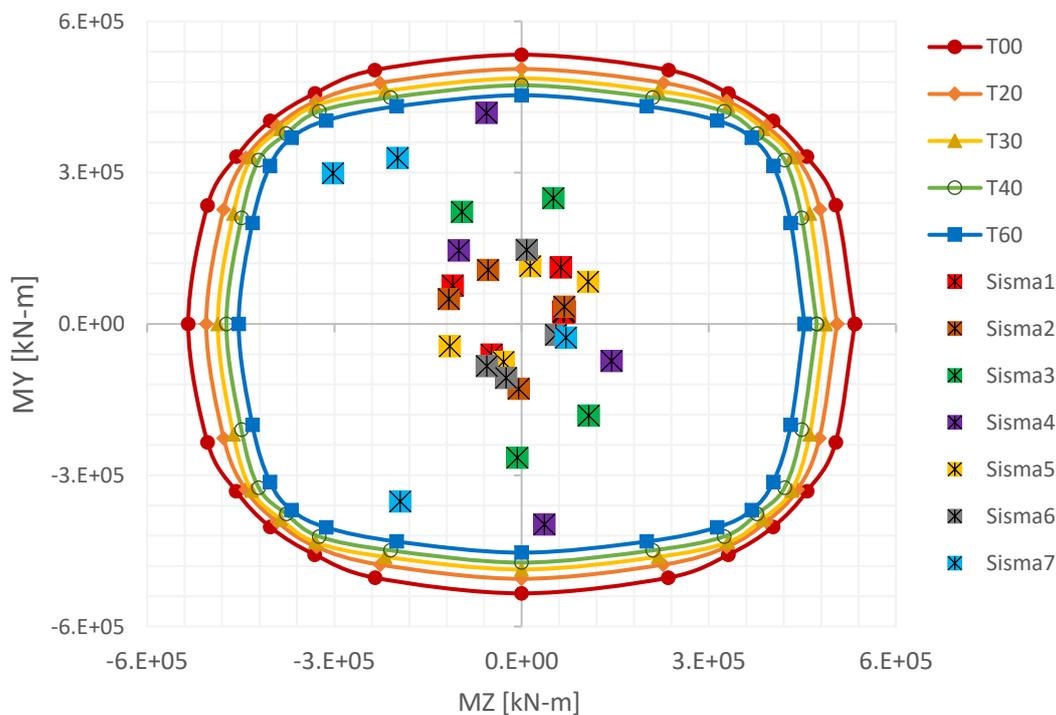
b) Spettri sismi in direzione 2.

Fig. 5. 27. Spettri di risposta e Spetro di riferimento

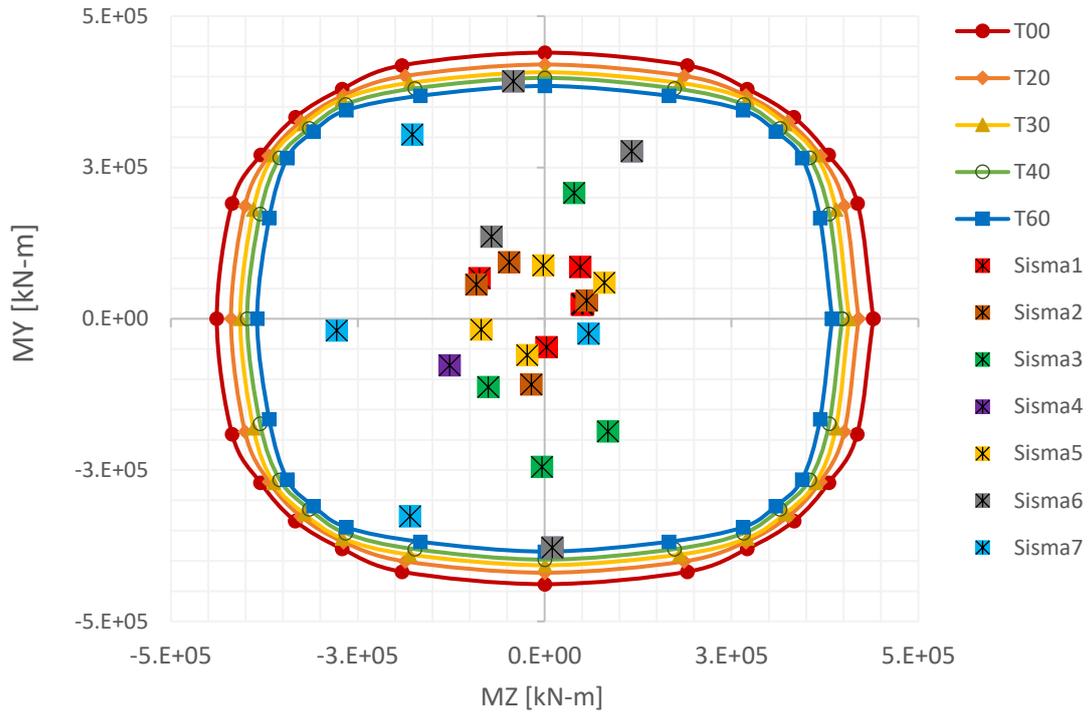
Portati avanti le analisi in OpenSees nel modello prima descritto per i tutti gli accelerogrammi, si esegue innanzitutto la verifica di pressoflessione deviata (Fig. 5.28) per la quale sono stati presi i massimi e minimi valori in M_z e M_y , di conseguenza per ogni sisma si sono ottenuti 4 punti che rappresentano le sollecitazioni massime risultanti dall'applicazione di ogni sisma.



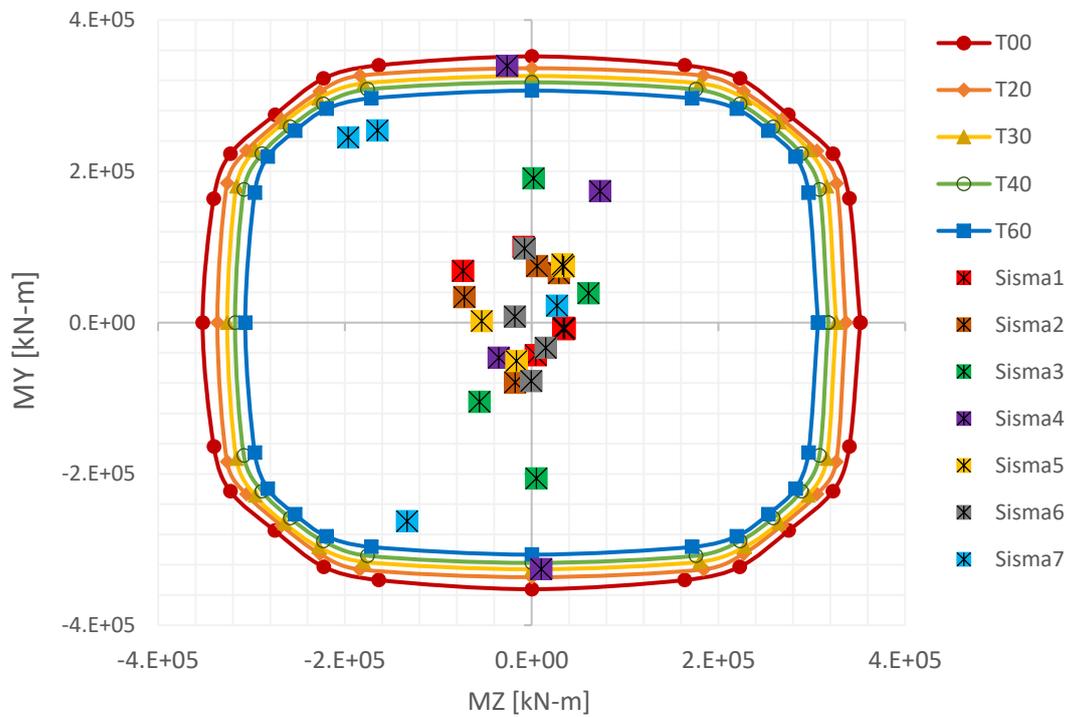
a) sezione 1.



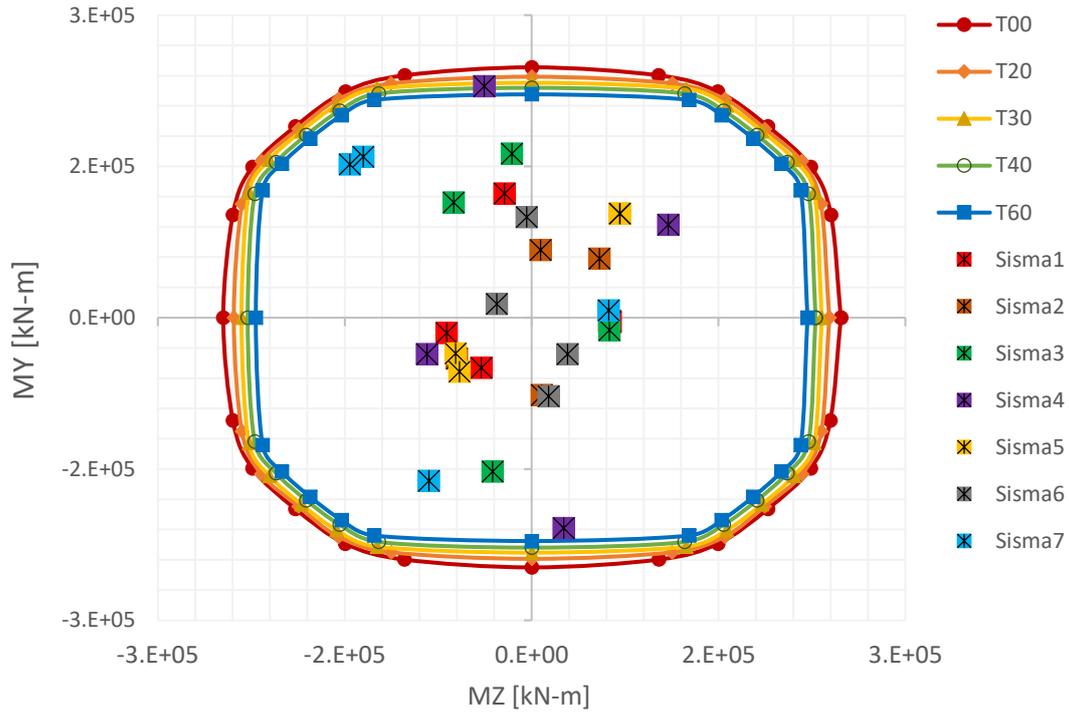
b) sezione 6.



c) sezione 7.



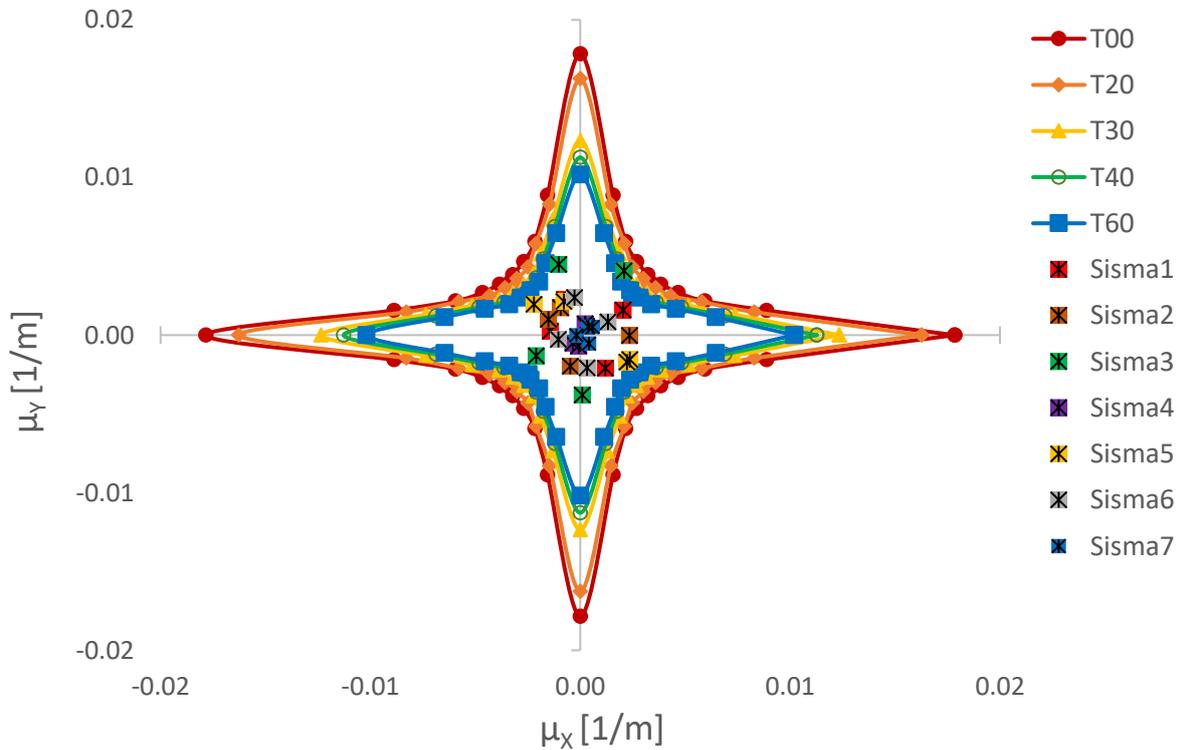
d) sezione 11.



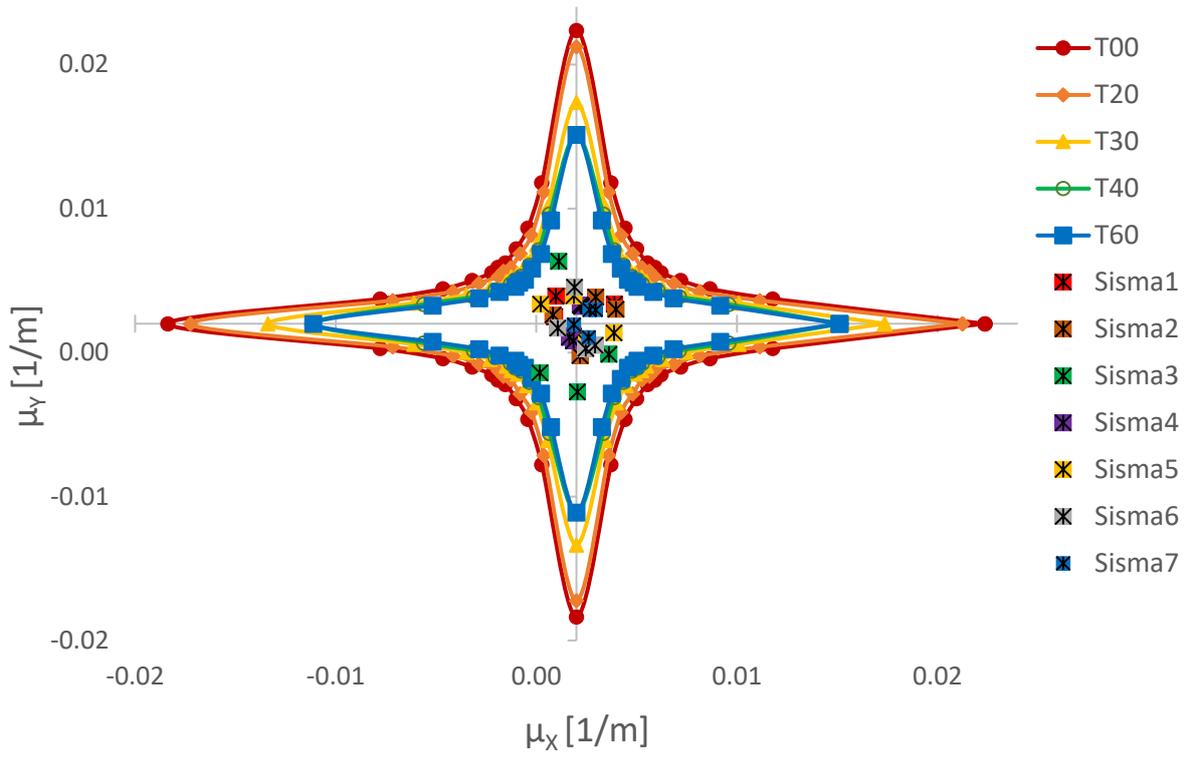
e) sezione 15.

Fig. 5. 28. Verifica pressoflessione analisi Time – History.

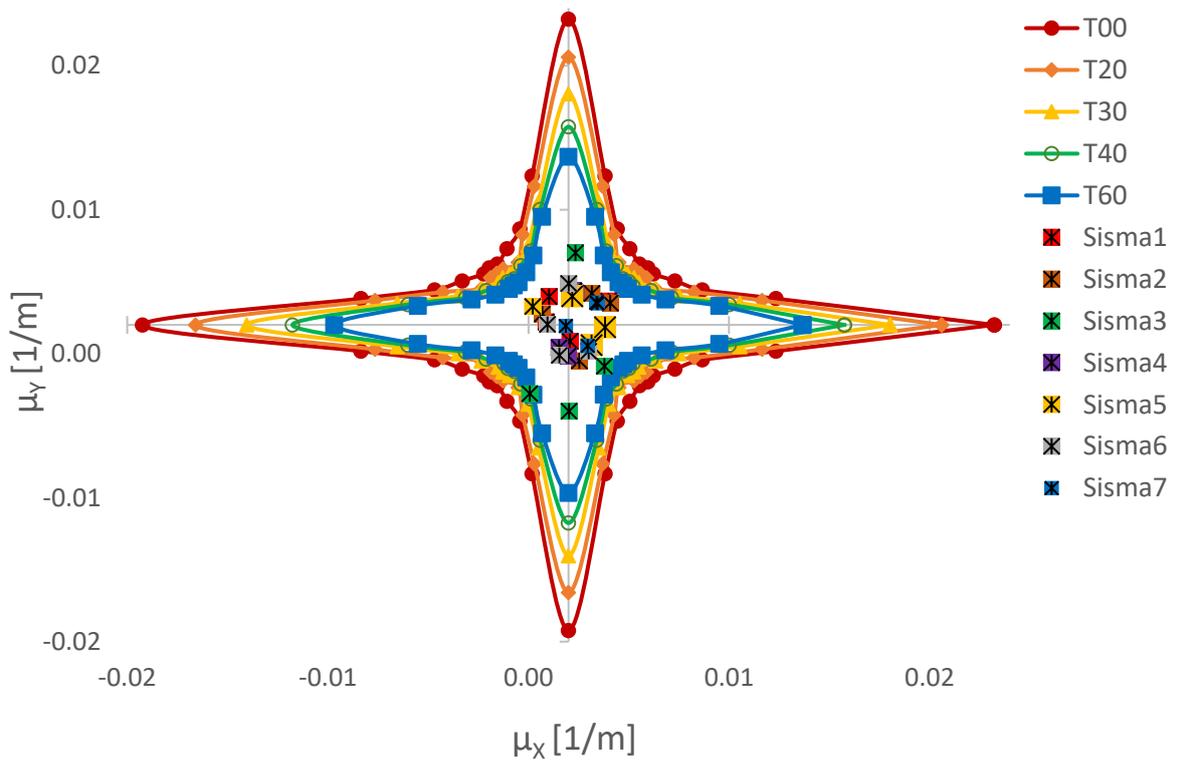
Ora, per quanto riguarda la verifica in termini di curvatura (Fig. 5.29), si esegue nello stesso modo in cui si è fatto per la pressoflessione deviata, questa volta, si valuta la verifica attraverso il dominio di curvatura previamente introdotto.



a) sezione 1.



b) sezione 6.



c) sezione 7.

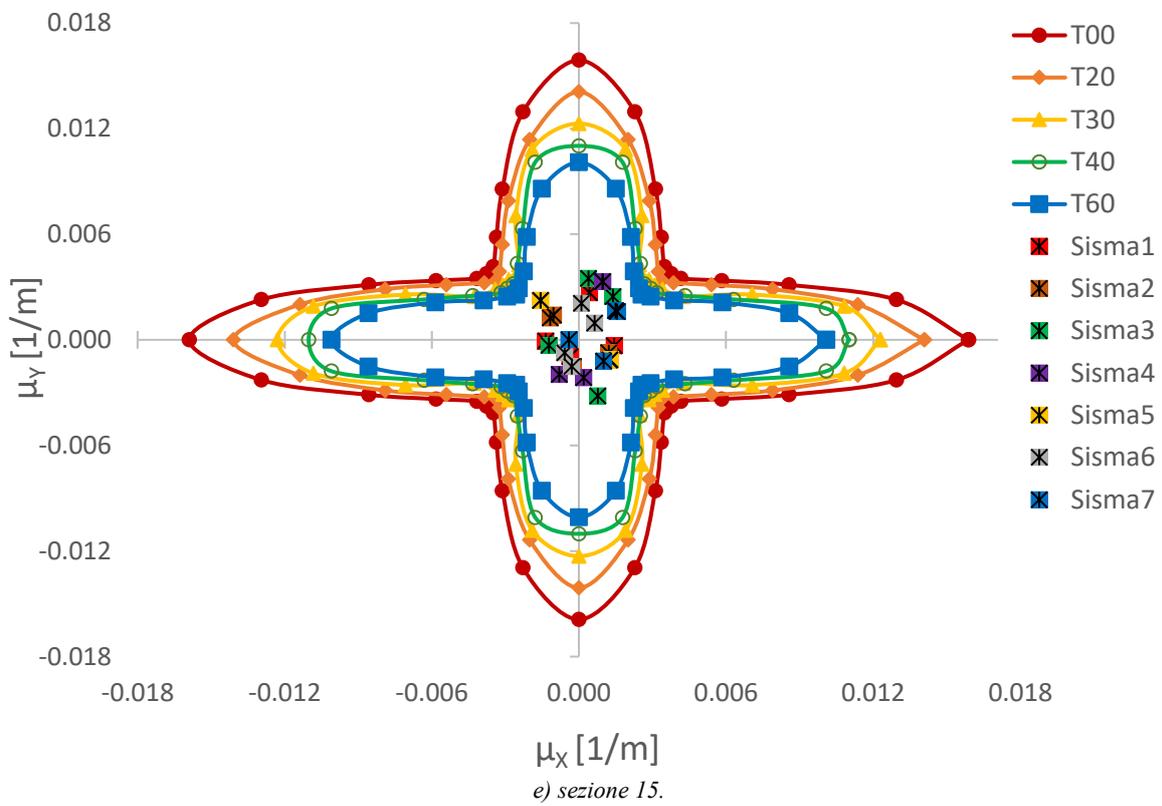
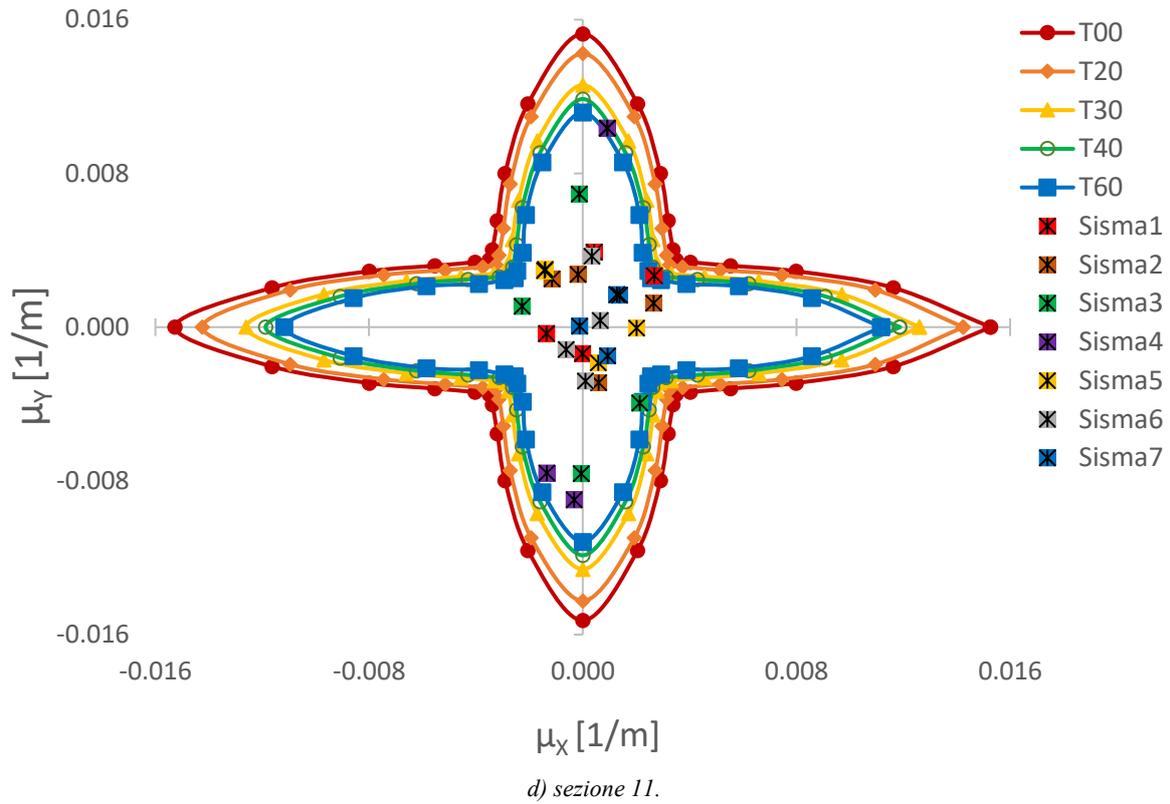


Fig. 5. 29. Verifica di curvatura.

In accordo ai risultati ottenuti in precedenza, i grafici presentati in figura 5.28 e 5.29 dimostrano ancora una volta che la corrosione affetta principalmente la capacità di deformarsi degli elementi in CA, questo fatto è abbastanza evidente osservando i suddetti grafici in cui per il diagramma di $M_z - M_y$, si ottiene una riduzione media per tutte le sezioni di circa del 13%, invece per il dominio di curvatura, si presenta una evidente maggiore diminuzione della capacità con una perdita media di 40% per un $\theta = 0^\circ$ e di circa 30% per un $\theta = 45^\circ$. Si ottiene una minore percentuale di perdita nella zona di più criticità.

Osservando i risultati ottenuti dalle analisi *Time-History*, si verificano le richieste di curvatura e di sollecitazione della pressoflessione deviata per la maggior numeri dei casi, mentre per altri, come si è visto dai grafici, sia la sollecitazione che la richiesta di curvatura non vengono verificate; questo è un risultato molto importante perché significa che la pila, dopo circa 40 anni di essere soggetta a corrosione, può essere vulnerabile alle azioni indotte da un particolare sisma.

È importante, comunque, far notare che i risultati ottenuti sono prodotto di soltanto 7 accelerogrammi i quali rappresentano un campione molto ridotto, per una conferma dei risultati ottenuti bisognerebbe un numero maggiore di accelerogrammi.

6 CONCLUSIONI

I problemi nelle strutture in cemento armato riguardanti la corrosione sono stati trascurati nella progettazione finché si è scoperto l'incidenza di questo fattore dopo eventi di collassi in strutture senza una condizione di carico eccezionale tale come mostrano nel caso storico presentato al primo capitolo in cui la trave del ponte è crollata con i soli carichi permanenti. A partire da questo diversi ricercatori hanno dato particolare interesse allo sviluppo di modelli predittivi atti alla determinazione dei diversi effetti da processi corrosivi in strutture, dal modello assunto per il calcolo dell'innesco si determina per condizione da più severa a meno severa il tempo di inizio corrosione nelle armature con lo spessore del copriferro pari a 7cm ottenendo come risultato un tempo di inizio corrosione tra 12 e 20 anni, da notare che per spessori maggiore questo tempo può aumentare anche del doppio. Si potrebbe arrivare in condizione normali di contenuto di cloruri nell'ambiente ed uno spessore pari a 10cm ad avere in tempo di inizio corrosione di più di 30 anni. Questa analisi anche se semplice permette capire con molta chiarezza la rilevanza che ha lo spessore del copriferro nella protezione dell'armatura dagli agenti corrosivi e il motivo per il quale viene preso dalla normativa tra i fattori per il controllo del degrado e per garantire la durabilità delle strutture. Il problema dello spessore viene anche riscontrato nel caso storico presentato.

La propagazione della corrosione nelle armature è stata misurata attraverso la percentuale di perdita di massa della barra, si è incontrato una tendenza asintotica, cioè, per i primi anni la perdita di massa è stata maggiore e poi è diminuita man mano al passare degli anni. Dunque, Si è trovato ai 35 anni (dall'inizio della vita utile della pila), cioè poco più di 20 anni dell'innesco della corrosione; una perdita di massa pari a 30%. Invece per l'anno 60 una perdita di circa 49% della massa, in altre parole, in circa 20 anni in più di corrosione si perde poco meno di 20% di massa in più. Guardando avanti in questo modo, si osserva per l'anno 100 una perdita del 68% il che vuole dire un ulteriore perdita di massa pari al 19% in 40 anni in più.

Invece per quanto riguarda la perdita di sezione trasversale, resistenza e duttilità delle barre i risultati sono ben diversi anche se vengono calcolati in base alla stessa perdita in massa. La perdita di sezione trasversale espressa in funzione dell'area, questa proprietà è direttamente proporzionale alla perdita della massa, infatti si ha per ai 40 anni una perdita di area tra $32 \div 38\%$ (tenendo in conto i diversi diametri di 24, 22, 20mm rispettivamente), dell'altra parte ai 60 anni si trova invece una perdita tra $45 \div 53\%$, allora sono tutti valori in accordo con quanto espresso nel paragrafo precedente. Molto discordanti sono i valori di resistenza e duttilità in riferimento con la perdita di massa; allora perdita di resistenza espressa in percentuale è uguale sia per la resistenza allo snervamento sia per la resistenza ultima, si tiene una perdita di resistenza del 18% all'anno 40, e di 24% all'anno 60, quindi un incremento di solo 6 punti percentuali. Invece per la duttilità si è trovata una perdita notabilmente maggiore, in modo di confrontare i valori percentuale, agli stessi anni rispettivamente si tiene una perdita in duttilità del 38% e del 53%. I problemi strutturali nelle costruzioni che soffrono al suo interno di corrosione uniforme stanno strettamente legati alla perdita di capacità deformazione o di duttilità, e in meno proporzione sta la resistenza. In quanto al CLS, si ritrova un comportamento simile a quello delle barre, nel senso che la resistenza aggiuntiva data dall'effetto di confinamento viene interamente persa quando le barre di staffature hanno perso quasi sparito, invece non succede così per la deformazione massima data dal confinamento, la quale diventa pari a quella del materiale in assenza di confinamento all'anno 60. Detto in altro modo, ai 60 anni la resistenza sarà ancora maggiore, anche se poco; invece la duttilità sarà pari di quella da solo CLS.

Questo comportamento nel materiale attraverso il tempo si riflette poi dopo nel comportamento siano delle sezioni che dell'intera pila, infatti, si è trovato attraverso l'analisi statica non lineare pushover una differenza ancora più netta tra il comportamento nei riguardi della resistenza e della duttilità si ottiene per l'anno 60, una perdita di resistenza soltanto dell' 11% in confronto con il 48% di perdita di duttilità, allora in questo senso i possibili meccanismi di fallimento che potranno avvenire sulla pila dovranno essere dovuti ad una deformazione, pur non essendo eccessiva, potrebbe essere maggiore alla massima disponibile dalla pila corrosa.

Nei riguardi delle azioni sismiche, dall'analisi *Time-History* si verificano le richieste di curvatura e di sollecitazione della pressoflessione deviata, anche se, come si è visto dai grafici, la capacità venga ridotta, soddisfa in alcuni casi le richieste alle quale è soggetta la pila per questi particolari accelerogrammi. Invece per altri casi sia di sollecitazione che di richiesta di curvatura non viene verificata, questo vuole dire che la pila dopo 60 anni di corrosione può essere vulnerabile alle azioni indotte dai sismi.

Dall'analisi pushover, invece, dal quale deriva la curva bilineare equivalente e il confronto con la duttilità richiesta secondo lo spettro di progetto, si ottiene, come ci si aspettava, delle sollecitazioni basse, sia di taglio alla base, sia di spostamento massimo in sommità. quindi, si può concludere che la pila di per sé ha delle caratteristiche con una importanza nella risposta sismica molto più rilevante che quelle su quale agisce la corrosione, cioè il periodo è il parametro fondamentale nel comportamento modale e dal quale si deriva la risposta alle azioni sismiche, esso è direttamente proporzionale alla massa della pila, la quale può essere assunta costante nel tempo, quindi la propagazione della corrosione non ha effetti importanti su questo parametro e quindi, si può sostenere che la risposta sismica della colonna non varia come dimostrato.

La caratteristica invece sulla quale agisce la corrosione come dimostrato è essenzialmente la duttilità, che può essere presa anche come deformazione massima raggiungibile; pur abbattendosi del 50% ai 60 anni viene comunque soddisfatta la richiesta di duttilità, questa non è altra che un'ulteriore dimostrazione che per il caso particolare di studio sia più importante la caratteristica geometriche da cui dipende il comportamento modale per mantenere la struttura dal lato della sicurezza che la corrosione ad portare la pila ad essere suscettibile a danneggiamenti anche per piccoli spostamenti.

Potrebbe essere interessante portare avanti la compressione dell'affettazione della corrosione nei confronti delle azioni sismiche andando a considerare altre strutture in cui il comportamento modale possa essere assomigliato a quello per primo modo, però con dimensione via via minore in modo da capire in quale momento la corrosione ha una maggiore rilevanza e determina una non soddisfazione della richiesta di duttilità e quindi la possibilità di fallimento della struttura.

BIBLOGRAFIA

- Campione, G., Cannella, F., & Minafo, G. (2016). A simple model for the calculation of the axial load-carrying capacity of corroded RC columns. *Materials and Structures*, 49(5), 1935-1945.
- Castaldo, P., Palazzo, B., & Mariniello, A. (2017). Effects of the axial force eccentricity on the time-variant structural reliability of aging rc cross-sections subjected to chloride-induced corrosion. *Engineering Structures*, 130, 261-274.
- Tuutti, K. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.
- Val, D. V. (2007). Deterioration of strength of RC beams due to corrosion and its influence on beam reliability. *Journal of Structural Engineering*, 133(9), 1297-1306.
- Campione, G., Cannella, F., & Cavaleri, L. (2017). Shear and flexural strength prediction of corroded RC beams. *Construction and Building Materials*, 149, 395-405.
- Afsar Dizaj, E., Madandoust, R., & Kashani, M. M. (2018). Exploring the impact of chloride-induced corrosion on seismic damage limit states and residual capacity of reinforced concrete structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, 14(6), 714-729.
- Kashani, M. M., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2017, March). Structural capacity assessment of corroded RC bridge piers. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers—Bridge Engineering* (Vol. 170, No. 1, pp. 28-41).
- Kashani, M. M., Lowes, L. N., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2016). A multi-mechanical nonlinear fibre beam-column model for corroded columns. *International Journal of Structural Integrity*, 7(2), 213-226.
- Kashani, M. M., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2012). Stress-Strain Response of Corroded Reinforcing Bars under Monotonic and Cyclic Loading.
- Kashani, M. M., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2012). Durability considerations in performance-based seismic assessment of deteriorated RC bridges. In *Proceedings of 15th World Conference of Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal.
- Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005). Residual capacity of corroded reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 57(3), 135-147.

- Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005). Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 57(7), 407-419.
- Cardone, D., Perrone, G., & Sofia, S. (2013). Experimental and numerical studies on the cyclic behavior of R/C hollow bridge piers with corroded rebars. *Earthquakes and Structures*, 4(1), 41-62.
- Mancini, G., & Tondolo, F. (2014). Effect of bond degradation due to corrosion—a literature survey. *Structural Concrete*, 15(3), 408-418.
- Wang, C. Y., & Ho, S. Y. (2007, November). Pushover analysis for structure containing RC walls. In *The 2nd International Conference on Urban Disaster Reduction*, Taipei, Taiwan (pp. 27-29).
- Tubaldi, E., Tassotti, L., Dall'Asta, A., & Dezi, L. (2014). Seismic response analysis of slender bridge piers. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(10), 1503-1519.
- Fotopoulou, S. D., Karapetrou, S. T., & Pitilakis, K. D. (2012, September). Seismic vulnerability of RC buildings considering SSI and aging effects. In *Proceedings of the 15WCEE international conference*, Lisboa.
- Ćurić, I., Radić, J., & Franetović, M. (2016). Determination of the bending moment–curvature relationship for bridge concrete columns. *Tehnički vjesnik*, 23(3), 907-915.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804-1826.
- California Dept. of Transportation (CALTRANS). (2010). “Seismic Design Criteria, ver.1.6, Nov 2010.” CALTRANS, Division of Engineering Services, Office of Structure.
- Liu, C., Lv, C., Wang, C., Yang, G., Huang, D., & Zhang, Y. (2017, December). Numerical Study on Biaxial Seismic Performance of Reinforced Concrete Box Piers Based on OpenSees. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 280, No. 1, p. 012002). IOP Publishing.
- Attarchian, N., Kalantari, A., & Moghadam, A. S. (2017). Characteristics of combined loading demands on the piers of skewed bridges. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 18(3), 157-170.
- Zandi Hanjari, K., Kettil, P., & Lundgren, K. (2011). Analysis of mechanical behavior of corroded reinforced concrete structures. *ACI Structural Journal*, 108(5), 532-541.
- Colajanni, P., Recupero, A., Ricciardi, G., & Spinella, N. (2016). Failure by corrosion in PC bridges: a case history of a viaduct in Italy. *International Journal of Structural Integrity*, 7(2), 181-193.
- Bu, Z. Y., Ding, Y., Chen, J., & Li, Y. S. (2012). Investigation of the seismic performance of precast segmental tall bridge columns. *Structural Engineering and Mechanics*, 43(3), 287-309.

- Razvi, S., & Saatcioglu, M. (1999). Confinement model for high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, 125(3), 281-289.
- Saatcioglu, M., & Razvi, S. R. (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural engineering*, 118(6), 1590-1607.
- NTC08. Norme tecniche per le costruzioni. Gazzetta Ufficiale del 04.02.08. DM 14.01.08. Ministero delle Infrastrutture
- UNI EN 206-1. Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità. UNICEMENTO; 2006.
- Bossio, A. (2014). Corrosione e diagnostica delle strutture in calcestruzzo armato. Criteri di intervento e di ripristino conservativo. Wolters Kluwer Italia.
- Matteo Filitti, L. R. (2018). Il degrado delle strutture in calcestruzzo armato. Diagnosi, monitoraggio e soluzione per il recupero. Maggioli Editore.
- Dalmaso, M. (2018). Influenza dei tamponamenti in muratura sulla robustezza di strutture intelaiate in calcestruzzo armato= Influence of masonry infills on the robustness of reinforced concrete frame structures (Doctoral dissertation, Politecnico di Torino).
- Cavallari, G. Pushover analysis of an existing reinforced concrete bridge: Jamboree Road Overcrossing in Irvine, California (Doctoral dissertation).
- Cassese, P. (2017). Seismic performance of existing hollow reinforced concrete bridge columns (Doctoral dissertation, Ph. D. Dissertation. Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II).

SITOGRAFIA

- https://en.wikipedia.org/wiki/Error_function
- <http://www.spicsrl.it/spicsrl/web/azienda.asp#>
- <https://www.teknoring.com/guide/guide-cantieri/corrosione-dei-ferri-nel-calcestruzzo-armato-le-cause/>
- <https://www.ingenio-web.it/6349-la-corrosione-delle-armature-per-carbonatazione-del-calcestruzzo>
- <https://www.ingegneri.cc/danni-da-cloruri-degrado-cemento-armato.html>
- <https://www.ingegneri.cc/manutenzione-delle-infrastrutture-stradali-necessaria-urgente.html>.

RINGRAZIAMENTI

Sono grato al Ing. Fabio di Trapani, relatore di questa tesi, per l'argomento da lui proposto che mi ha spinto verso nuove conoscenze attraverso l'argomento trattato.

Uno speciale ringraziamento va dedicato al Prof. Gabriele Bertagnoli per l'aiuto offerto nella fase finale di questa tesi, chi ha dato un orientamento sul quale sono riuscito a portare avanti l'argomento della presente tesi.

Tutti i miei affetti sono verso i miei genitori, chi mi hanno dato tutto e i quali sono la mia fonte infinita di forza, pazienza e di voglia di andarci sempre avanti, di non mollare mai. Insieme a loro, è stata la mia famiglia sempre accanto a me, anche nella distanza; a loro dedico tutto questo sforzo e lavoro fatto in questi anni perché sono sicuro che saranno loro più orgogliosi e fieri di me che io stesso.

Ringrazio in modo molto caloroso alla mia università di origine, UdeA che mi ha dato l'opportunità oltre a studiare e di fare grandi amicizie, la possibilità di venire a Torino e di eseguire questo percorso al PoliTo, pieno più esperienze molto arricchenti a livello personale e che con questo lavoro di tesi concludo.

Per ultimo, e non meno importati un saluto a tutti i miei amici e le persone che sono state vicini a me in questo percorso di vita universitaria, con i quali ho condiviso tanti momenti speciali e che hanno reso più allegre e piacevole questa parte della mia vita.

ALLEGATO

A1. Script OpenSees – Definizione del modello – Analisi statica

```
# SET UP -----
# UNITS: N, mm, sec

# Define Geometry
wipe
model basic -ndm 2 -ndf 3

# nodal coordinates:
node 1      0.0  0
node 2      0.0  3750
node 3      0.0  7500
node 4      0.0  11250
node 5      0.0  15000
node 6      0.0  18750
node 7      0.0  22520
node 8      0.0  26370
node 9      0.0  30220
node 10     0.0  34070
node 11     0.0  37920
node 12     0.0  41770
node 13     0.0  45620
node 14     0.0  49470
node 15     0.0  53320
node 16     0.0  58320
node 17     0.0  63320
node 18     0.0  68320
node 19     0.0  73320
node 20     0.0  78320
node 21     0.0  82070
node 22     0.0  0.0  82070 #ONLY FOR THE 3D MODEL

set Lcol 80000.0

# Single point constraints -- Boundary Conditions

# node DX  DY  RZ
fix 1 1 1 1;

#deck weight

set N 55352000
set Nmass [expr $N/9800]
```

```
# Define mass properties
set mass2 337 mass 2 $mass2 1e-9 0.0
set mass3 320 mass 3 $mass3 1e-9 0.0
set mass4 304 mass 4 $mass4 1e-9 0.0
set mass5 290 mass 5 $mass5 1e-9 0.0
set mass6 276 mass 6 $mass6 1e-9 0.0
set mass7 265 mass 7 $mass7 1e-9 0.0
set mass8 213 mass 8 $mass8 1e-9 0.0
set mass9 204 mass 9 $mass9 1e-9 0.0
set mass10 196 mass 10 $mass10 1e-9 0.0
set mass11 189 mass 11 $mass11 1e-9 0.0
set mass12 183 mass 12 $mass12 1e-9 0.0
set mass13 177 mass 13 $mass13 1e-9 0.0
set mass14 173 mass 14 $mass14 1e-9 0.0
set mass15 169 mass 15 $mass15 1e-9 0.0
set mass16 168 mass 16 $mass16 1e-9 0.0
set mass17 166 mass 17 $mass17 1e-9 0.0
set mass18 165 mass 18 $mass18 1e-9 0.0
set mass19 166 mass 19 $mass19 1e-9 0.0
set mass20 168 mass 20 $mass20 1e-9 0.0
set mass21 [expr 369+$Nmass] mass 21 $mass21 1e-9 0.
```

```
# Define materials for nonlinear pier
set tempoanalisi 0
```

```
if {$tempoanalisi == 0 } {
# fi: 24mm --> Diametro barra #mm2 area barra
```

```
set fyE 430.0; # Yield stress
set fuE 500.0; # ultime stress
set esuE 0.15
```

```
set Ab1E 452.4
set Ab2E 380.1
set Ab3E 314.2
```

```
set fcsN 34.63;
set fcuN2 [expr 0.2*$fcsN];
set ecsN 0.004;
set ecuN 0.0130;
set min_eu_C [expr $ecuN + 0.001]
```

```
}
if {$tempoanalisi == 20 } {
```

```
set fyE 397; # Yield stress
set fuE 462; # ultime stress
set esuE 0.1251
```

```
set Ab1E 388.84
set Ab2E 322.08
set Ab3E 261.60
```

```
set fcsN 33.47;
set fcuN2 6.69;
set ecsN 0.0035;
set ecuN 0.0105;
set min_eu_C [expr $ecuN + 0.001]
```

```
}
```

```
if {$tempoanalisi == 30 } {

    set fyE 373.2;      # Yield stress
    set fuE 434;      # ultime stress
    set esuE 0.1072

    set Ab1E 342.70
    set Ab2E 280.21
    set Ab3E 224.02

    set fcsN 32.64;
    set fcuN2 6.53;
    set ecsN 0.0032;
    set ecuN 0.009;
    set min_eu_C [expr $ecuN + 0.001]

}

if {$tempoanalisi == 40 } {

    set fyE 354.5;      # Yield stress
    set fuE 412;      # ultime stress
    set esuE 0.0931

    set Ab1E 306.11
    set Ab2E 247.23
    set Ab3E 194.63

    set fcsN 32; #32
    set fcuN2 6.40; #6.40
    set ecsN 0.003;
    set ecuN 0.0085;
    set min_eu_C [expr $ecuN + 0.001]

}

if {$tempoanalisi == 60 } {

    set fyE 324.9;      # Yield stress
    set fuE 378;      # ultime stress
    set esuE 0.0708

    set Ab1E 247.65
    set Ab2E 195.0
    set Ab3E 148.64

    set fcsN 30.98;
    set fcuN2 6.20;
    set ecsN 0.0027;
    set ecuN 0.008;
    set min_eu_C [expr $ecuN + 0.001]

}

# STEEL
# Reinforcing steel no corroded bars
set idR 1;
set E 200000.0;      # Youngs modulus
set fy 430.0;      # Yield stress
set fu 500.0;      # ultime stress
set esy [expr $fy/$E];
set esu 0.15;
```



```

set spe1 1000
set spe2 800
set spe3 600
#mm copertura
set Cover 70.0;

```

```
# Metà lunghezza delle sezioni mm
```

```

set L1      9800
set L2      9364
set L3      8954
set L4      8570
set L5      8214
set L6      7882
set L7      7578
set L8      7294
set L9      7038
set L10     6812
set L11     6612
set L12     6440
set L13     6298
set L14     6182
set L15     6094
set L16     6024
set L17     6000
set L18     6024
set L19     6094
set L20     6212
set L21     6332

```

```

set YE1 [expr $L1/2-$Cover]
set YE2 [expr $L2/2-$Cover]
set YE3 [expr $L3/2-$Cover]
set YE4 [expr $L4/2-$Cover]
set YE5 [expr $L5/2-$Cover]
set YE6 [expr $L6/2-$Cover]
set YE7 [expr $L7/2-$Cover]
set YE8 [expr $L8/2-$Cover]
set YE9 [expr $L9/2-$Cover]
set YE10 [expr $L10/2-$Cover]
set YE11 [expr $L11/2-$Cover]
set YE12 [expr $L12/2-$Cover]
set YE13 [expr $L13/2-$Cover]
set YE14 [expr $L14/2-$Cover]
set YE15 [expr $L15/2-$Cover]
set YE16 [expr $L16/2-$Cover]
set YE17 [expr $L17/2-$Cover]
set YE18 [expr $L18/2-$Cover]
set YE19 [expr $L19/2-$Cover]
set YE20 [expr $L20/2-$Cover]
set YE21 [expr $L21/2-$Cover]

```

```

set YI1 [expr $Yee1-$spe1+$Cover]
set YI2 [expr $Yee2-$spe1+$Cover]
set YI3 [expr $Yee3-$spe1+$Cover]
set YI4 [expr $Yee4-$spe1+$Cover]
set YI5 [expr $Yee5-$spe1+$Cover]
set YI6 [expr $Yee6-$spe1+$Cover]
set YI7 [expr $Yee7-$spe2+$Cover]
set YI8 [expr $Yee8-$spe2+$Cover]
set YI9 [expr $Yee9-$spe2+$Cover]
set YI10 [expr $Yee10-$spe2+$Cover]
set YI11 [expr $Yee11-$spe2+$Cover]
set YI12 [expr $Yee12-$spe2+$Cover]
set YI13 [expr $Yee13-$spe2+$Cover]
set YI14 [expr $Yee14-$spe2+$Cover]
set YI15 [expr $Yee15-$spe3+$Cover]
set YI16 [expr $Yee16-$spe3+$Cover]
set YI17 [expr $Yee17-$spe3+$Cover]
set YI18 [expr $Yee18-$spe3+$Cover]
set YI19 [expr $Yee19-$spe3+$Cover]
set YI20 [expr $Yee20-$spe3+$Cover]
set YI21 [expr $Yee21-$spe3+$Cover]

```

```

set ZE1 [expr $L1/2-$Cover]
set ZE2 [expr $L2/2-$Cover]
set ZE3 [expr $L3/2-$Cover]
set ZE4 [expr $L4/2-$Cover]
set ZE5 [expr $L5/2-$Cover]
set ZE6 [expr $L6/2-$Cover]
set ZE7 [expr $L7/2-$Cover]
set ZE8 [expr $L8/2-$Cover]
set ZE9 [expr $L9/2-$Cover]
set ZE10 [expr $L10/2-$Cover]
set ZE11 [expr $L11/2-$Cover]
set ZE12 [expr $L12/2-$Cover]
set ZE13 [expr $L13/2-$Cover]
set ZE14 [expr $L14/2-$Cover]
set ZE15 [expr $L15/2-$Cover]
set ZE16 [expr $L16/2-$Cover]
set ZE17 [expr $L17/2-$Cover]
set ZE18 [expr $L18/2-$Cover]
set ZE19 [expr $L19/2-$Cover]
set ZE20 [expr $L20/2-$Cover]
set ZE21 [expr $L21/2-$Cover]

set ZI1 [expr $Zee1-$spe1+$Cover]
set ZI2 [expr $Zee2-$spe1+$Cover]
set ZI3 [expr $Zee3-$spe1+$Cover]
set ZI4 [expr $Zee4-$spe1+$Cover]
set ZI5 [expr $Zee5-$spe1+$Cover]
set ZI6 [expr $Zee6-$spe1+$Cover]
set ZI7 [expr $Zee7-$spe2+$Cover]
set ZI8 [expr $Zee8-$spe2+$Cover]
set ZI9 [expr $Zee9-$spe2+$Cover]
set ZI10 [expr $Zee10-$spe2+$Cover]
set ZI11 [expr $Zee11-$spe2+$Cover]
set ZI12 [expr $Zee12-$spe2+$Cover]
set ZI13 [expr $Zee13-$spe2+$Cover]
set ZI14 [expr $Zee14-$spe2+$Cover]
set ZI15 [expr $Zee15-$spe3+$Cover]
set ZI16 [expr $Zee16-$spe3+$Cover]
set ZI17 [expr $Zee17-$spe3+$Cover]
set ZI18 [expr $Zee18-$spe3+$Cover]
set ZI19 [expr $Zee19-$spe3+$Cover]
set ZI20 [expr $Zee20-$spe3+$Cover]
set ZI21 [expr $Zee21-$spe3+$Cover]

set i 150.0; # mm interesse fra le barre

set Ab1 452.4
set Ab2 380.1
set Ab3 314.2

#Numero di barre elementi lunghi
set NoBarreH1 40
set NoBarreH2 32
set NoBarreH3 26

#numero di barre ai nodi
set NoBarreNH1 5
set NoBarreNH2 4
set NoBarreNH3 3

set NoBarreNV1 3
set NoBarreNV2 2
set NoBarreNV3 1

set nuIJv 180
set numJKv 10
set numIJh 10
set numJKh 180

#Define ELEMENTS & SECTIONS -----

set i {}
foreach {i} {1 2 3 ... 18 19} {

section Fiber i {
patch quad $idC $numIJvi $numJKv -$YIi $ZIIi $YIi $ZIIi $YIi $ZEi -$YIi $ZEi
patch quad $idC $numIJvi $numJKv -$YIi -$ZEi $YIi -$ZEi $YIi -$ZIIi -$YIi -$ZIIi
patch quad $idC $numIJh $numJKhi $YIi -$ZIIi $YEi -$ZIIi $YEi $ZIIi $YIi $ZIIi
patch quad $idC $numIJh $numJKhi -$YEi -$ZIIi -$YIi -$ZIIi -$YIi $ZIIi -$YEi $ZIIi
patch quad $idCN $numIJh $numJKv -$YEi $ZIIi -$YIi $ZIIi -$YIi $ZEi -$YEi $ZEi
patch quad $idCN $numIJh $numJKv -$YEi -$ZEi -$YIi -$ZEi -$YIi -$ZIIi -$YEi -$ZIIi
patch quad $idCN $numIJh $numJKv $YIi -$ZEi $YEi -$ZEi $YEi -$ZIIi $YIi -$ZIIi
patch quad $idCN $numIJh $numJKv $YIi $ZIIi $YEi $ZIIi $YEi $ZEi $YIi $ZEi

```

```

layer straight $idRE $NoBarreHi $AbiE [expr -$YIi+$i] $ZEi [expr $YIi-$i] $ZEi
layer straight $idR $NoBarreHi $Abi [expr -$YIi+$i] $ZIi [expr $YIi-$i] $ZIi
layer straight $idR $NoBarreHi $Abi [expr -$YIi+$i] -$ZIi [expr $YIi-$i] -$ZIi
layer straight $idRE $NoBarreHi $AbiE [expr -$YIi+$i] -$ZEi [expr $YIi-$i] -$ZEi
layer straight $idRE $NoBarreHi $AbiE $YEi [expr -$ZIi+$i] $YEi [expr $ZIi-$i]
layer straight $idR $NoBarreHi $Abi $YIi [expr -$ZIi+$i] $YIi [expr $ZIi-$i]
layer straight $idR $NoBarreHi $Abi -$YIi [expr -$ZIi+$i] -$YIi [expr $ZIi-$i]
layer straight $idRE $NoBarreHi $AbiE -$YEi [expr -$ZIi+$i] -$YEi [expr $ZIi-$i]
layer straight $idRE $NoBarreNHi $AbiE -$YEi $ZIi -$YEi $ZEi
layer straight $idR $NoBarreNHi $Abi -$YIi $ZIi -$YIi $ZEi
layer straight $idRE $NoBarreNHi $AbiE -$YEi -$ZEi -$YEi -$ZIi
layer straight $idR $NoBarreNHi $Abi -$YIi -$ZEi -$YIi -$ZIi
layer straight $idR $NoBarreNHi $Abi $YIi -$ZEi $YIi $ZIi
layer straight $idRE $NoBarreNHi $AbiE $YEi -$ZEi $YEi $ZIi
layer straight $idR $NoBarreNHi $Abi $YIi $ZIi $YIi $ZEi
layer straight $idRE $NoBarreNHi $AbiE $YEi $ZIi $YEi $ZEi
layer straight $idRE $NoBarreNVi $AbiE [expr -$YEi+$i] -$ZEi [expr -$YIi-$i]-ZEi
layer straight $idR $NoBarreNVi $Abi [expr -$YEi+$i] -$ZIi [expr -$YIi-$i] -$ZIi
layer straight $idR $NoBarreNVi $Abi [expr -$YEi+$i] $ZIi [expr -$YIi-$i] $ZIi
layer straight $idRE $NoBarreNVi $AbiE [expr -$YEi-$i] $ZEi [expr -$YIi+$i] $ZEi
layer straight $idRE $NoBarreNVi $AbiE [expr $YIi+$i] -$ZEi [expr $YEi-$i] -$ZEi
layer straight $idR $NoBarreNVi $Abi [expr $YIi+$i] -$ZIi [expr $YEi-$i] -$ZIi
layer straight $idR $NoBarreNVi $Abi [expr $YIi+$i] $ZIi [expr $YEi-$i] $ZIi
layer straight $idRE $NoBarreNVi $AbiE [expr $YIi+$i] $ZEi [expr $YEi-$i] $ZEi
}
}

```

```
set geoTransf 1
```

```
# geomTransf Linear $geoTransf
# geomTransf Corotational $geoTransf
geomTransf PDelta $geoTransf
```

```
# element connectivity:
```

```
set numIntgrPts 6; #number of integration points for force-based element
```

```
#FOR THE 3D MODEL USE
```

```
#uniaxialMaterial ElasticPP 777 4250 3576.5
#uniaxialMaterial ElasticPP 888 1400000 10.85
```

```

element nonlinearBeamColumn 1 1 2 $numIntgrPts 1 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 2 2 3 $numIntgrPts 2 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 3 3 4 $numIntgrPts 3 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 4 4 5 $numIntgrPts 4 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 5 5 6 $numIntgrPts 5 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 6 6 7 $numIntgrPts 6 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 7 7 8 $numIntgrPts 7 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 8 8 9 $numIntgrPts 8 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 9 9 10 $numIntgrPts 9 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 10 10 11 $numIntgrPts 10 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 11 11 12 $numIntgrPts 11 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 12 12 13 $numIntgrPts 12 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 13 13 14 $numIntgrPts 13 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 14 14 15 $numIntgrPts 14 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 15 15 16 $numIntgrPts 15 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 16 16 17 $numIntgrPts 16 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 17 17 18 $numIntgrPts 17 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 18 18 19 $numIntgrPts 18 $geoTransf
element nonlinearBeamColumn 19 19 20 $numIntgrPts 19 $geoTransf
element elasticBeamColumn 20 20 21 [expr pow($L20,2)] [expr 1000*$Ecm] 1.24e14
$geoTransf

```

```
#element zeroLength 21 21 22 -mat 777 888 -dir 1 2 #ONLY FOR 3d MODEL
```

```

#Distribuzione peso di ogni elemento
set loadnode1 0
set loadnode2 3300000
set loadnode3 3136500
set loadnode4 2982750
set loadnode5 2838750
set loadnode6 2705250
set loadnode7 2594514
set loadnode8 2087624
set loadnode9 2000152
set loadnode10 1921304
set loadnode11 1851696
set loadnode12 1790096
set loadnode13 1737120
set loadnode14 1693384
set loadnode15 1657656
set loadnode16 1648200
set loadnode17 1627200
set loadnode18 1620000
set loadnode19 1627200
set loadnode20 1648200
set loadnode21 3617714

timeSeries Linear 1
timeSeries Constant 2

pattern Plain 11 1 {
    load 2 0.0 -$loadnode2 0.0
    load 3 0.0 -$loadnode3 0.0
    load 4 0.0 -$loadnode4 0.0
    load 5 0.0 -$loadnode5 0.0
    load 6 0.0 -$loadnode6 0.0
    load 7 0.0 -$loadnode7 0.0
    load 8 0.0 -$loadnode8 0.0
    load 9 0.0 -$loadnode9 0.0
    load 10 0.0 -$loadnode10 0.0
    load 11 0.0 -$loadnode11 0.0
    load 12 0.0 -$loadnode12 0.0
    load 13 0.0 -$loadnode13 0.0
    load 14 0.0 -$loadnode14 0.0
    load 15 0.0 -$loadnode15 0.0
    load 16 0.0 -$loadnode16 0.0
    load 17 0.0 -$loadnode17 0.0
    load 18 0.0 -$loadnode18 0.0
    load 19 0.0 -$loadnode19 0.0
    load 20 0.0 -$loadnode20 0.0
    load 21 0.0 -$loadnode21 0.0
}

set N 55352000.0
set M 30923000000.0
set H 1661000.0

pattern Plain 22 1 {
    load 21 -$H 0.0 0.0
    load 21 0.0 -$N 0.0
    load 21 0.0 0.0 $M
}

```

```
set StaticComb 1

if {$StaticComb == 1 } {

    set N1 37351000
    set H1 1893000
    set M1 29823000000

    pattern Plain 111 1 {
        load 21 -$H1 0.0 0.0
        load 21 0.0 -$N1 0.0
        load 21 0.0 0.0 $M1
    }

    recorder Element -file ForcelementCM1.out -eleRange 1 20 globalForce
}

if {$StaticComb == 2 } {

    set N2 69926000
    set H2 2240000
    set M2 91854000000

    pattern Plain 222 1 {
        load 21 -$H2 0.0 0.0
        load 21 0.0 -$N2 0.0
        load 21 0.0 0.0 $M2
    }

    recorder Element -file ForcelementCM2.out -eleRange 1 20 globalForce
}

if {$StaticComb == 3 } {

    set N3 69926000
    set H3 2240000
    set M3 91854000000

    pattern Plain 333 1 {
        load 21 -$H3 0.0 0.0
        load 21 0.0 -$N3 0.0
        load 21 0.0 0.0 $M3
    }

    recorder Element -file ForcelementCM3.out -eleRange 1 20 globalForce
}

if {$StaticComb == 4 } {

    set N4 72641000
    set H4 1641000
    set M4 45946000000

    pattern Plain 444 1 {
        load 21 -$H4 0.0 0.0
        load 21 0.0 -$N4 0.0
        load 21 0.0 0.0 $M4
    }

    recorder Element -file ForcelementCM4.out -eleRange 1 20 globalForce
}

}
```

```

if { $StaticComb == 5 } {

    set N5 45307000
    set H5 2130000
    set M5 2606000000

    pattern Plain 555 1 {
        load 21 -$H5 0.0 0.0
        load 21 0.0 -$N5 0.0
        load 21 0.0 0.0 $M5
    }

    recorder Element -file ForcelementCM5.out -eleRange 1 20 globalForce
}
if { $StaticComb == 6 } {

    set N6 45307000
    set H6 2130000
    set M6 2606000000

    pattern Plain 666 1 {
        load 21 -$H6 0.0 0.0
        load 21 0.0 -$N6 0.0
        load 21 0.0 0.0 $M6
    }

    recorder Element -file ForcelementCM6.out -eleRange 1 20 globalForce
}

# -----
# Start of analysis generation
# -----
system BandGeneral
constraints Transformation
numberer RCM
test NormDispIncr 1.0e-2 100
algorithm Newton
integrator LoadControl 0.1
analysis Static

# -----
# End of analysis generation
# -----

# -----
# Finally perform the analysis
# -----

analyze 10

#maintain constant gravity
loads and reset time to zero
loadConst -time 0.0

puts "Model Built"
print node 21

puts [format "The year of the analysis was: $tempoanalisi "]

```

A2. Script OpenSees – Analisi Time-History

```

source HollowPier_Geometry1_3D.tcl

file mkdir DataEQA_2Dir;
file mkdir DataEQA_2Dir_Curv
file mkdir DataEQA_2Dir_Force

# Bidirectional Uniform Earthquake ground motion (uniform acceleration input at
all support nodes)
set Sisma 1;
set Config 1;

if {$Config == 1} {
#       ground-motion filenames, should be different files
  set iGMfile "Accx_$Sisma.acc Accy_$Sisma.acc" ;
  set iGMdirection "1 2";           # ground-motion directions
  set iGMfact "1.0 1.0";           # ground-motion scaling factor
}

if {$Config == 2} {
  set iGMfile "Accy_$Sisma.acc Accx_$Sisma.acc" ;
  set iGMdirection "1 2";           # ground-motion directions
  set iGMfact "1.0 1.0";           # ground-motion scaling factor
}

set T1 9.99
set T2 24.60
set T3 48.23
set T4 21.28
set T5 46.00
set T6 11.00
set T7 55.00
# Create a recorder to monitor elements

set DtAnalysis [expr 0.0025];      # time-step Dt for lateral analysis
set TmaxAnalysis [expr 9.99];

# Create a recorder to monitor nodal displacements
recorder Node -file DataEQA_2Dir/Disp60_$Sisma$Config.out -time -node 21 -dof 1
2 disp
# recorder Node -file DataEQA_2D/Disp1RDA_1.out -time -nodeRange 1 21 -dof 1
disp
recorder Node -file DataEQA_2Dir/Reac_$Sisma$Config.out -time -node 1 -dof 1 2
reaction

recorder Element -file DataEQA_2Dir_Curv/curva_1_$Sisma$Config.out -time -ele 1
section 3 deformation
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Curv/curva_6_$Sisma$Config.out -time -ele 6
section 3 deformation
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Curv/curv_7_$Sisma$Config.out -time -ele 7
section 3 deformation
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Curv/curva_11_$Sisma$Config.out -time -ele
11 section 3 deformation
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Curv/curva_15_$Sisma$Config.out -time -ele
15 section 3 deformation

```

```

recorder Element -file DataEQA_2Dir_Force/Force_1_$$Sisma$Config.out -time -ele 1
globalForce
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Force/Force_6_$$Sisma$Config.out -time -ele 6
globalForce
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Force/Force_7_$$Sisma$Config.out -time -ele 7
globalForce
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Force/Force_11_$$Sisma$Config.out -time -ele
11 globalForce
recorder Element -file DataEQA_2Dir_Force/Force_15_$$Sisma$Config.out -time -ele
15 globalForce

recorder display "Displaced shapex1" 410 20 500 600 -wipe

prp 300. 200. 1;
vup 0 0 1;
vpn 1 0 0;
display 1 5 40

recorder display "Displaced shapey2" 500 20 500 600 -wipe

prp 300. 200. 1;
vup 0 0 1;
vpn 0 1 0;
display 1 5 40

# Set the gravity loads to be constant & reset the time in the domain
nodeDisp 21 1

# define & apply damping
# RAYLEIGH damping parameters, Where to put M/K-prop damping, switches
(http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/1099.htm)
# D=$alphaM*M + $betaKcurr*Kcurrent + $betaKcomm*KlastCommit +
$beatKinit*$Kinitial
set xDamp 0.05; # damping ratio
set MpropSwitch 1.0;
set KcurrSwitch 0.0;
set KcommSwitch 1.0;
set KinitSwitch 0.0;
set nEigenI 1; # mode 1
set nEigenJ 2; # mode 2
set lambdaN [eigen [expr $nEigenJ]];
set lambdaI [lindex $lambdaN [expr $nEigenI-1]]; # eigenvalue mode i
set lambdaJ [lindex $lambdaN [expr $nEigenJ-1]]; # eigenvalue mode j
set omegaI [expr pow($lambdaI,0.5)];
set omegaJ [expr pow($lambdaJ,0.5)];
set alphaM [expr $MpropSwitch*$xDamp*(2*$omegaI*$omegaJ)/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKcurr [expr $KcurrSwitch*2.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKcomm [expr $KcommSwitch*2.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];
set betaKinit [expr $KinitSwitch*2.*$xDamp/($omegaI+$omegaJ)];
rayleigh $alphaM $betaKcurr $betaKinit $betaKcomm; # RAYLEIGH damping

# perform Dynamic Ground-Motion Analysis
# Uniform EXCITATION: acceleration input
set IDloadTag 444; # load tag
# Uniform EXCITATION: acceleration input
set dt 0.01;

# time step for input ground motion

foreach GMdirection $iGMdirection GMfile $iGMfile GMfact $iGMfact {
    incr IDloadTag;

```

```

set GMfact [expr $GMfact]; # data in input file is in g unit ACCELERATION
set AccelSeries "Series -dt $dt -filePath $GMfile -factor $GMfact";
# time series information
pattern UniformExcitation $IDloadTag $GMdirection -accel $AccelSeri
# create Unifform excitation
}

# DYNAMIC ANALYSIS PARAMETERS
system BandGeneral
constraints Transformation
set Tol 1.0e-5;
set maxNumIter 30;

set printFlag 0;
set TestType EnergyIncr;
test $TestType $Tol $maxNumIter 0;

set algorithmType ModifiedNewton
algorithm $algorithmType;

numberer RCM
integrator Newmark 0.5 0.25
analysis Transient

set Nsteps [expr int($TmaxAnalysis/$DtAnalysis)];
set ok [analyze $Nsteps $DtAnalysis];

if {$ok != 0} {
    # if analysis was not successful.
    # change some analysis parameters to achieve convergence
    # performance is slower inside this loop
    # Time-controlled analysis
    set ok 0;
    set controlTime [getTime];
    while {$controlTime < $TmaxAnalysis && $ok == 0} {
        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
        set controlTime [getTime]
        set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying Newton with Initial Tangent .."
            test NormDispIncr $Tol 1000 0
            algorithm Newton -initial
            set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
            test $TestType $Tol $maxNumIter 0
            algorithm $algorithmType
        }
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying Broyden .."
            algorithm Broyden 8
            set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
            algorithm $algorithmType
        }
        if {$ok != 0} {
            puts "Trying NewtonWithLineSearch .."
            algorithm NewtonLineSearch .8
            set ok [analyze 1 $DtAnalysis]
            algorithm $algorithmType
        }
    }
}; # end if ok !0

puts "Ground Motion Done. End Time: [getTime]"

```

A3. Script OpenSees – Analisi Pushover

```

file mkdir CorrDATAPush;
set sectionNo 1
set constraint "T"

set anno $tempoanalisi

source HollowPier_Geometry_noCover.tcl

recorder Node -file DISPushMTempo_$(anno).out -node 21 -dof 1 disp
recorder Node -file DISPush2RTempo_$(anno).out -nodeRange 1 21 -dof 1 disp
recorder Node -file BASEPushMTempo_$(anno).out -node 1 -dof 1 reaction

oadConst -time 0.0
puts "Gravity Analysis Completed"
puts "Cyclic Analysis Completed"

recorder display "Displaced shape2" 20 20 800 500 -wipe

prp 300. 200. 1;
vup 0 0 1;
vpn 0 1 0;
display 1 5 40

# STATIC PUSHOVER ANALYSIS
#
# we need to set up parameters that are particular to the model.
set IDctrlNode 21;
set IDctrlDOF 1;
set Dincr [expr 0.00025*$Lcol];

# Carichi distribuiti proporzionali al primo modo normalizzati
set Hload2 2.232
set Hload3 7.412
set Hload4 15.395
set Hload5 26.050
set Hload6 38.646
set Hload7 55.597
set Hload8 61.777
set Hload9 81.639
set Hload10 101.947
set Hload11 126.596
set Hload12 151.610
set Hload13 180.802
set Hload14 212.537
set Hload15 245.265
set Hload16 297.685
set Hload17 352.007
set Hload18 413.265
set Hload19 479.858
set Hload20 553.324
set Hload21 21602.171

pattern Plain 44 Linear { # distribuzione proporzionale al primo modo

load 2 $Hload2 0.0 0.0
load 3 $Hload3 0.0 0.0
load 4 $Hload4 0.0 0.0
load 5 $Hload5 0.0 0.0
load 6 $Hload6 0.0 0.0

```

```

load      7    $Hload7 0.0 0.0
load      8    $Hload8 0.0 0.0
load      9    $Hload9 0.0 0.0
load     10    $Hload10 0.0 0.0
load     11    $Hload11 0.0 0.0
load     12    $Hload12 0.0 0.0
load     13    $Hload13 0.0 0.00
load     14    $Hload14 0.0 0.0
load     15    $Hload15 0.0 0.0
load     16    $Hload16 0.0 0.0
load     17    $Hload17 0.0 0.0
load     18    $Hload18 0.0 0.0
load     19    $Hload19 0.0 0.0
load     20    $Hload20 0.0 0.0
load     21    $Hload21 0.0 0.0
}
if {$constraint == "P" } {
    set constraintsTypeStatic Penalty
    constraints $constraintsTypeStatic 1.0e14 1.0e14
}
if {$constraint == "T" } {
    set constraintsTypeStatic Transformation
    constraints $constraintsTypeStatic
}

# Set some parameters
set dU 20; # Displacement increment
integrator DisplacementControl $nodo $dof $dU
analysis Static

nodeDisp 21 1

# -----
# Finally perform the analysis
# -----
# Set some parameters
set maxU 2000;          # Max displacement
set currentDisp 0.0;
set ok 0

while {$ok == 0 && $currentDisp < $maxU} {

    set ok [analyze 10]

    # if the analysis fails try initial tangent iteration
    if {$ok != 0} {
        puts "regular newton failed lets try an initial stiffness for this step"
        test NormDispIncr 1.0e-2 100
        algorithm ModifiedNewton
        #-initial
        set ok [analyze 200]
        if {$ok == 0} {puts "that worked .. back to regular newton"}
        test NormDispIncr 1.0e-2 200
        algorithm Newton
    }
    set currentDisp [nodeDisp $nodo $dof]
}
if {$ok == 0} {
    puts "Pushover analysis completed SUCCESSFULLY";
} else {
    puts "Pushover analysis FAILED";
}
}

```