

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

Influenza del degrado e danneggiamento dovuto a corrosione sulla risposta sismica di edifici per strutture in cemento armato

Relatore:

Francesco Tondolo

Correlatore:

Donato Sabia

Candidato:

Giuseppina Di Mauro

Anno Accademico: 2018/2019

*Fatti non foste a
viver come bruti ma
per seguir virtute e
conoscenza*

Alla mia famiglia per l'infinito
Amore che ha per me,
e a tutte le persone che hanno
creduto in me fino alla fine.

RINGRAZIAMENTI

Desidero per prima cosa ringraziare i Professori F.Tondolo e D. Sabia, relatori di questa tesi di laurea per gli insegnamenti che mi hanno impartito e per la disponibilità che hanno sempre mostrato nei miei confronti permettendomi di conseguire questo traguardo.

Desidero ringraziare tutti i miei colleghi che durante questi anni hanno condiviso con me questa esperienza con apporto morale e materiale sempre pronti a consigliarmi ed aiutarmi a superare ogni difficoltà.

Desidero ringraziare in particolar modo Paola per essere stata la migliore compagna di studi di questi anni, che mi ha sopportato e supportato in tutte le materie e i progetti realizzati al Politecnico condividendo con me ogni fallimento e gioia.

Desidero ringraziare le mie Amiche di sempre venute fino a Torino per questa occasione Leandra, Roberta e Lorena perchè oltre ad essermi sempre vicine con le parole lo sono con i fatti. Grazie per l'aiuto, i consigli, le raccomandazioni e il tempo che mi avete dedicato.

Ringrazio inoltre tutte le persone che hanno partecipato da lontano e da vicino al raggiungimento di questo obiettivo, chi è riuscito ad esserci e chi anche se non riuscendoci ci ha provato.

Desidero ringraziare la mia amica Rossella che con la sua simpatia e allegria mi ha sempre strappato un sorriso nei peggiori momenti, incoraggiandomi ad inseguire e raggiungere questa laurea.

Desidero ringraziare la mia amica Diletta per essere stata la spalla su cui appoggiarmi in qualunque momento, dispensatrice di consigli sinceri, aiuto nei momenti di difficoltà, aiutandomi sempre a tirare fuori il meglio di me da ogni circostanza fino alla fine.

Desidero ringraziare mia sorella Martina consigliera sincera e affettuosa che è riuscita in ogni momento nonostante la distanza a darmi la forza per andare avanti e superare ogni ostacolo, spero di averla resa orgogliosa per questo traguardo.

Desidero ringraziare mia sorella Maria Chiara per l'amore che sempre dimostra nei miei confronti, ed è grazie alle infinite chiamate, alle risate ai pianti che io oggi sono qui a celebrare questo momento, grazie per avermi fatto sentire a casa anche a 1400 km di distanza.

E dulcis in fundo desidero ringraziare mia Mamma e mio Papà a cui dovrei dedicare una tesi di laurea a parte per tutto quello che mi hanno dato in questi anni e continuano a darmi sempre. Voglio ringraziarli per avermi dato l'opportunità di fare questa esperienza, per aver creduto in me Sempre, e per avermi dato dei consigli che mi hanno portato a superare i miei limiti con caparbia e testardaggine. Un pezzo di questa laurea è vostra.

Con affetto

Giusy

INDICE

RINGRAZIAMENTI	1
INTRODUZIONE.....	8
1. La corrosione.....	1
1.1. La corrosione delle armature nelle strutture in c.a.	1
1.2. Tipologie di corrosione.....	2
1.2.1. Corrosione da carbonatazione	4
1.2.2. Corrosione da cloruri.....	7
2. Degrado delle strutture	11
2.1. Analisi di degrado.....	11
2.1.1 Riduzione della sezione resistente.....	11
2.1.2 Modifica del legame costitutivo dell'acciaio	15
2.1.3 Variazione del legame di aderenza acciaio-calcestruzzo	16
2.1.4 Modellazione del degrado del calcestruzzo	17
3. Valutazione della risposta sismica delle strutture	22
3.1. I metodi statici non lineari nell'analisi sismica	22
3.1.1 Il metodo N2.....	23
3.1.2 Curve di capacità.....	27
3.1.3 Limiti e applicazioni dell'analisi pushover	29
4. Comportamento e parametri delle sezioni in c.a.	31
4.1. Premessa	31
4.2. Duttilità dei materiali e curvatura della sezione	31
4.3. Sezione pressoinflessa e determinazione del diagramma momento-curvatura	35
4.4. Relazioni momento curvatura.....	39
4.5. Legami costitutivi dei materiali	42

4.5.1	Legame σ - ε del calcestruzzo	42
4.5.2	Legame costitutivo dell'acciaio	42
4.5.3	Legame costitutivo non lineare e procedura numerica.....	43
4.6.	Programma di calcolo	45
4.7.	Calcolo del diagramma momento curvatura per effetto della corrosione da cloruri. 48	
4.7.1	Modifica dei dati di input.....	48
4.7.2	Modifica dei dati di input per via del confinamento	49
4.7.3	Modifica dell'iter di calcolo	54
5.	Caso studio: Edificio intelaiato in cemento armato in classe di duttilità "A".....	59
5.1.	Generalità.....	59
5.2.	Materiali di riferimento.	60
5.3.	Carichi agenti sul solaio	61
5.4.	Carichi agenti sulle travi.....	62
5.5.	Modello su ADINA	76
5.5.1.	Geometria	76
5.5.2	Proprietà del materiale e mesh	77
5.5.3	Inserimento dei vincoli e applicazione dei carichi	79
5.5.4	Process e Post-process.....	79
6.	Scenari di corrosione	81
6.1.	Definizione scenario iniziale	81
6.2.	Input di corrosione.....	85
6.3.	Riduzione di sezione 4%	87
6.4.	Diagrammi momento-curvatura	88
6.5.	Grafici e tabelle – Scenari corrosivi	90
6.6.	Scenari corrosivi: quadro riassuntivo	98
7.	Confronto tra la capacità e la domanda della struttura in esame.....	100

7.1. Definizione della domanda sismica.....	100
7.2. Capacità sismica ed effettiva domanda del sito.....	102
Caso Studio: Struttura collocata presso la città La Spezia	102
7.3. Confronto capacità e domanda: quadro riassuntivo	117
8. Formazione delle cerniere plastiche al variare degli scenari corrosivi	118
8.1. Capacità rotazionale delle cerniere plastiche in c.a.	118
8.2. Analisi di strutture iperstatiche.....	118
8.3. Cerniere plastiche ai vari step di carico per 4 scenari di corrosione.	120
CONCLUSIONI.....	128
INDICE DELLE FIGURE	131
INDICE DELLE TABELLE.....	135
INDICE DELLE EQUAZIONI.....	138
BIBLIOGRAFIA.....	143

INTRODUZIONE

La valutazione della vulnerabilità degli edifici in c.a. esistenti è un problema rilevante per tutto il territorio italiano. Lo studio di tale aspetto diventa primario per la determinazione del livello di sicurezza a seguito di un evento sismico. L'evoluzione scientifica che si è avuta negli ultimi anni accompagnata dalla nascita di Normative, ha fornito gli strumenti per progettare strutture come edifici, ponti, viadotti in grado di soddisfare gli stati limite richiesti.

Tuttavia gran parte delle costruzioni risalgono ad un periodo in cui la conoscenza strutturale era molto limitata dunque per tali strutture è necessario un adeguamento sismico.

Il problema della vulnerabilità è connesso alla corrosione delle barre di armatura in quanto l'acciaio per sua natura è un materiale predisposto a corrodersi se si trova in ambienti aggressivi.

La corrosione delle armature si origina o per rottura del film passivante ad opera della CO_2 , la quale a contatto con il calcestruzzo ne varia la composizione chimica, o da cloruri.

I cloruri sono presenti all'interno del calcestruzzo per due motivi:

- per via del confezionamento
- per via della penetrazione dall'ambiente esterno

In quest'ultimo caso la struttura può essere a diretto contatto con acque marine o salmastre, aerosol marini o sali disgelanti.

A causa della morfologia della corrosione, ricerche scientifiche presenti in letteratura hanno evidenziato riduzioni di resistenza e duttilità sezionale fino al 25% a fronte di una esposizione di 70 anni. Per tali motivi l'effetto della corrosione può essere rilevante per la risposta sismica di un edificio esistente. Nel presente lavoro si è modellato un edificio tridimensionale in c.a. soggetto a corrosione delle armature attraverso il software agli elementi finiti ADINA.

1. La corrosione

1.1. La corrosione delle armature nelle strutture in c.a.

Nelle strutture esistenti in c.a. che siano ponti, viadotti o edifici residenziali, la principale causa di degrado è provocata dalla corrosione delle armature. Una volta che il fenomeno si è innescato, la capacità statica e dinamica delle strutture si riduce inevitabilmente in funzione della tipologia di corrosione e di attacco che si verifica.

Il livello di corrosione dell'acciaio presente nel calcestruzzo è considerato un parametro significativo per la previsione delle effettive condizioni di sicurezza delle strutture in c.a. La presenza di corrosione può essere osservata nella risposta strutturale di elementi in condizione di servizio come deformazioni, fessurazioni, livelli di sollecitazioni e allo stadio finale come flessione, taglio e rottura.

La corrosione delle barre in c.a. inoltre modifica la sezione trasversale in acciaio, con una riduzione dell'area effettiva e dell'integrità del calcestruzzo dapprima sollecitando e poi spezzando porzioni di cemento attorno ad una barra corrosa ed eventualmente con scheggiatura e delaminazione della copertura di calcestruzzo. Infine, influenza l'interazione tra il calcestruzzo e le barre d'armatura.

Le prestazioni delle strutture in c.a. in ogni condizione della loro vita di esercizio dipendono dal legame costitutivo acciaio-calcestruzzo e dal possibile innesco del processo di corrosione.

La corrosione delle barre di armatura è un grosso problema che grava sull'integrità strutturale e sulla sicurezza di un gran numero di strutture in c.a., in particolare quelle di 40-50 anni. Essa porta ad un progressivo abbassamento dei margini di sicurezza e spesso questi fenomeni critici si verificano molto prima rispetto a quanto previsto in fase di progetto o dagli eurocodici. Inoltre l'uso di materiali inadatti, la mancanza di adeguata manutenzione e soprattutto la mancanza di

modelli che prevedono il comportamento della struttura in esercizio, aumentano la probabilità di corrosione creando condizioni che favoriscono il suo verificarsi.

Dal punto di vista chimico il calcestruzzo è un materiale alcalino e presenta una certa porosità; i pori sono riempiti con una soluzione che presenta un valore di pH compreso nell'intervallo 13-14, che naturalmente va a passivare le barre in acciaio e quindi le protegge dalla corrosione. Come meglio verrà approfondito, questo strato passivante che ricopre l'acciaio può essere eliminato a causa della presenza di ioni cloro (Cl^-) o da una riduzione di alcalinità del calcestruzzo causata dalla presenza di anidride carbonica (CO_2).

1.2. Tipologie di corrosione

Purtroppo, nel tempo, il calcestruzzo può perdere le caratteristiche protettive. Questo si verifica essenzialmente per tre motivi.

1. Partendo dagli strati più esterni e passando via via a quelli più interni, l'alcalinità del calcestruzzo può essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno, per cui la soluzione all'interno dei pori del cls passa da $pH > 13$ a $pH < 9$ (a questo processo si da il nome di carbonatazione.
2. A contatto con ambienti contenenti cloruri, nel calcestruzzo possono penetrare questi ioni fino a raggiungere le armature. Se alla superficie delle armature si supera un tenore critico di cloruri (indicativamente dell'ordine di 0,4-1% del contenuto in peso di cemento) il film protettivo può rompersi localmente.
3. Infine, nel caso di strutture interessate da campi elettrici e quindi percorse da correnti disperse (o vaganti) che interferiscono con le armature (cioè passano in alcune zone dal calcestruzzo alle armature e il altre dalle armature al calcestruzzo), il film protettivo può venir distrutto nelle zone in cui la corrente esce dalle armature.

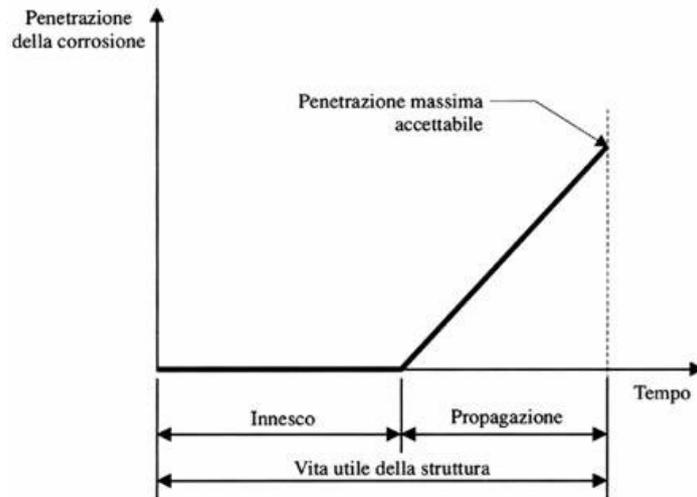


Figura 1-1: Periodo di innesco e periodo di propagazione della corrosione in una struttura in calcestruzzo armato (modello di Tuutti).

Una volta distrutto il film, la corrosione si produce solo se alla superficie delle armature sono presenti acqua e ossigeno oppure, nel caso di correnti disperse, se l'interferenza continua nel tempo. La distruzione del film protettivo è la condizione necessaria (ma non sufficiente) perché la corrosione possa avvenire.

Nella vita delle strutture in calcestruzzo armato si possono individuare due fasi nettamente distinte (Figura 1): una fase di innesco della corrosione, in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita dei fenomeni di passività e una fase di propagazione più o meno veloce dell'attacco, a partire dal momento in cui il film protettivo viene distrutto.

La carbonatazione distrugge completamente il film passivo; i cloruri ne provocano, invece, una "rottura" localizzata; le correnti disperse lo distruggono laddove lasciano le armature per entrare nel calcestruzzo. Pertanto:

La corrosione da carbonatazione si presenta uniformemente distribuita sulla superficie dell'armatura;

La corrosione da cloruri risulta in generale di tipo localizzato con attacchi penetranti, che si configurano come crateri (pit), circondati da zone non corrose; solo nel caso di elevati tenori di cloruri (soprattutto al diminuire del pH) il film

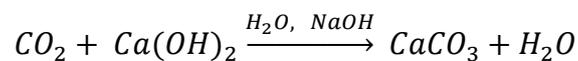
può essere distrutto su ampie zone delle armature per cui la corrosione appare di tipo generalizzato;

La corrosione da correnti disperse si localizza nelle zone dove la corrente lascia le armature.

I fenomeni corrosivi risultano spesso segnalati dalla comparsa sulla superficie esterna del calcestruzzo di macchie di ruggine oppure da danneggiamenti del copriferro provocata dall'azione espansiva dei prodotti di corrosione. Questi occupano infatti un volume da 2 a 6 volte superiore a quello del ferro da cui provengono a seconda della composizione e del grado di idratazione degli ossidi che si formano.

1.2.1. Corrosione da carbonatazione

La reazione di carbonatazione si può scrivere schematicamente come segue:



Equazione 1-1

ma in realtà si produce attraverso varie reazioni intermedie che coinvolgono gli idrossidi di sodio e potassio.

La reazione di carbonatazione inizia sulla superficie esterna del calcestruzzo e poi interessa le regioni più interne. La determinazione sperimentale dello spessore carbonatato si può effettuare in modo molto semplice spruzzando su una superficie di calcestruzzo una soluzione alcoolica di fenolftaleina. Le zone a pH superiore a 9 assumono la colorazione rosa tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre quelle carbonatate non vengono colorate.

L'andamento della penetrazione della carbonatazione nel tempo segue una legge del tipo:

$$s = K \times t^{\frac{1}{n}}$$

Equazione 1-2

dove: s è lo spessore dello strato carbonatato e t il tempo. La velocità di penetrazione invece

$$\frac{ds}{dt} = \left(\frac{K}{n}\right) \times t^{\frac{1-n}{n}}$$

Equazione 1-3

tende quindi a diminuire nel tempo.

Il coefficiente K , che esprime la velocità con cui avanza la carbonatazione, dipende sia da fattori ambientali sia da fattori legati al calcestruzzo stesso.

La velocità di penetrazione della carbonatazione varia con l'umidità del calcestruzzo per due motivi. Anzitutto il trasporto dell'anidride carbonica all'interno di questo materiale ha luogo facilmente attraverso i pori riempiti d'aria, cioè in fase gassosa, mentre avviene molto lentamente in quelli riempiti d'acqua. Di conseguenza la velocità di diffusione dell'anidride carbonica diminuisce al crescere dell'umidità relativa fino praticamente ad annullarsi in calcestruzzo saturo. Questo significa che quando il calcestruzzo è bagnato, la penetrazione della CO_2 cessa .

Il valore di K , quindi, può cambiare nel tempo da una zona all'altra della costruzione passando dagli strati più esterni a quelli più interni del calcestruzzo oppure passando da una regione piovosa o ad alta umidità a una secca

Inoltre anche la porosità del calcestruzzo ha una notevole influenza sulla velocità di penetrazione della carbonatazione. La diminuzione del rapporto a/c , determinando una diminuzione della porosità capillare della pasta cementizia

idrata, consente di rallentare la penetrazione della carbonatazione. Per ottenere questi vantaggi il calcestruzzo deve essere stagionato adeguatamente.

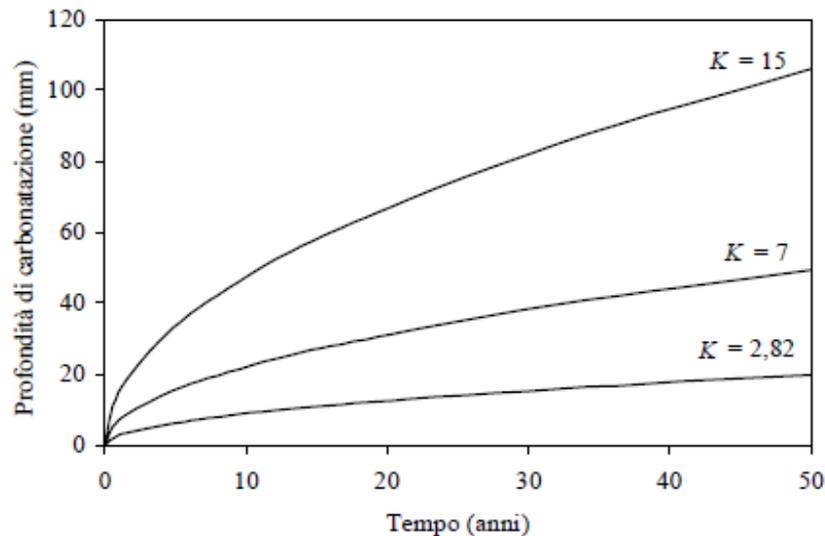


Figura 1-2: Profondità del fronte carbonatato in funzione del tempo e di K

Dalla figura 2. si può vedere come il fronte carbonatato risulti inferiore di 20 mm dopo 50 anni solo se K è inferiore a 2,82.

Una volta che il fronte carbonatato ha raggiunto le armature la corrosione può avvenire se sono presenti acqua e ossigeno. In realtà la velocità di corrosione è determinata principalmente dalla resistività del calcestruzzo. Il contenuto d'acqua nel calcestruzzo è il parametro più importante, nel determinarne la resistività, mentre hanno un ruolo secondario le caratteristiche del calcestruzzo che sono invece importanti nel determinarne la velocità di penetrazione della carbonatazione e quindi il tempo di innesco.

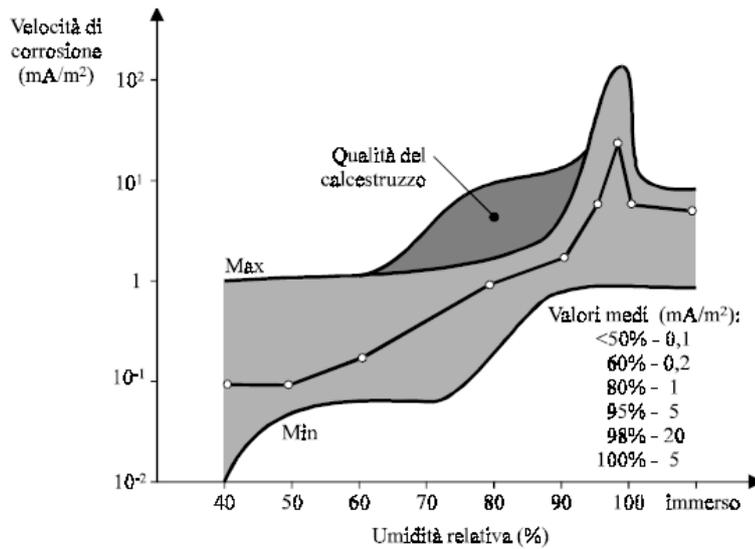


Figura 1-3: Valori massimi, minimi e medi della velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare dell'umidità ambientale.

In figura 3. sono riportate le velocità di corrosione per carbonatazione in funzione dell'umidità relativa. Si può notare come, solo in vicinanza delle condizioni di saturazione sia possibile raggiungere velocità massime di corrosione dell'ordine di 100-200 $\mu\text{m}/\text{anno}$, mentre i valori massimi tipici per molte delle condizioni ambientali è compresa tra 5 e 50 $\mu\text{m}/\text{anno}$.

1.2.2. Corrosione da cloruri

I cloruri rappresentano una causa frequente di corrosione delle armature. Infatti, nonostante le normative attuali per il progetto di strutture in calcestruzzo armato vietino l'impiego di materie prime che ne contengano una significativa concentrazione, i sali a base di cloruri possono penetrare dall'ambiente esterno. È importante osservare che, quando si interviene per strutture realizzate in passato, è invece necessario verificare la presenza di cloruri che possono essere stati aggiunti nel getto tramite l'acqua d'impasto o gli aggregati o tramite gli additivi.

L'attacco corrosivo può aver luogo solo quando la concentrazione dei cloruri raggiunge un valore sufficientemente elevato nel calcestruzzo a contatto con le

armature. Il contenuto di cloruri necessario per danneggiare il film che protegge le armature dipende dal potenziale delle armature, che a sua volta è legato alla quantità di ossigeno che raggiunge la superficie. Di conseguenza, l'attacco può aver luogo per un contenuto di cloruri relativamente modesto quando il calcestruzzo è esposto all'atmosfera, dove l'ossigeno può raggiungere facilmente le armature; è invece necessario un tenore più elevato quando il calcestruzzo è immerso in mare o comunque l'apporto di ossigeno risulta ostacolato e quindi il potenziale delle armature è basso.

Nella grande maggioranza dei casi i cloruri provengono dall'ambiente esterno. La corrosione può iniziare solo quando alla superficie delle armature il loro tenore raggiunge il valore critico. Il tempo necessario perché ciò avvenga (tempo di innesco della corrosione), dipende dal tenore di cloruri sulla superficie esterna del calcestruzzo, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dallo spessore del copriferro e dal contenuto critico di cloruri.

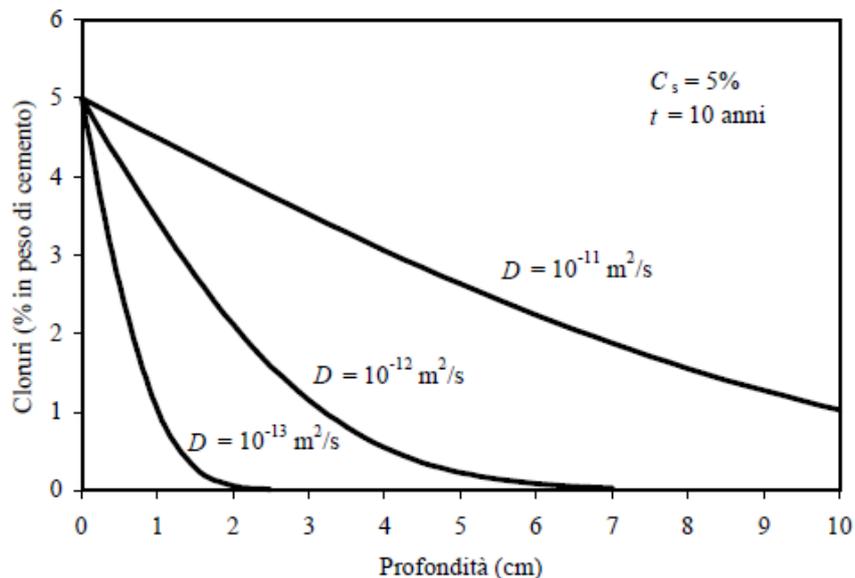


Figura 1-4: Profili di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, dopo 10 anni di esposizione con una percentuale di esposizione del 5 % per valori del coefficiente di diffusione apparente pari rispettivamente a 10^{-11} , 10^{-12} , $10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$

I profili di concentrazione che descrivono la penetrazione nel tempo dei cloruri all'interno del calcestruzzo (Figura 1.4.) si possono ottenere applicando la seconda legge di Fick che descrive i processi diffusivi non stazionari. In realtà, solo nel calcestruzzo completamente saturo d'acqua la penetrazione dei cloruri avviene con un meccanismo di pura diffusione. Nella maggior parte delle situazioni, oltre a quello diffusivo, operano anche altri meccanismi di trasporto.

Tuttavia, anche in presenza di altri meccanismi di penetrazione, si possono prevedere con buona approssimazione i profili di concentrazione dei cloruri nel tempo utilizzando un'equazione formalmente identica a quella che rappresenta la seconda legge di Fick. In genere si considera il contenuto totale di cloruri e si introduce un coefficiente di diffusione ricavato sperimentalmente:

$$\frac{\delta C}{\delta t} = -D_{ce} \times \frac{\delta^2 C}{\delta x^2}$$

Equazione 1-4

dove: C è il contenuto totale di cloruri; t è il tempo; x è la distanza dalla superficie del calcestruzzo in cm; D_{ce} è il coefficiente di diffusione effettivo dei cloruri in cm^2/s .

Supponendo che il contenuto superficiale di cloruri (C_s) si mantenga costante nel tempo, si ottiene

$$C_x = C_s \times \left(1 - \text{erf} \times \frac{x}{2\sqrt{D_{ce}t}} \right)$$

Equazione 1-5

che consente di valutare il contenuto di cloruri C_x alla profondità x e al tempo t . Pertanto, noti D_{ce} e C_s , è possibile valutare l'evoluzione temporale dei profili di concentrazione dei cloruri nel copriferro e quindi, in particolare, stimare l'istante in cui verrà raggiunto il contenuto critico per l'innesco della corrosione. Vi sono tre assunzioni implicite ma non sempre verificate: il contenuto superficiale di cloruri (C_s) rimane costante in tutto il periodo di esposizione; il coefficiente di diffusione effettivo (D_{ce}) non cambia durante il periodo di esposizione; il calcestruzzo è omogeneo, per cui D_{ce} non varia in funzione della profondità.

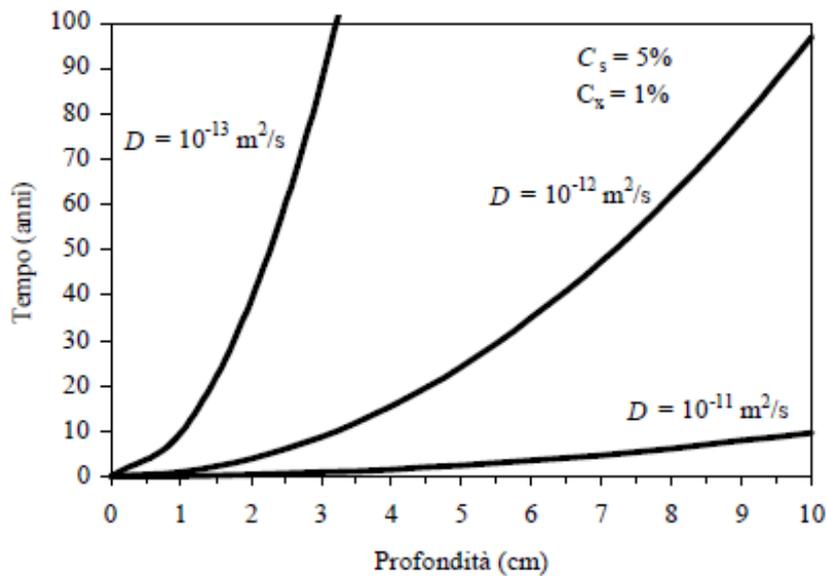


Figura 1-5: Tempo necessario per raggiungere con meccanismo diffusivo una concentrazione di cloruri dell'1% alle diverse profondità del calcestruzzo.

Come si può riscontrare in Figura 1.5. i valori di D variano in genere da 10^{-13} a $10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ e permettono di valutare la relazione che sussiste tra tempo, profondità e tipi di concentrazione.

2. Degradamento delle strutture

2.1. Analisi di degrado

Nelle infrastrutture civili (ponti e viadotti) il degrado da attacco cloridrico si manifesta in maniera abbastanza diffusa per il massiccio utilizzo di sali da disgelo, che provocano una corrosione caratterizzata da profonde vaiolature nelle armature di cordoli e pulvini accompagnata da estesi fenomeni di spalling del copriferro.

L'interesse crescente in questo ambito è dovuto alle variazioni in termini di sicurezza strutturale che esso comporta a partire dalla modifica delle leggi costitutive fino alla messa in servizio delle infrastrutture ed edifici di civile abitazione.

In questo capitolo, sulla base dei concetti già in parte espressi nel capitolo precedente, è presentato un approfondimento sugli effetti dal punto di vista analitico e descrittivo. Tuttavia bisogna considerare che gran parte dei risultati su cui si basa la letteratura sono di origine sperimentale ed empirica pertanto non direttamente comparabili.

2.1.1 Riduzione della sezione resistente

Da un punto di vista strutturale, è importante valutare la riduzione della sezione trasversale delle barre usando un test non distruttivo (NDT). Un modello analitico per calcolare la corrosione della barra misurando le larghezze esterne delle fessure, fu proposto per valutare il comportamento lineare e non lineare del calcestruzzo.

In generale, modelli precedenti disponibili nella letteratura scientifica sono di natura empirica e governati dai parametri principali influenzando l'apertura della fessura. Il modello proposto è analiticamente basato ed è stato confrontato con altri modelli. Tali modelli suggeriscono come la posizione relativa della fessura svolge un ruolo significativo, un fatto non sempre registrato da rapporti sperimentale.

In accordo con Rodriguez et al., la penetrazione dell'attacco corrosivo può essere calcolata a partire dalla perdita misurata della massa di acciaio usando l'equazione (2.1) che presenta la relazione tra e la diminuzione del diametro di rinforzo:

$$\phi = \phi_0 - \alpha x$$

Equazione 2-1

dove ϕ è il diametro della barra residua; ϕ_0 è il diametro iniziale della barra; α è un coefficiente dipendente dal tipo di attacco corrosivo; x è la penetrazione della corrosione. Per la corrosione omogenea viene considerato $\alpha = 2$; però quando si verifica corrosione localizzata α può raggiungere valori alti come 4 e 8.

Un'espressione analitica è stata sviluppata da risultati sperimentali per valutare la condizione di cracking nelle strutture corrose. Essa fornisce il valore caratteristico dello spessore della fessura (Figura 2.1):

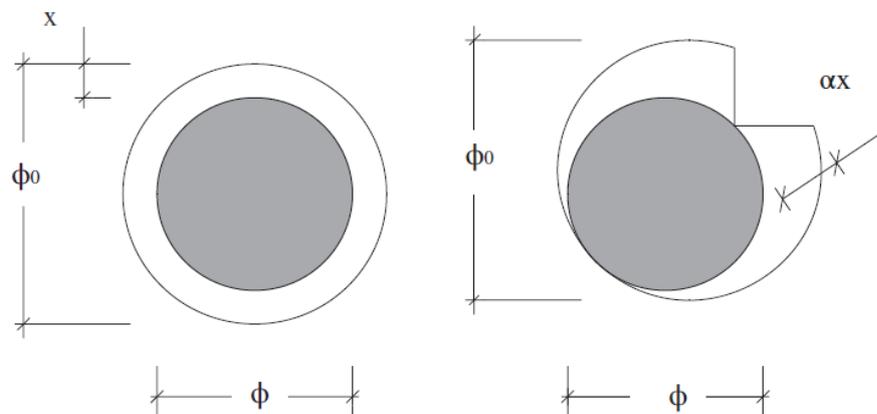


Figura 2-1: Sezione della barra di armatura residua

$$w_c = 0.05 + \beta \cdot [x - x_0]$$

Equazione 2-2

dove w_c è stimata la larghezza della fessura (mm); β è un coefficiente che dipende dalla posizione dell'armatura (β è 0.01 per la barra superiore, β è 0.0125 per la barra inferiore); x_0 corrisponde alla penetrazione della corrosione all'inizio del cracking (μm).

La penetrazione della corrosione x_0 necessaria per l 'inizio della fessurazione può essere stimata con l'equazione 2.2:

$$x_0 = 83.8 + 7.4 \cdot \frac{C_c}{\varnothing_0} - 22.6 \cdot f_{c,sp}$$

Equazione 2-3

dove $\frac{C_c}{\varnothing_0}$ è il rapporto del copriferro/ diametro della barra iniziale e $f_{c,sp}$ è la resistenza alla rottura del calcestruzzo (Mpa).

Una volta che gli agenti aggressivi raggiungono la superficie della barra, le crepe appaiono con un basso rapporto $\frac{C_c}{\varnothing_0}$ nel calcestruzzo di elevata qualità, mentre nel calcestruzzo di bassa qualità ciò accade per alti rapporti $\frac{C_c}{\varnothing_0}$ perché i prodotti di corrosione si diffondono facilmente attraverso la ricoprimento in cemento a causa dell'elevata porosità del calcestruzzo.

Considerando per esempio una corrosione di tipo generalizzato si avrà in base a quanto detto in precedenza:

$$\Phi_t = \Phi_0 - 2I_{corr}k(t - t_{iniz})$$

Equazione 2-4

$$P_x = I_{corr}kt_p$$

Equazione 2-5

dove K è un fattore di conversione da $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ a mm/anno che per l'acciaio delle barre è pari a 0.0116, $(t - t_{iniz})$ è il tempo di propagazione t_p e quindi l'unità di misura di P_x risulta essere mm/anno . La valutazione del fattore I_{corr} può essere fatta in riferimento a prove sperimentali su strutture reali e in laboratorio oppure avvalendosi di opportune tabelle che forniscono dei valori I_{corr} in funzione dell'aggressività dell'ambiente nel quale la struttura è collocata. In particolar modo, nel caso di corrosione da cloruri il valore di I_{corr} può essere ricavato in relazione al contenuto di cloruri e all'umidità relativa come riportato nelle tabelle (2.1) e

(2.2):

0%Cl ⁻	$I_{corr} = 0.003e^{0.0853(U.R.)}$	$\forall U.R.$
0.4%Cl ⁻	$I_{corr} = 0.0132e^{0.0745(U.R.)}$	$\forall U.R.$
1%Cl ⁻	$I_{corr} = 1.0588e^{0.0159(U.R.)}$	$40\% \leq U.R. \leq 65.5\%$
1%Cl ⁻	$I_{corr} = 0.3269e^{0.0338(U.R.)}$	$65.5\% \leq U.R. \leq 74\%$
1%Cl ⁻	$I_{corr} = 0.0132e^{0.0654(U.R.)}$	$74.4\% \leq U.R. \leq 100\%$

Tabella 2-1: Velocità di corrosione in funzione del contenuto di cloruri

$Cl^- \leq 0.4\%$	$I_{corr} = 0$
$Cl^- \geq 0.4\%$	$I_{corr} = 0.1376 \cdot (Cl\%)^{2.8614}$

Tabella 2-2: Velocità di corrosione in funzione del contenuto di cloruri

Inoltre assumendo la stessa intensità di corrente di corrosione per un gruppo di n barre di armatura con lo stesso diametro soggetto a corrosione generale, l'area della sezione al tempo t può essere scritta come:

$$A_s(t) = \frac{n\pi[\Phi_0 = 2I_{corr}k(t - t_{iniz})]^2}{4}$$

Equazione 2-6

Tuttavia in ambito sperimentale, misurare la riduzione della sezione della barra significa valutare la perdita di massa delle armature per unità di lunghezza. Tale massa viene valutata dopo la rimozione dei prodotti di corrosione e poi correlata alla massa di riferimento; la differenza tra le due è pari alla perdita media di massa per unità di lunghezza che permette di ottenere la perdita di sezione come mostrato dalle equazioni (2.7) e (2.8):

$$\Delta m = m - m'$$

Equazione 2-7

$$\Delta A_s = \frac{\Delta m}{m} \cdot A_s$$

Equazione 2-8

2.1.2 Modifica del legame costitutivo dell'acciaio

Uno degli effetti di riduzione della sezione resistente è la modifica delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio. A tal proposito una delle formulazioni presenti in letteratura che valuta tale aspetto è quella proposta da Cairns e di seguito riportata:

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

Equazione 2-9

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

Equazione 2-10

$$\varepsilon_u^* = (1 - \alpha_1 \cdot Q_{corr}) \cdot \varepsilon_u$$

Equazione 2-11

Con f_{ym}^* , f_{um}^* , ε_u che rappresentano rispettivamente tensione di snervamento, tensione ultima e deformazione ultima dell'acciaio soggetto a corrosione; f_{ym} , f_{um} , ε_u che sono invece i valori di tensione e deformazione iniziali riferiti all'acciaio non corrosivo. Per ottenere tali grandezze si fa riferimento a Q_{corr} ovvero la perdita media della sezione trasversale. I valori dei suddetti coefficienti sono riportati in tabella (2.1):

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

Tabella 2-3: Valori dei diversi coefficienti in funzione del tipo di corrosione

2.1.3 Variazione del legame di aderenza acciaio-calcestruzzo

Le tensioni tangenziali di aderenza sono la causa principale del fenomeno del tension stiffening. Negli ultimi trenta anni sono state condotte molte prove sperimentali per valutare i parametri che influenzano questo meccanismo di trasmissione degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo. Per ciò che concerne le barre di

armatura lisce il legame di aderenza dipende solo dall'azione chimica e dall'attrito che si instaura tra il calcestruzzo e la barra. Nel caso invece di barre ad aderenza migliorata questi due meccanismi sono poco rilevanti rispetto al meccanismo resistente offerto dalle bielle inclinate di calcestruzzo.

Sottopondo una barra a trazione, per l'equilibrio, sul calcestruzzo nascono delle sollecitazioni di compressione inclinate rispetto all'asse dell'armatura, la componente perpendicolare di questa azione genera uno stato di sollecitazione di trazione nel calcestruzzo, con la formazione di fessure da splitting, se la trazione supera la resistenza del calcestruzzo. Se l'apertura di queste fessure è tale da consentire il libero scorrimento della barra, il collasso avviene improvvisamente (splitting failure). La rottura del legame di aderenza può avvenire anche per tranciamento del calcestruzzo tra le nervature (pull-out failure).

Inoltre a tali fenomeni si aggiungono gli effetti indiretti quali la modifica del legame di aderenza acciaio calcestruzzo per effetto della corrosione. ne consegue una riduzione della prestazione della struttura sia in presenza delle azioni di servizio che delle azioni ultime. I parametri che quindi caratterizzano il legame d'aderenza dipendono da:

- Caratteristiche geometriche e meccaniche dell'armatura
- Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
- Azione di confinamento esercitata dal copriferro e dall'armatura trasversale
- Ciclicità dei carichi
- Corrosione

2.1.4 Modellazione del degrado del calcestruzzo

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

Un metodo possibile per considerare l'effetto della fessurazione longitudinale sulle proprietà del calcestruzzo è quello riportato in (Coronelli et al., 2004) di ridurre la

resistenza a compressione del calcestruzzo fessurato. La resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo si può calcolare come:

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

Equazione 2-12

in cui k è un coefficiente legato alla scabrezza e al diametro delle barre, f_c è il valore di picco della tensione di compressione a cui corrisponde la deformazione ε_{c0} . Esprimendo f_{cm} in Mpa, la deformazione ε_{c0} si può calcolare come:

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \cdot \frac{f_{cm}}{70}$$

Equazione 2-13

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

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

Equazione 2-14

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

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

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

Equazione 2-15

quindi:

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

Equazione 2-16

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

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

Equazione 2-17

in cui $w_0 = 0.05 \text{ mm}$ rappresenta l'apertura di una fessurazione intrinseca; β è un parametro costante assunto pari a $0.009 \text{ mm}/\mu\text{m}$; x è la profondità della corrosione; x_0 rappresenta la profondità di corrosione necessaria per produrre la prima fessura:

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

Equazione 2-18

in cui c è lo spessore del copriferro, D_0 è il diametro della barra più grande nel gruppo considerato; i parametri $a_1 = 74.4\mu\text{m}$, $a_2 = 7.3\mu\text{m}$, $a_3 = -\frac{17.4\mu\text{m}}{\text{mm}^2}/N$ sono ottenuti per via sperimentale; $f_{c,sp}$ è la resistenza caratteristica di trazione allo splitting, valutabile come:

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

Equazione 2-19

Il modello di Vidal et al.'s si basa invece sulla correlazione tra la larghezza del crack e la perdita di sezione trasversale. La correlazione che sussiste tra la profondità della fessura e la riduzione di sezione può essere espressa come segue:

$$x_{pit} = \frac{\varnothing_0}{\lambda} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta A_s}{A_s}} \right] \cdot 10^3$$

Equazione 2-20

dove x_{pit} è la penetrazione del crack (μm); λ è un coefficiente che dipende dal tipo di attacco; ΔA_s è la riduzione di sezione dell'acciaio in mm^2 ; A_s è l'area della sezione in acciaio (mm^2).

Usando l'equazione (2.20) e il valore di x_0 in accordo con Alonso et al., ovvero

$$x_0 = 7.53 + 9.32 \cdot \frac{c_c}{\varnothing_0}$$

Equazione 2-21

è possibile ottenere un'espressione per la perdita di sezione trasversale d'acciaio locale ΔA_{s0} necessaria per generare cracking del ricoprimento in calcestruzzo

$$\Delta A_{s0} = A_s \cdot \left\{ 1 - \left[1 - \frac{\lambda}{\varnothing_0} \cdot \left(7.53 + 9.32 \cdot \frac{c_c}{\varnothing_0} \right) \cdot 10^{-3} \right]^2 \right\}$$

Equazione 2-22

Durante la fase di propagazione delle crepe, la larghezza della fessura è direttamente collegata al volume degli ossidi, che è proporzionale alla perdita di sezione in acciaio. Una relazione lineare che collega la perdita di sezione trasversale con la larghezza del crack è di seguito proposta. L'espressione analitica lineare che descrive la propagazione del crack è data dall'equazione (2.23):

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

Equazione 2-23

dove k è una costante uguale a 0.0575, e ΔA_{s0} (mm^2), in accordo con l'equazione (2.24) dipende dal diametro delle barre \varnothing_0 :

$$\Delta A_s = \frac{\pi}{4} \cdot (2 \cdot \lambda \cdot x \cdot \varnothing_0 - \lambda^2 \cdot x^2)$$

Equazione 2-24

I valori sperimentali sono correttamente correlati usando una singola relazione lineare, indipendentemente dal rapporto c/\varnothing_0 e dal diametro.

3. Valutazione della risposta sismica delle strutture

Per molti anni l'unica alternativa ai metodi lineari (analisi statica e analisi modale) per l'analisi sismica delle strutture è stata l'analisi dinamica non lineare. Tale metodo, pur essendo quello che meglio consente di cogliere la risposta sismica delle strutture, rimane ancora uno strumento accessibile solo a pochi specialisti del settore. Spinti dall'esigenza di valutare esplicitamente le deformazioni plastiche subite dagli elementi strutturali durante il sisma senza dover eseguire complesse ed onerose analisi dinamiche non lineari sono stati formulati i cosiddetti "metodi statici non lineari" per l'analisi sismica delle strutture.

3.1. I metodi statici non lineari nell'analisi sismica

Tra i metodi statici non lineari presenti in letteratura, il " metodo dello spettro di capacità" (Freeman, 1998) e il " metodo N2" (Fajar & Gaspersic, 1996; Fajar, 1999) hanno conquistato negli anni un consenso sempre più ampio nella comunità scientifica, tanto che il loro uso è oggi consentito da diverse normative antisismiche.

I due metodi citati si articolano in due fasi fondamentali. La prima consiste nella determinazione della curva di prestazione, che descrive l'evoluzione della risposta strutturale all'aumentare dell'intensità dell'evento sismico. Ciò si ottiene attraverso un'analisi statica incrementale, nella quale l'intensità delle forze orizzontali agenti sulla struttura viene incrementata monotonamente fino al raggiungimento di un assegnato stato limite. La seconda fase consiste nell'individuare sulla curva di prestazione il punto corrispondente alla risposta inelastica del telaio conseguente al PGA assegnato. Ciò è fatto attraverso lo studio di un sistema ad un solo grado di libertà (SDOF, Single Degree of Freedom system) equivalente alla struttura reale a più gradi di libertà (MDOF, Multi Degree of Freedom system).

Se si usa il metodo dello spettro di capacità, tale sistema è elastico e caratterizzato da uno smorzamento fittizio, superiore a quello effettivo della struttura per tener

conto dell'energia dissipata per isteresi; si tratta invece di un sistema inelastico quando si impiega il metodo N2.

3.1.1 Il metodo N2

Il nome del metodo sintetizza i suoi due aspetti peculiari. La sigla N2 indica che il metodo è non lineare (N) ed utilizza “2” modelli di calcolo della struttura (il modello MDOF e quello SDOF). Le operazioni che si eseguono nell'applicazione del metodo N2 possono essere articolate nei passi di seguito descritti.

a) Determinazione della curva di capacità del sistema SDOF equivalente

- Determinazione della curva di prestazione del sistema MDOF

La “curva di prestazione” rappresenta la relazione tra taglio alla base V_b e spostamento all'ultimo piano D , determinata eseguendo un'analisi statica incrementale. La distribuzione delle forze F_i utilizzata nell'analisi è ottenuta moltiplicando un profilo di spostamenti Φ per le masse di piano m_i

$$F_i = m_i \cdot \Phi_i$$

Equazione 3-1

Quando la risposta sismica dell'edificio è ben approssimata dal primo modo di vibrare, il vettore Φ potrà coincidere con la deformata di tale modo.

- Bilinearizzazione della curva di prestazione della struttura

La curva di prestazione viene trasformata in un legame elastico-perfettamente plastico, caratterizzato da una resistenza $V_{b,y}$ ed uno spostamento di snervamento D_y attraverso relazioni di equivalenza.

- Passaggio da una curva di prestazione del sistema MDOF alla curva di capacità del sistema SDOF equivalente. Assumendo che si deformi secondo la forma Φ l'edificio si assimila ad un oscillatore semplice con massa m^* pari a

$$m^* = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i}{\Phi_n}$$

Equazione 3-2

e con rigidezza pari al rapporto tra taglio alla base e spostamento all'ultimo piano. Con riferimento al legame bilineare innanzi trovato, la rigidezza del tratto elastico K_s è pari al rapporto $V_{b,y}/D_y$. Il periodo T^* corrispondente è dunque

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y}{V_{b,y}}}$$

Equazione 3-3

Si ricorda inoltre che il taglio alla base dovuto alle forze modali corrispondenti alla forma Φ vale

$$V_b = m^* \Phi_n \Gamma S_{ae}(T)$$

Equazione 3-4

ed il conseguente spostamento dell'ultimo piano vale

$$D = \Phi_n \Gamma S_{de}(T)$$

Equazione 3-5

dove S_{ae} è la pseudo-accelerazione spettrale, S_{de} è lo spostamento spettrale, Γ è il fattore di partecipazione modale

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

Equazione 3-6

Si trasforma quindi la curva di prestazione del sistema MDOF nella “ curva di capacità “ del sistema SDOF equivalente, che mette in relazione F^* e spostamenti D^*

$$F^* = \frac{V_b}{\Phi_n \Gamma}$$

Equazione 3-7

$$D^* = \frac{D}{\Phi_n \Gamma}$$

Equazione 3-8

b) Determinazione della domanda di spostamento del sistema SDOF

La determinazione della risposta sismica del sistema SDOF è agevole quando il suo periodo è superiore a T_c . In tal caso si assume che lo

spostamento del sistema sia pari a quello del sistema elastico di eguale periodo; pertanto D^* potrà essere desunto direttamente dallo spettro di risposta elastico. Nei casi in cui il periodo T^* risulta inferiore a T_c , invece lo spostamento D^* è maggiore dello spostamento spettrale elastico S_{de} e può essere determinato amplificando quest'ultimo in funzione del fattore di riduzione delle forze sismiche R_μ che è il rapporto tra la forza che il sistema SDOF subirebbe se rimanesse elastico e quella di plasticizzazione. In virtù di quanto detto, poichè i codici forniscono lo spettro in termini pseudo-accellerazione spettrale, calcolato il valore di S_{ae} , si determina D^* con le seguenti relazioni:

$$D^* = S_{de} = \frac{T^{*2}}{4\pi^2} S_{ae} \quad \text{se } T^* \geq T_c$$

Equazione 3-9

$$D^* = S_{de} \frac{1}{R_\mu} \cdot \left[1 + (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \quad \text{se } T^* \leq T_c$$

Equazione 3-10

c) Determinazione della risposta sismica del sistema MDOF

Nell'ultimo passo del procedimento, invertendo la relazione di trasformazione (3.8) si determina lo spostamento massimo D registrato all'ultimo piano del sistema MDOF:

$$D = \Phi_n \Gamma D^*$$

Equazione 3-11

Pertanto la risposta sismica completa, in termini di sollecitazioni, spostamenti e deformazioni plastiche è determinata come risultato fornito dall'analisi statica incrementale in corrispondenza di uno spostamento all'ultimo piano dell'edificio pari a D , o più precisamente come massimo registrato durante tutto il processo di carico, da 0 a D .

3.1.2 Curve di capacità

In base a quanto esposto in precedenza, il risultato più immediato di un'analisi di pushover è la definizione della curva di capacità (o curva di pushover) della struttura ossia della curva forza-spostamento espressa, solitamente, in termini di taglio alla base (V_b) e spostamento di sommità (D_t) (figura 3.1) che rappresenta appunto la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

$$F = K (D) \text{ oppure } V_b = K(D_t)$$

Equazione 3-12

$$D = K^{-1}(F) \text{ oppure } D_t = K^{-1}(V_b)$$

Equazione 3-13

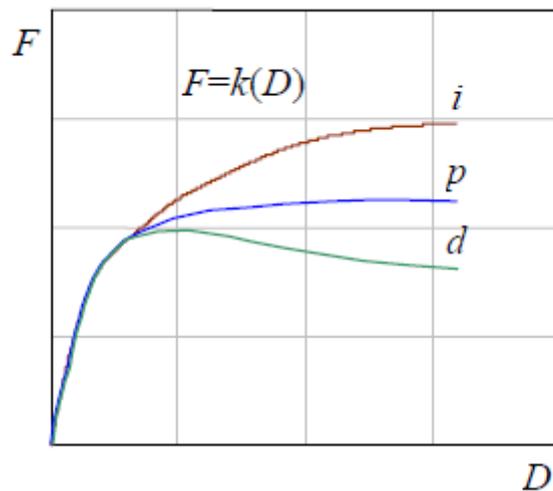


Figura 3-1: Curve di capacità rappresentative di tre comportamenti emblematici caratterizzati da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).

Nel caso più complesso, ma di maggiore interesse, di sistemi MDOF la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, corrispondente al comportamento lineare della struttura, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare.

La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti.

La curva di capacità definisce la capacità della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica e quindi descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente; in altre parole è una sorta di legame costitutivo semplificato della struttura.

Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento il comportamento del sistema MDOF viene così ricondotto a quello di un sistema SDOF che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva di capacità è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema MDOF.

Quando un terremoto induce uno spostamento laterale sulla struttura la sua risposta è rappresentata da un punto su tale curva e, poichè la deformazione di tutti i suoi componenti è correlata allo spostamento globale della struttura stessa, ogni punto di questa curva definisce anche uno specifico stato di danno strutturale.

Quando si intende analizzare la risposta di strutture reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, e quindi la sua curva di capacità, adottando approssimazioni bilineari o trilineari come mostrato in figura (3.2)

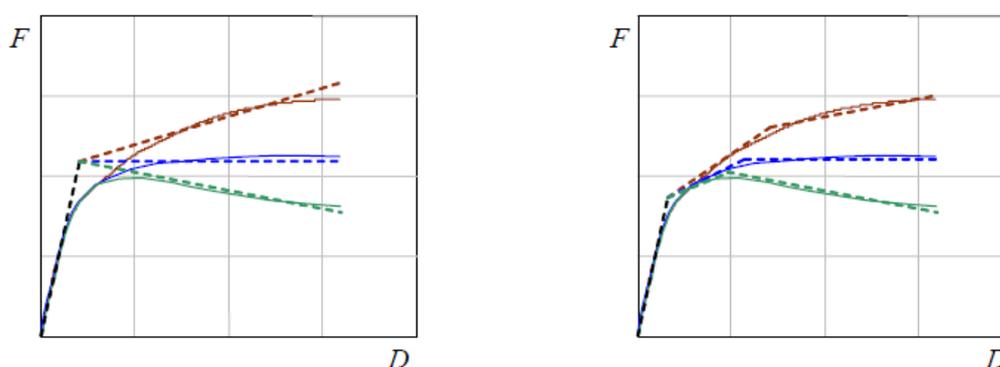


Figura 3-2: Linearizzazioni bilineari e trilineari della curva di capacità

3.1.3 Limiti e applicazioni dell'analisi pushover

L'analisi pushover è ormai presente, come opzione suggerita, nelle normative più recenti: le NTC 2008 ma anche gli eurocodici, le FEMA 273 e ATC 40 americane.

In ragione della sua limitata diffusione, della mancanza di adeguata sperimentazione e, come verrà esposto in seguito, di alcuni aspetti deboli nell'approccio dovrebbe essere utilizzata con cautela e, se possibile, come supporto e non alternativa all'analisi dinamica lineare.

Questa tipologia di analisi non lineare, in quanto basata su correlazioni almeno parzialmente euristiche, relative alla forma della spinta ed, ancora di più, alla definizione dell'oscillatore elastico equivalente, presenta elementi di incertezza. Tuttavia l'aspetto chiave del metodo è quello di mettere in gioco la duttilità della struttura come parametro significativo, senza dover introdurre il fattore di struttura

e allo stesso tempo evidenza possibili modi locali di tipo fragile, generalmente ad alto rischio per la struttura.

Inoltre l'analisi pushover rappresenta un utile strumento con cui accompagnare l'analisi modale, in quanto agevola il confronto fra soluzioni progettuali diverse e fornisce indicazioni sui possibili miglioramenti della sicurezza della struttura ottenibili attraverso un rafforzamento locale degli elementi più critici.

L'uso combinato dell'analisi modale e pushover risulta particolarmente efficace in quanto si completano a vicenda: la prima descrive in dettaglio la risposta in sollecitazioni della struttura, la seconda ne mette meglio in conto la capacità di spostamento.

Dunque l'analisi pushover rappresenta un buon compromesso tra semplicità di analisi e affidabilità dei risultati specie in casi di forte impegno anelastico. Utilizzando modellazioni appropriate, i risultati della simulazione statica sono appropriati e comunque capaci di evidenziare con chiarezza l'eventuale presenza di meccanismi deformativi quasi fragili.

4. Comportamento e parametri delle sezioni in c.a.

4.1. Premessa

La sopravvivenza delle strutture in cemento armato sottoposte ad azioni eccezionali non può essere affidata alla sola resistenza, per problemi di costi, si deve invece prevedere la fuoriuscita della struttura dal campo elastico con deformazioni plastiche anche rilevanti, senza tuttavia che essa pervenga al collasso. E' necessario pertanto che le strutture posseggano una adeguata duttilità.

A livello del materiale, la duttilità si valuta sui legami costitutivi. Infatti assegnato un certo stato tensionale nel punto, l'area al di sotto del diagramma $\sigma - \varepsilon$ rappresenta l'energia per unità di volume che il materiale ha immagazzinato.

Allo scarico da tale punto solo una parte dell'energia viene restituita, se venisse restituita tutta si tratterebbe di un materiale elastico, l'aliquota che non viene restituita è stata dissipata plasticamente e serve a salvaguardare l'intera struttura senza pervenire al collasso; di conseguenza il materiale presenta deformazioni permanenti allo scarico.

4.2. Duttilità dei materiali e curvatura della sezione

La duttilità μ si definisce come il rapporto fra la deformazione ultima e la deformazione di snervamento, fornendo così un valore maggiore dell'unità.

In riferimento all'acciaio B450c si ha una deformazione ultima ε_{ud}

$$\varepsilon_{ud} = 6.75\%$$

Equazione 4-1

mentre l'allungamento allo snervamento ε_{ud}

$$\varepsilon_{ud} = 1.86\text{‰}$$

Equazione 4-2

infine la duttilità si determina come segue:

$$\mu = \frac{6.75\text{‰}}{1.86\text{‰}} = 36.6$$

Equazione 4-3

In riferimento al calcestruzzo e alla sua legge parabola-rettangolo si calcolano rispettivamente deformazione ultima, allungamento allo snervamento e duttilità come segue:

$$\varepsilon_{cu} = 3.5\text{‰}$$

Equazione 4-4

$$\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

Equazione 4-5

$$\mu = \frac{3.5\text{‰}}{2\text{‰}} = 1.8$$

Equazione 4-6

dunque l'acciaio è enormemente più duttile del calcestruzzo.

Se dal materiale si passa poi alla sezione il comportamento strutturale è definito dal diagramma momento-curvatura. In particolare modo ad ogni momento applicato M con sforzo normale nullo (flessione semplice) o sforzo normale costante (

pressoflessione) corrisponde una curvatura $1/r$ della sezione; il grafico di tutte le coppie $(M; \frac{1}{r})$ è definito come il diagramma momento-curvatura.

L'area al di sotto del diagramma momento-curvatura, fissato in un certo punto della curva rappresenta l'energia per unità di lunghezza che l'elemento strutturale ha immagazzinato; si potrebbe dire che rappresenti l'energia della sezione. Se si volesse passare dall'energia immagazzinata nella sezione a quella dell'intero elemento si dovrebbe integrare il diagramma momento-curvatura sull'intera lunghezza dell'elemento. Tale integrazione definisce una rotazione che rappresenta la rotazione complessiva, in parte elastica e in parte plastica, dell'elemento non lineare. La valutazione di tali rotazioni, ed in particolare quella plastica, è argomento di estrema importanza per le costruzioni in zona sismica.

Esistono diverse formulazioni che ne consentono la valutazione, dal punto di vista applicativo e normativo si usano formulazioni semplificate che in genere si basano sulla definizione di “lunghezza della cerniera plastica”.

La curvatura di una sezione inflessa o pressoinflessa è immediatamente riconducibile al diagramma delle deformazioni assiali. Infatti nella sola ipotesi della conservazione delle sezioni piane, considerando un concio elementare si ottiene quanto rappresentato in figura (Figura 4.1).

Le facce opposte del concio ruotano attorno al punto C e la distanza tra C e l'asse neutro è proprio il raggio di curvatura della sezione, mentre il suo inverso è la curvatura della sezione.

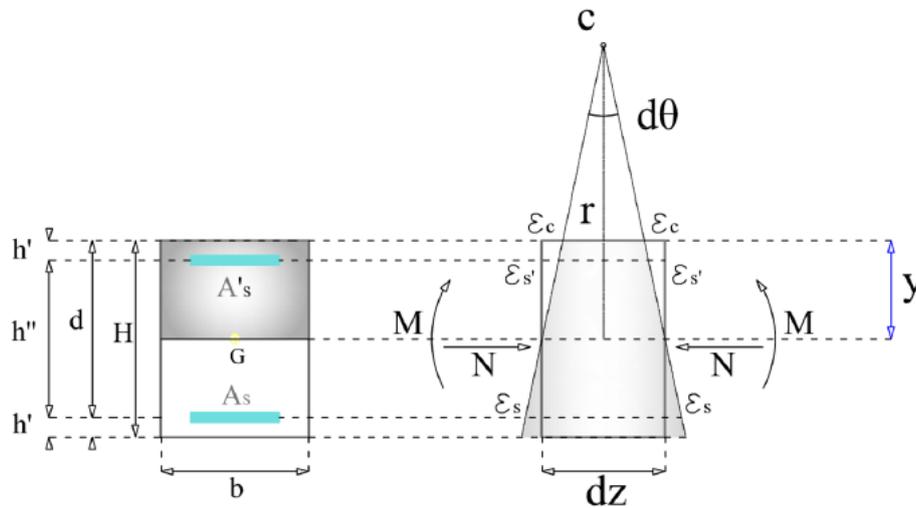


Figura 4-1: Curvatura di una sezione pressoinflessa.

Se si assume dz la lunghezza infinitesima del concio pari a 2, è lecito confondere deformazioni e allungamenti. Dalla similitudine dei triangoli che la sezione deformata crea si ottiene immediatamente che:

$$\frac{\Delta z}{2} : \epsilon_c = r : y$$

Equazione 4-7

Essendo per ipotesi $\frac{\Delta z}{z} = 1$ si riscrive:

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_c}{y} = \frac{\epsilon_s}{d - y} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d}$$

Equazione 4-8

Il raggio di curvatura r si definisce anche retta delle deformazioni.

In pratica la curvatura della sezione rappresenta la pendenza del diagramma delle deformazioni della sezione.

Per esempio in condizioni ultime la crisi della sezione avverrà sicuramente a causa del raggiungimento della deformazione ultima nel calcestruzzo compresso, in quanto la capacità di deformazione dell'acciaio è molto elevata e pertanto non può essere raggiunta prima di quella del calcestruzzo.

4.3. Sezione pressoinflessa e determinazione del diagramma momento-curvatura

Si supponga di lavorare con una sezione generica simmetrica rispetto all'asse y (verticale) soggetta a pressoflessione retta (Figura 4.2).

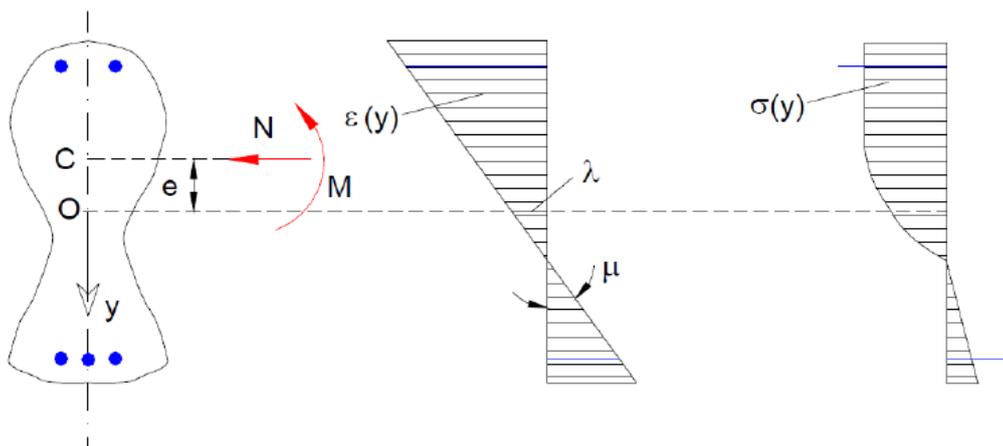


Figura 4-2: Sezione pressoinflessa soggetta a momento M e sforzo normale N

Si impongono su questa sezione le sollecitazioni esterne di sforzo normale N (applicato nel punto C) e di momento flettente in equilibrio con quelle interne. Tale sezione, per resistere alle sollecitazioni agenti, deve soddisfare le condizioni di equilibrio, congruenza e legame costitutivo.

a. Equilibrio:

$$N = \int \sigma dA$$

Equazione 4-9

$$N \cdot e + M = \int \sigma \cdot y dA$$

Equazione 4-10

b. Congruenza:

$$\varepsilon = \lambda + \mu y$$

Equazione 4-11

in cui μ è la curvatura, che rappresenta la pendenza della retta e λ è il valore di deformazione che si ha con $y = 0$.

c. Legame costitutivo

Si ipotizza un comportamento elastico lineare attraverso la legge di Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Equazione 4-12

dove si hanno i valori di E_s per l'acciaio ed E_c per il calcestruzzo.

Date le equazioni sopra scritte si sostituisce l'equazione (4.11) nella (4.12) e si ha

$$\sigma = E \cdot (\lambda + \mu y)$$

Equazione 4-13

Si sostituisce nella (4.9) e (4.10)

$$N = \int E \cdot (\lambda + \mu y) dA$$

Equazione 4-14

$$N \cdot e + M = \int E \cdot (\lambda + \mu y)y dA$$

Equazione 4-15

Sviluppando gli integrali si ottiene:

$$N = \int E \cdot \lambda dA + \int E \cdot \mu y dA$$

Equazione 4-16

$$N \cdot e + M = \int E \cdot \lambda y dA + \int E \cdot \mu y^2 dA$$

Equazione 4-17

Moltiplicando e dividendo per il modulo elastico del calcestruzzo si ottiene:

$$N = E_c \lambda \int \frac{E}{E_c} dA + E_c \mu \int \frac{E}{E_c} y dA$$

Equazione 4-18

$$N \cdot e + M = E_c \lambda \int \frac{E}{E_c} \cdot y dA + E_c \mu \int \frac{E}{E_c} y^2 dA$$

Equazione 4-19

Sapendo che:

$$A_0 = \int \frac{E}{E_c} dA$$

Equazione 4-20

$$S_0 = \int \frac{E}{E_c} y dA$$

Equazione 4-21

$$I_0 = \int \frac{E}{E_c} y^2 dA$$

Equazione 4-22

sono rispettivamente l'Area omogeneizzata, il Momento statico della sezione omogeneizzata e il Momento d'inerzia.

Tali valori dipendono dalle caratteristiche geometriche della sezione e dal coefficiente di omogeneizzazione

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Equazione 4-23

Si ottengono così le equazioni di una trave soggetta a momento flettente e sforzo normale:

$$N = E_c (\lambda A_0 + \mu S_0)$$

Equazione 4-24

$$N \cdot e + M = E_c (\lambda S_0 + \mu I_0)$$

Equazione 4-25

Le equazioni (4.24) e (4.25) sono 2 equazioni in due incognite: fissata la geometria della sezione e quindi i valori di A_0 , S_0 , I_0 , ed n , dati i valori di λ e μ , si possono ricavare i valori di sforzo normale e di momento flettente che la sezione è in grado di sopportare.

4.4. Relazioni momento curvatura

Il comportamento di una sezione si può riassumere dunque con il diagramma momento-curvatura (M- μ -N) di una sezione. Tale legame si ottiene per punti:

- 1) Dato N e i valori di A_0 , S_0 , I_0 , ed N
- 2) Si impone un valore di μ
- 3) Dalla equazione (4.24) si ricava il valore di λ
- 4) Dalla equazione (4.25) si ricava il valore di M

Si otterranno quindi diversi valori di M e di μ in funzione del valore di N come mostrato in (Figura 4.3):

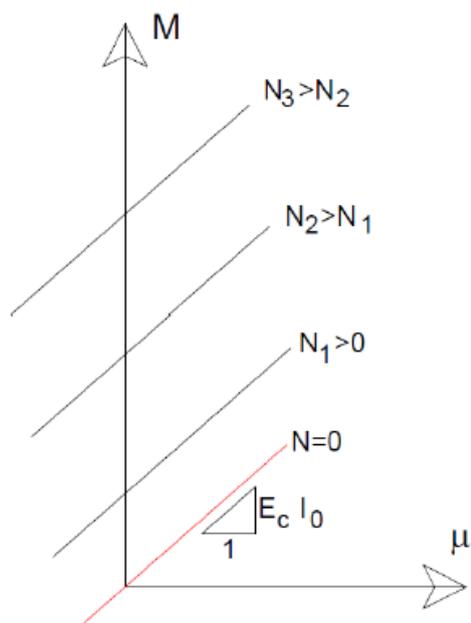


Figura 4-3: Relazione momento- curvatura al variare di N

dove E_c , I_0 , rappresenta la rigidezza flessionale della sezione.

Tuttavia dalle sperimentazioni di laboratorio risulta che il legame costitutivo non è di tipo lineare, viene dunque a crollare l'ipotesi posta all'inizio e dunque risulta necessario determinare un nuovo legame costitutivo.

Il legame momento-curvatura reale è quello riportato in (Figura 4.4)

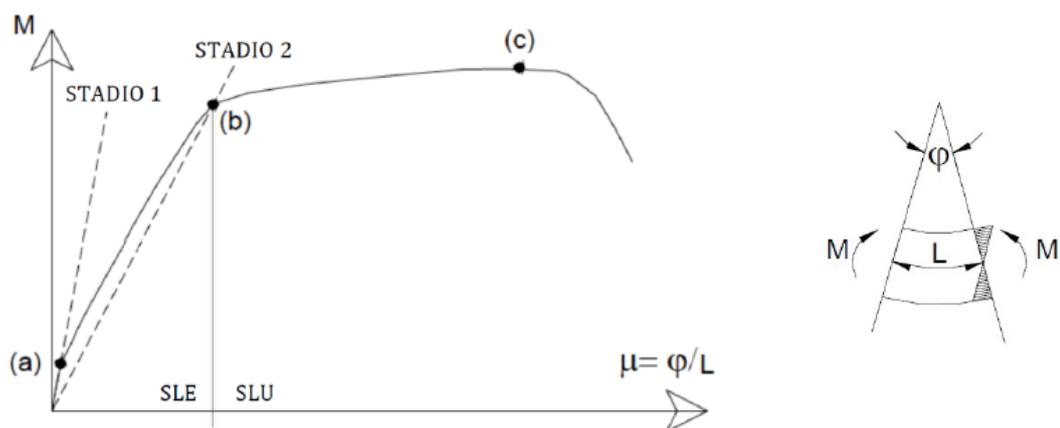


Figura 4-4: Diagramma momento-curvatura di una sezione reale di trave.

Lo STADIO 1 si riferisce alla sezione interamente reagente: dall'origine del diagramma al punto (a) il grafico segue l'andamento dello stadio 1, detto anche elastico-lineare, dove la trave inizia a fessurarsi e perde la resistenza a trazione, quindi diminuisce l'area della sezione reagente e di conseguenza anche il momento d'inerzia I_0 , ma la sezione considerata può essere definita come interamente reagente.

Lo STADIO 2 si riferisce invece alla sezione parzializzata: oltre il punto (a) si formano ulteriori fessure e la sezione del calcestruzzo reagente diminuisce. In (b) si ha la massima fessurazione e inizia lo snervamento delle armature. In (c) invece si hanno fessure aperte e parte del calcestruzzo in zona compressa.

Dal punto (a) al punto (b) la risposta sta fra entrambi gli stadi definiti in precedenza e fino a questo punto si parla di stato limite di esercizio.

Dal punto (b) al punto (c) invece si ha lo stato limite ultimo della trave ed è in questo tratto che si ha lo snervamento delle armature della sezione.

Dal punto (c) si ha la rottura ed esplosione del calcestruzzo.

Il diagramma (M- μ) reale non ha quindi un andamento lineare ma segue un andamento quantomeno trilineare muovendosi tra gli stadi 1 e 2 definendo dunque gli stati limite di esercizio ed ultimo. Gli stati limite diventano fondamentali in fase di progettazione delle armature e di verifica di resistenza della sezione soggetta a delle sollecitazioni esterne per effetto dei carichi applicati. Diventa dunque necessario ridefinire il legame costitutivo dei materiali, rispettando sempre le condizioni di equilibrio e congruenza.

4.5. Legami costitutivi dei materiali

4.5.1 Legame σ - ε del calcestruzzo

Il legame costitutivo è di tipo parabola-rettangolo, è in sola compressione in quanto il calcestruzzo è poco resistente a trazione (Figura 4.5)

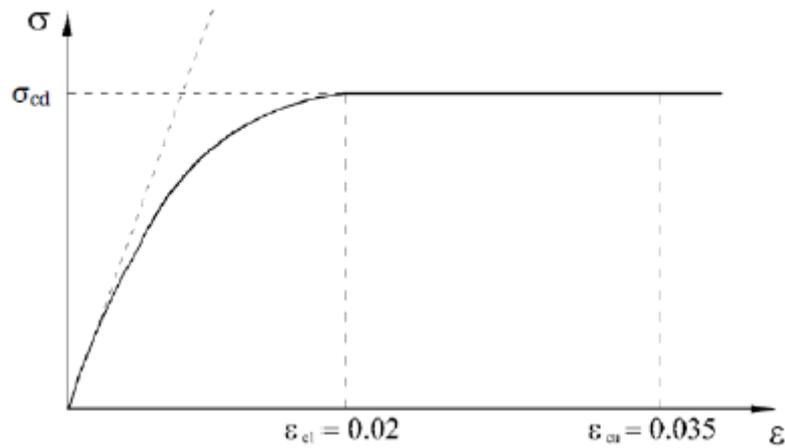


Figura 4-5: Legame costitutivo del calcestruzzo (parabola-rettangolo)

4.5.2 Legame costitutivo dell'acciaio

Il legame costitutivo dell'acciaio è di tipo trilineare ma si semplifica in bilineare imponendo $f_{yd} = f_{ud}$ (Figura 4.6):

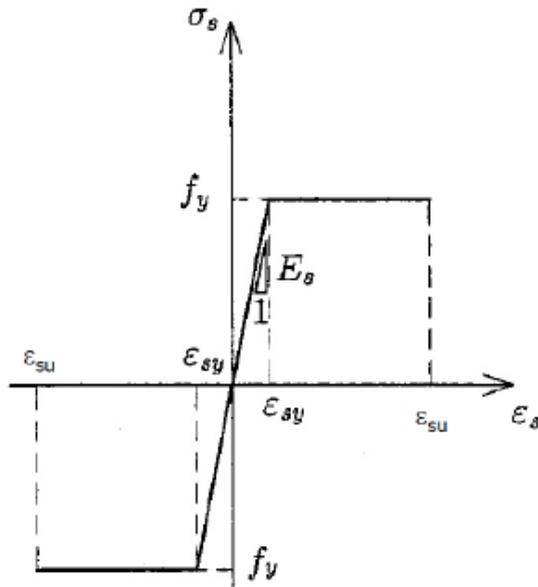


Figura 4-6: Legame costitutivo dell'acciaio

L'acciaio ha una relazione bilineare sia in trazione che in compressione, è infatti iso-resistente per entrambe le sollecitazioni. In questo caso le tensioni di trazione vengono considerate positive (a differenza del calcestruzzo) mentre quelle di compressione sono negative questo perchè l'acciaio è un materiale che in una generica sezione di c.a. ricopre il ruolo di assorbimento delle tensioni di trazione.

4.5.3 Legame costitutivo non lineare e procedura numerica

Le leggi sopra citate per il calcestruzzo e per l'acciaio non sono lineari-elastiche quindi è necessario ricalcolarle. Sostituendo quindi l'equazione (4.11) e nelle equazioni (4.9) e (4.10) si ottiene un nuovo sistema di equazioni generale non lineare e non disaccoppiabile:

$$N = \int \sigma (\lambda; \mu; \sigma - \varepsilon) dA$$

Equazione 4-26

$$N \cdot e + M = \int \sigma (\lambda; \mu; \sigma - \varepsilon) \cdot y dA$$

Equazione 4-27

Il legame momento-curvatura per un dato sforzo normale si ottiene a partire dalle equazioni (4.26) e (4.27) secondo una procedura numerica:

- Note la forma della sezione, la posizione delle armature, le caratteristiche dei materiali e la forza assiale N_{sd} ;
- Si assegna una curvatura μ ;
- La configurazione deformata è completamente nota una volta nota λ in corrispondenza del baricentro:

$$\varepsilon (y) = \lambda + \mu y$$

Equazione 4-28

- Il valore di λ può essere individuato imponendo l'uguaglianza tra sforzo normale interno e sforzo normale sollecitante:

$$N_{sd} = \int \sigma (y) dA$$

Equazione 4-29

La determinazione di λ avviene per via iterativa ricercando la soluzione dalla relazione appena citata: il procedimento si interrompe quando lo sforzo normale relativo a λ risulta minore rispetto ad una frazione prefissata e sufficientemente piccola (0,001 N_{sd}). In caso contrario non esiste soluzione per tale curvatura.

- Noto il valore di λ può essere valutato il momento interno M_R relativo allo sforzo normale sollecitante e alla curvatura assegnata:

$$M_R = \int \sigma(y) \cdot y dA$$

Equazione 4-30

- Facendo variare la curvatura nel campo di interesse si ricava il diagramma momento-curvatura;
- L'ultimo punto corrisponde al momento flettente resistente della sezione M_R per il valore assegnato N_{sd} .

4.6. Programma di calcolo

E' possibile utilizzare un programma di calcolo per sezioni simmetriche rispetto a y . Per prima cosa ciascuna sezione viene suddivisa in rettangoli, successivamente si considerano m strisce di armatura (simmetriche rispetto a y).

Un dato valore di sforzo normale N è assunto con valore negativo se di compressione ed è applicato ad $H/2$; μ e M sono invece positivi se in senso orario. Per ciò che concerne λ è riferito ad $H/2$.

Quindi dato λ è possibile calcolare M e N tramite la risoluzione delle equazioni (4.29) e (4.30).

Si divide dunque la sezione in strisce con base b_i , altezza h_i e posizione ξ_i . La deformazione e la tensione sono rispettivamente:

$$\varepsilon_i = \lambda + \mu \xi_i$$

Equazione 4-31

$$\sigma_i = \sigma(\varepsilon_i)$$

Equazione 4-32

dove σ deriva dal legame costitutivo del calcestruzzo.

Ipotizzando un numero di strisce P si ha:

$$N = \int \sigma(y) dA = \sum_{i=1}^P \sigma_i \cdot b_i \cdot h_i$$

Equazione 4-33

$$N = N + \sum_{j=1}^n A_{sj} \cdot \sigma_{sj}$$

Equazione 4-34

$$M = \int \sigma \xi dA = \sum_{i=1}^P \sigma_i \cdot \xi_i \cdot b_i \cdot h_i$$

Equazione 4-35

$$M = M + \sum_{j=1}^m A_{sj} \cdot \sigma_{sj} \cdot \xi_i$$

Equazione 4-36

Dati N e μ si ipotizza λ e attraverso una routine di risposta ottengo N_R e M_R . Qualora N_R è diverso da N cambio il valore di λ e si riparte dalla routine di risposta. Le relazioni che si usano in questa procedura sono:

$$|N - N_R| < \frac{\text{tolleranza}}{\text{zero}}$$

Equazione 4-37

$$N_{max} = f_c \cdot A_{cls}$$

Equazione 4-38

$$\text{tolleranza} = \frac{1}{1000} \cdot N_{max}$$

Equazione 4-39

$$f(\lambda) = N - N_R$$

Equazione 4-40

Infine si cerca λ tale che $f(\lambda) = 0$

Il nuovo λ_n sarà:

$$\lambda_n = \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{n}$$

Equazione 4-41

La funzione $f(\lambda)$ è una funzione non lineare e varia come mostrato in Figura 4.7

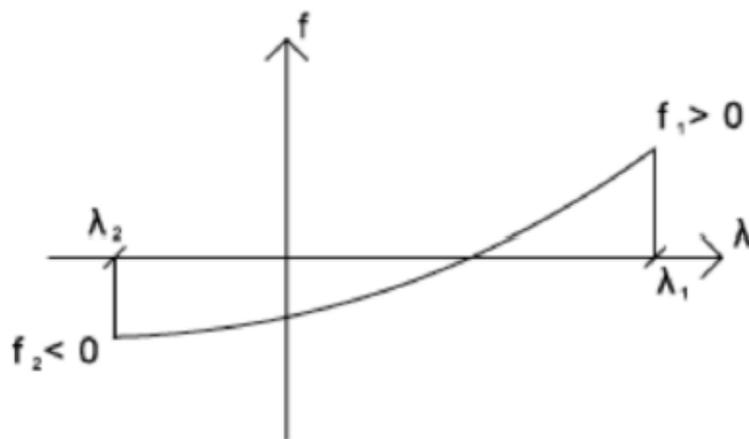


Figura 4-7: Andamento della funzione f che dipende da λ

Se $f(\lambda_n) > 0$ si avrà che $\lambda_n = \lambda_1$ e di conseguenza $f(\lambda_n) = f_1$

Se $f(\lambda_n) < 0$ si avrà che $\lambda_n = \lambda_2$ e di conseguenza $f(\lambda_n) = f_2$

E si definisce quindi un nuovo intervallo dividendo di volta in volta l'intervallo fino ad arrivare a $|N - N_R| < \text{tolleranza}$.

4.7. Calcolo del diagramma momento curvatura per effetto della corrosione da cloruri.

A causa della corrosione delle barre di armatura, sono state introdotte delle modifiche alle leggi mostrate nel paragrafo precedente; in particolar modo vengono introdotte delle nuove variabili e viene ridefinito il foglio di input per tener conto della riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo, della diminuzione della sezione media delle armature e della modifica del legame costitutivo dell'acciaio.

4.7.1 Modifica dei dati di input

Questa fase è uguale sia per la sezione relativa all'elemento trave che per quella del pilastro. Nel primo foglio (dati di input) ai dati relativi alla geometria iniziale è stata aggiunta una cella di input per impostare lo spessore del copriferro c ed è stato

ridefinito l'inserimento delle aree di armatura impostando come input il numero e il diametro delle barre.

La riduzione della sezione di armatura è introdotta per mezzo del parametro X , penetrazione dell'attacco corrosivo; dopo aver individuato per ogni striscia di armatura un diametro medio Φ_m , l'area di ogni striscia viene ricalcolata considerando X quindi considerando il diametro ridotto Φ .

Altri parametri usati sono b_0 che è pari alla base della sezione nel caso di sezioni di travi e dei lembi superiori e inferiori della sezione di un pilastro, mentre è posto pari all'altezza della sezione quando si considera la zona del copriferro laterale compressa nel pilastro; infine gli altri parametri usati sono i coefficienti empirici di corrosione.

4.7.2 Modifica dei dati di input per via del confinamento

Oltre alla corrosione e alle caratteristiche sezionali, i dati di input dell'algoritmo sono stati modificati per tener conto del confinamento del calcestruzzo.

Il confinamento del calcestruzzo è normalmente generato da staffe chiuse e legature interne che possono raggiungere la tensione di snervamento a causa della dilatazione laterale del calcestruzzo stesso a cui tendono ad opporsi. Il confinamento consente al calcestruzzo di raggiungere tensioni e deformazioni più elevate di quelle proprie del calcestruzzo non confinato. Le altre caratteristiche meccaniche si possono considerare inalterate.

Per tener conto di questo aspetto è possibile utilizzare la relazione tensione-deformazione rappresentata in Figura 4.8 in cui la resistenza caratteristica e le deformazioni del calcestruzzo confinato sono valutate secondo le relazioni seguenti estratte dalle NTC2018:

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1.0 + 5.0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ per } \sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$$

Equazione 4-42

$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1.125 + 2.5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ per } \sigma_2 \geq 0.05 f_{ck}$$

Equazione 4-43

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{ck,c}/f_{ck})^2$$

Equazione 4-44

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2 \cdot \sigma_2/f_{ck}$$

Equazione 4-45

$$f_{cd,c} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck,c}/\gamma_c$$

Equazione 4-46

essendo σ_2 la pressione laterale efficace di confinamento allo SLV mentre ε_{c2} ed ε_{cu} sono le deformazioni valutate con le equazioni 4.44 e 4.45

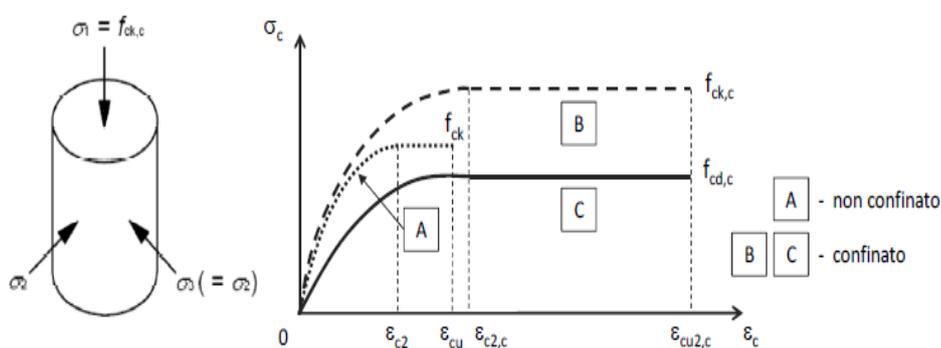


Figura 4-8: Modello σ - ε per il calcestruzzo confinato.

La pressione efficace di confinamento σ_2 può essere determinata attraverso la seguente relazione:

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_1$$

Equazione 4-47

dove α è un coefficiente di efficienza (≤ 1), definito come rapporto tra il volume $V_{c,eff}$ di calcestruzzo efficacemente confinato ed il volume V_c dell'elemento di calcestruzzo, depurato da quello delle armature longitudinali e σ_1 è la pressione di confinamento esercitata dalle armature trasversali.

La pressione laterale può essere valutata, per ogni direzione principale della sezione, direttamente da considerazioni di equilibrio sul nucleo confinato, in corrispondenza della tensione di snervamento dell'armatura trasversale.

Nel caso di sezioni rettangolari, per le due direzioni principali della sezione x e y valgono le relazioni:

$$\sigma_{1,x} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{b_y \cdot s}$$

Equazione 4-48

$$\sigma_{1,y} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{b_x \cdot s}$$

Equazione 4-49

dove $A_{st,x}$ e $A_{st,y}$ sono il quantitativo totale (aree delle sezioni) di armatura trasversale in direzione parallela, rispettivamente, alle direzioni principali x e y , b_x e b_y sono le dimensioni del nucleo confinato nelle direzioni corrispondenti (con riferimento alla linea media delle staffe), s è il passo delle staffe, $f_{yk,st}$ è la tensione caratteristica dell'acciaio delle staffe .

La tensione laterale equivalente può essere determinata dunque attraverso la relazione:

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma_{1,x} \cdot \sigma_{1,y}}$$

Equazione 4-50

Il coefficiente di efficienza α può essere valutato come prodotto di un termine relativo alla disposizione delle armature trasversali nel piano della sezione e di un termine relativo al passo delle staffe, attraverso la relazione:

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

Equazione 4-51

Nel caso di sezioni rettangolari:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_x \cdot b_y)$$

Equazione 4-52

$$\alpha_s = [1 - s / (2 * b_x)] \cdot [1 - s / (2 * b_y)]$$

Equazione 4-53

dove n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature, b_i è la distanza tra barre consecutive contenute. Di seguito si riporta un esempio di come sono stati modificati i parametri di input per via del confinamento nelle sezioni di travi e pilastri.

Calcestruzzo C25/30	
Cls non confinato	
ϵ_{c2}	0.002
ϵ_{cu}	0.0035
Rck [Mpa]	30
fck [MPa]	24.9
α_{cc}	0.85
γ_c	1.5
fcd [Mpa]	14.11

Tabella 4-1: Valori iniziali caratteristici di un cls C25/30

Calcestruzzo C25/30	
Cls confinato	
σ_2 [Mpa]	0.309
fck,c [Mpa]	26.445
$\epsilon_{c2,c}$	0.002
$\epsilon_{cu2,c}$	0.006
fcd,c [Mpa]	14.986
α	0.245
α_n	0.297
α_s	0.825
Ast,x [mm ²]	100.531
Ast,y [mm ²]	100.531
by [mm]	560.000
bx [mm]	360.000
s [mm]	80.000
$\sigma_{1,x}$ [Mpa]	1.010
$\sigma_{1,y}$ [Mpa]	1.571
Σb_i^2 [cm ²]	8500.000

Tabella 4-2: Valori modificati del calcestruzzo per via del confinamento.

Nella valutazione della capacità della sezione il contributo del copriferro non è stato considerato nelle zone esterne al nucleo confinato in cui la deformazione massima supera la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato come prescritto da normativa.

4.7.3 Modifica dell'iter di calcolo

Lo script si articola in cinque moduli, dei quali il primo (Modulo 1) è relativo al foglio di input (già illustrato nel paragrafo precedente), dunque si passa ad analizzare le modifiche effettuate nei restanti moduli:

➤ Modulo 2

In questo modulo è presente la definizione del numero di strisce (N_{stri}), il valore di quest'ultimo nel programma iniziale era stato fissato arbitrariamente pari a 100 esso è stato modificato al fine di poter individuare univocamente le strisce della zona del copriferro, per praticità di calcolo è stato posto pari all'altezza della sezione; si è passati quindi alla ridefinizione della posizione delle strisce $y(i)$, della loro altezza $hstri(i)$ e della base $bstri(i)$. Nel presente modulo vengono inoltre definiti i range di variabilità della curvatura, nominata μ nel foglio di lavoro e anche la deformazione in corrispondenza del baricentro λ ; queste definizioni sono rimaste invariate rispetto al file originale e sono state calcolate in riferimento alle deformazioni limite del calcestruzzo.

➤ Modulo 3

Nel modulo 3 vengono introdotte le funzioni relative al calcolo delle tensioni nel calcestruzzo in funzione della deformazione infatti viene introdotta la nuova variabile f_{cm}^* (nominata f_{ccor}) che è funzione dei dati di input (f_c , X , e b_0) e conseguentemente viene definita una nuova σ del calcestruzzo; in realtà in questo foglio vengono definite una o più f_{ccor} e $sigclscor$ per poter tener conto dei diversi valori di f_{cm}^* che devono essere considerati; in riferimento al caso della sezione di un pilastro si avranno infatti due nuove funzioni per poter considerare anche il cracking laterale mentre nel caso della trave il valore di f_{cm}^* varia poiché generalmente essa non è armata simmetricamente.

➤ Modulo 4

In questo modulo viene inserita la nuova legge bilatera in trazione e in compressione per l'acciaio definendo i parametri f_{ym}^* , f_{um}^* , ϵ_u^* , ϵ_y^* funzioni della tipologia di corrosione e del Q_{corr} ; quest'ultimo parametro rappresenta la

diminuzione di sezione media ed è quindi correlato anche esso alla X . Definite tutte queste funzioni viene introdotta la σ dell'acciaio ridotta in funzione della deformazione.

➤ Modulo 5

In questo ultimo modulo si esegue infine la routine di calcolo per lo sforzo normale e il momento noti λ e μ . In questa ultima parte sono state fatte delle modifiche per differenziare la trave dai pilastri.

SEZIONE DELLA TRAVE

Nel caso di una sezione appartenente alla trave (Figura 4.8) la parte compressa con una resistenza ridotta del calcestruzzo è quella del copriferro della zona compressa, quindi nel calcolo del contributo delle strisce di quella porzione viene sostituita la σ con la σ_{cor} del calcestruzzo in relazione al valore di picco f_{cm}^* e analogamente si introduce σ_{scor} per l'acciaio come definite nel modulo 3.

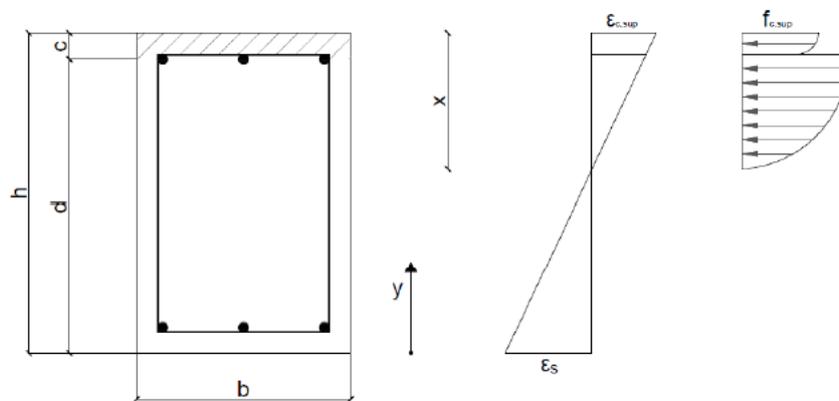


Figura 4-9: Sezione generica di uan trave

Per il ramo positivo della curva $M - \mu$ si ha:

$$N = \sum_{i=1}^{N_{stri-c}} \sigma_i \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=(N_{stri-c})+1}^{N_{stri}} \sigma_{cor,i} \cdot b_i \cdot h_i$$

Equazione 4-54

Considerando il numero di armature pari a N_{arm} e ricordando che la posizione delle armature così come delle strisce è misurata a partire dal lembo inferiore:

$$N = N + \sum_{j=1}^{N_{arm-1}} A_{s,j} \cdot \sigma_{s,j} + \sum_{j=N_{arm}}^{N_{arm}} A_{s,j} \cdot \sigma_{scor,j}$$

Equazione 4-55

Infine si calcola il momento:

$$M_R = \sum_{i=1}^{N_{stri-c}} \sigma_i \cdot y_i \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=N_{stri-c}+1}^{N_{stri}} \sigma_i \cdot y_i \cdot b_i \cdot h_i$$

Equazione 4-56

$$M_R = M_R + \sum_{j=1}^{N_{arm-1}} A_{s,j} \cdot \sigma_{s,j} \cdot y_j + \sum_{j=N_{arm}}^{N_{arm}} A_{s,j} \cdot \sigma_{scor,j} \cdot y_j$$

Equazione 4-57

SEZIONE DEL PILASTRO

Nel caso di sezione appartenente al pilastro, la parte compressa corrisponde all'intera sezione quindi la zona danneggiata comprende anche le parti del copriferro laterale. Con riferimento alla (Figura 4.9) si possono individuare quattro zone, numerate da 1 a 4 in cui solo la zona 1 corrisponde alla parte non danneggiata della sezione. Dato che per le sezioni dei pilastri si ha un'armatura simmetrica rispetto ad entrambi gli assi, si avranno due funzioni σ_{cor} e σ_{scor} .

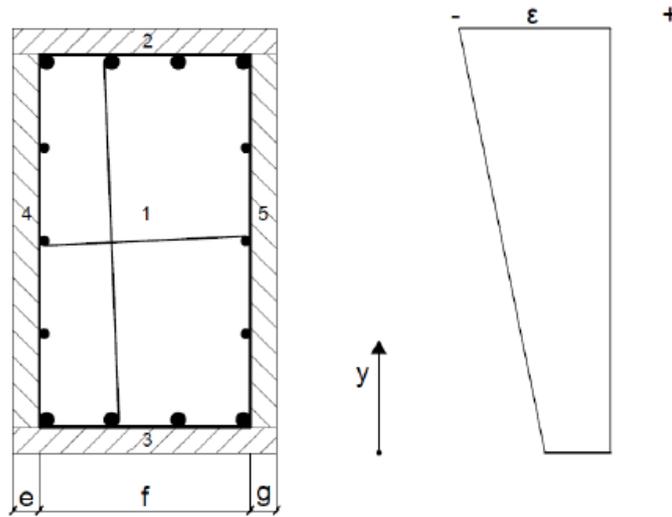


Figura 4-10: Sezione tipo di un pilastro

Le routine di calcolo prevedono le seguenti espressioni:

$$N = 2 \cdot \sum_{i=1}^c \sigma_{cor1,i} \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=c+1}^{N_{stri-c}} [\sigma_i \cdot f + \sigma_{cor2,i} \cdot (e + g)] \cdot h_i$$

Equazione 4-58

$$N = N + \sum_{j=1}^1 A_{s,j} \cdot \sigma_{scor1,j} + \sum_{j=2}^{N_{arm-1}} A_{s,j} \cdot \sigma_{scor2,j} + \sum_{j=N_{arm}}^{N_{arm}} A_{s,j} \cdot \sigma_{scor1,j}$$

Equazione 4-59

$$M_R = 2 \cdot \sum_{i=1}^c \sigma_{cor1,i} \cdot y_i \cdot b_i \cdot h_i + \sum_{i=c+1}^{N_{stri-c}} [\sigma_i \cdot f + \sigma_{cor2,i} \cdot (e + g)] \cdot y_i \cdot h_i$$

Equazione 4-60

$$M_R = M_R + \sum_{j=1}^1 A_{s,j} \cdot \sigma_{scor1,j} \cdot y_j + \sum_{j=2}^{N_{arm}-1} A_{s,j} \cdot \sigma_{scor2,j} \cdot y_j + \sum_{j=N_{arm}}^{N_{arm}} A_{s,j} \cdot \sigma_{scor1,j} \cdot y_j$$

Equazione 4-61

5. Caso studio: Edificio intelaiato in cemento armato in classe di duttilità “A”

5.1. Generalità

Il caso studio è rappresentato dall'analisi di un edificio tridimensionale in calcestruzzo armato ordinario in classe di duttilità “A” in pianta rettangolare strutturalmente simmetrico nella direzione del lato corto e composto da quattro piani fuori terra (Figura 5.1). In Figura 5.2, invece viene individuato il telaio considerato ed è illustrato lo schema di orditura dei solai. I dati inerenti al presente edificio sono stati presi dal libro Cosenza E., Maddaloni G., Pecce M., Ramasco R., Progetto Antisismico di Edifici in Cemento Armato, IUSS Press, 2005. L'edificio in esame progettato seguendo i criteri di regolarità in pianta e in elevazione è ubicato in zona sismica 1 e fondato su suolo di fondazione di categoria C.

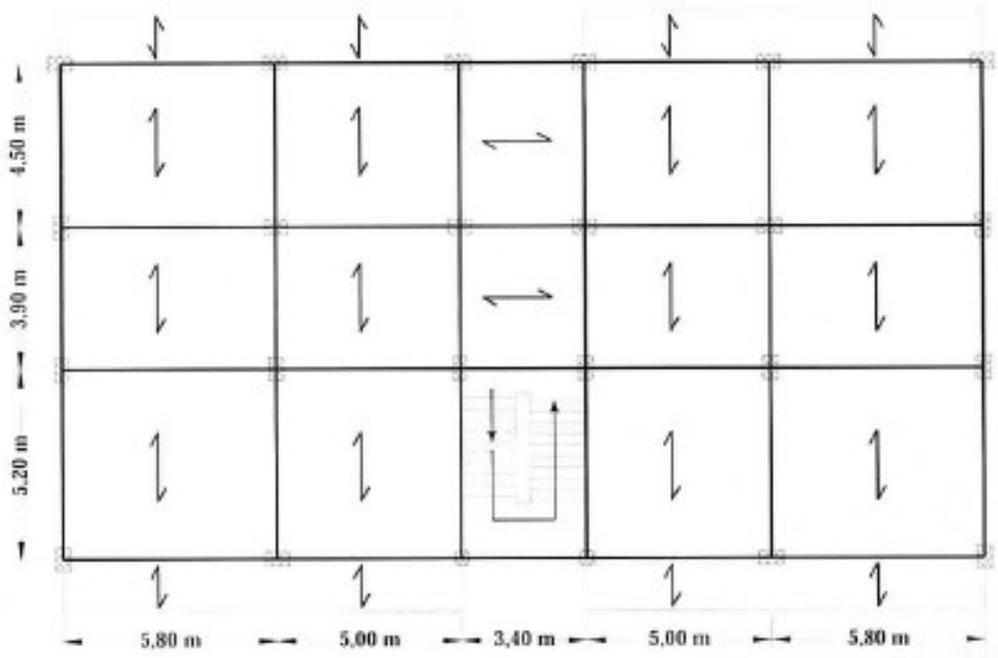


Figure 5.2: Orditura dei solai.

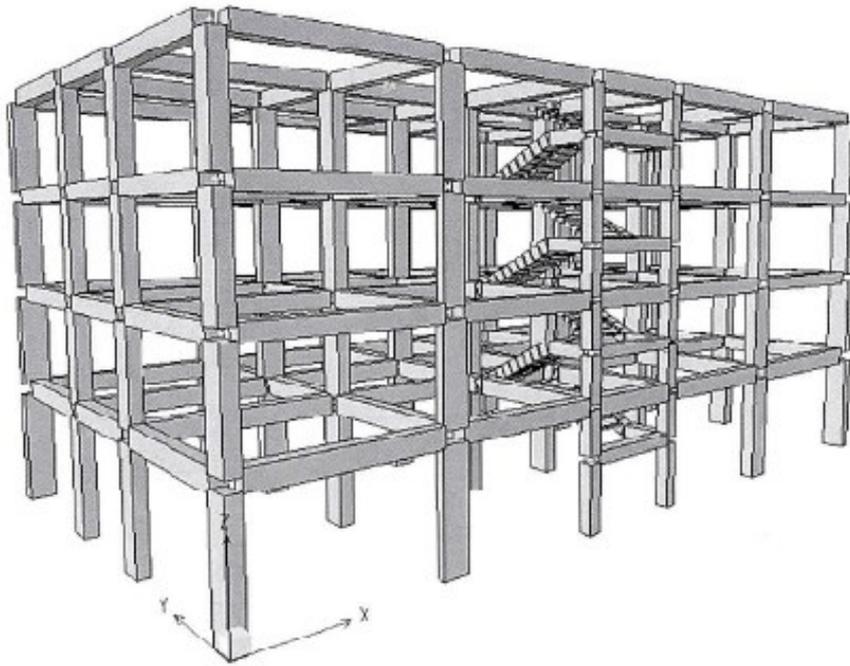


Figura 5-1: Visione prospettica dell'intelaiatura.

5.2. Materiali di riferimento.

Il calcetsruzzo utilizzato è di tipo C25/30 mentre l'acciaio è il B450C, tipologie di materiale normate nelle NTC2018; i parametri di tali materiali sono riportati nella tabella seguente:

Cls C25/30	Acciaio B450C
$\sigma_{cd} [MPa] = 14.2$	$f_{yd} [MPa] = 391$
$f_c [MPa] = 25$	$f_u [MPa] = 500$
$\varepsilon_{c1} [‰] = 0.002$	$\varepsilon_{sy} [‰] = 0.00225$
$\varepsilon_{c2} [‰] = 0.0035$	$\varepsilon_{su} [‰] = 0.065$

Tabella 5-1: Parametri di riferimento di acciaio e calcestruzzo

5.3. Carichi agenti sul solaio

L'altezza del solaio è stata valutata nel rispetto della normativa (D.M. 9 gennaio 1996) tenendo conto che lo spessore dei solai “ a portata unidirezionale e che non siano di semplice copertura “non deve essere minore di $\frac{1}{25}$ della luce di calcolo e con una soletta di almeno 4 cm.

Nello specifico i dati specifici del solaio sono riassunti nella seguente tabella:

Soletta	1.00 kN/m^2
Travetti	0.90 kN/m^2
Laterizi	1.15 kN/m^2
Intonaco	0.36 kN/m^2
Massetto	0.60 kN/m^2
Pavimento in ceramica	0.40 kN/m^2
Incidenza tramezzi	1.00 kN/m^2
Totale peso solaio	5.41 kN/m^2

Tabella 5-2: Carichi di riferimento per il solaio

Inoltre essendo $L_{max} = 5.20 \text{ m}$ l'altezza del solaio usata è pari a $H_{solaio} = 0.22 \text{ m}$

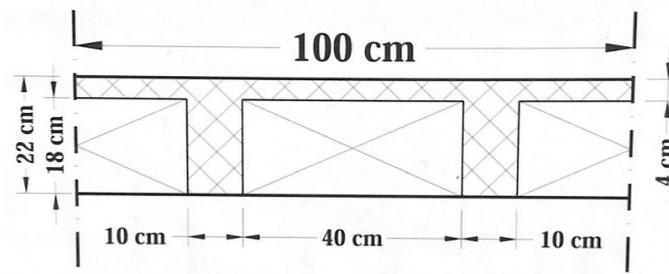


Figura 5-2: Schema del solaio.

5.4. Carichi agenti sulle travi

Per ciò che concerne gli elementi trave di ciascun livello si riportano nelle tabelle seguenti i valori dei carichi accidentali Q_k e di quelli fissi G_k (escluso il peso proprio dell'elemento). Si specifica che i carichi accidentali non sono stati ancora moltiplicati per i coefficienti di combinazione. Ciascun elemento trave, inoltre è indicato con un numero a 4 cifre di cui il primo è identificativo del livello di appartenenza, mentre gli ultimi due identificano l'elemento stesso (Figura 5.2, 5.3, 5.4, 5.5):

- **Primo livello**

1035	1016	1036	1017	1040	1018	1044	1019	1047	1020	1050
1033	1011	1035	1012	1039	1013	1043	1014	1046	1015	1049
1031	1006	1034	1007	1037	1008	1041	1009	1045	1010	1048
1001	1001	1002	1002	1003	1003	1004	1004	1005	1005	1005

Figura 5-3: Numerazione delle travi del primo livello.

Elementi	$G_k (kN/m)$	$Q_k (kN/m)$
1001	25.10	10.80
1002	25.10	10.80
1003	2.85	0
1004	25.10	10.80
1005	25.10	10.80
1006	25.70	9.10
1007	25.70	9.10
1008	1.10	0
1009	25.70	9.10
1010	25.70	9.10
1011	23.80	8.40
1012	23.80	8.40
1013	1.10	0
1014	23.80	8.40
1015	23.80	8.40
1016	23.20	10.10

1017	23.20	10.10
1018	2.85	0
1019	23.20	10.10
1020	23.20	10.10

Tabella 5-3: Carichi fissi (G_k) e accidentali (Q_k) delle travi principali del primo livello.

Elementi	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
1031	5.15	0
1032	5.15	0
1033	5.15	0
1034	1.10	0
1035	1.10	0
1036	1.10	0
1037-1038	1.10	0
1039	10.30	3.40
1040	10.30	3.40
1041-1042	1.10	0

1043	10.30	3.40
1044	10.30	3.40
1045	1.10	0
1046	1.10	0
1047	1.10	0
1048	5.15	0
1049	5.15	0
1050	5.15	0

Tabella 5-4: Carichi fissi (G_k) e accidentali (Q_k) delle travi secondarie del primo livello.

- Secondo livello

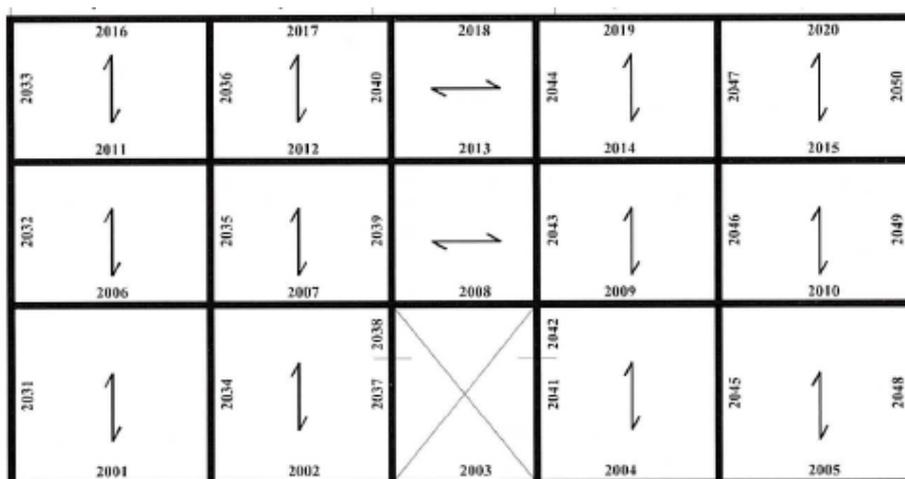


Figura 5-4: Numerazione delle travi del secondo livello.

Elementi	$G_k (kN/m)$	$Q_k (kN/m)$
2001	25.10	10.80
2002	25.10	10.80
2003	2.85	0
2004	25.10	10.80
2005	25.10	10.80
2006	25.70	9.10
2007	25.70	9.10
2008	1.10	0
2009	25.70	9.10
2010	25.70	9.10
2011	23.80	8.40
2012	23.80	8.40
2013	1.10	0
2014	23.80	8.40
2015	23.80	8.40
2016	23.20	10.10

2017	23.20	10.10
2018	2.85	0
2019	23.20	10.10
2020	23.20	10.10

Tabella 5-5: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi principali del secondo livello

Elementi	G_k (kN/m)	Q_k (kN/m)
2031	5.15	0.0
2032	5.15	0.0
2033	5.15	0.0
2034	1.10	0.0
2035	1.10	0.0
2036	1.10	0.0
2037-2038	1.10	0.0
2039	10.30	3.40
2040	10.30	3.40
2041-2042	1.10	0.0
2043	10.30	3.40

2044	10.30	3.40
2045	1.10	0.0
2046	1.10	0.0
2047	1.10	0.0
2048	5.15	0.0
2049	5.15	0.0
2050	5.15	0.0

Tabella 5-6: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi secondarie del secondo livello.

- Terzo livello

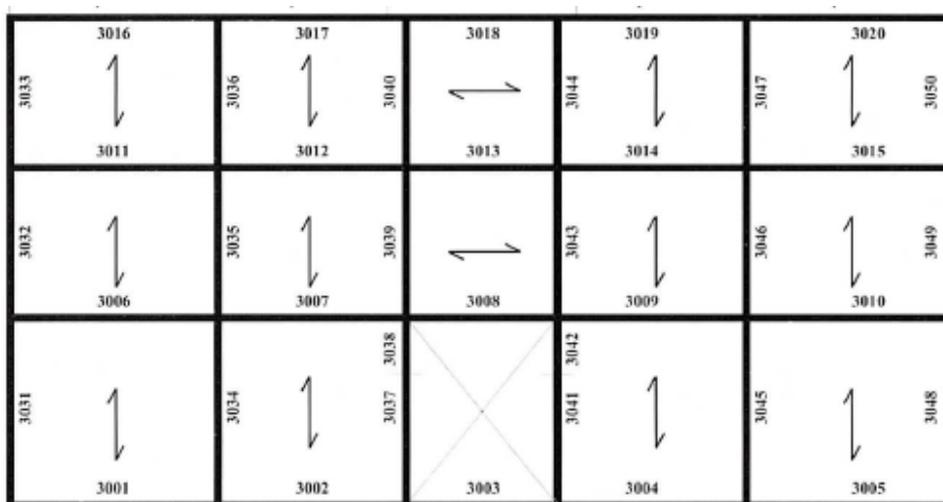


Figura 5-5: Numerazione delle travi del terzo livello.

Elementi	$G_k (kN/m)$	$Q_k (kN/m)$
3001	25.10	10.80
3002	25.10	10.80
3003	2.85	0.0
3004	25.10	10.80
3005	25.10	10.80
3006	25.70	9.10
3007	25.70	9.10
3008	1.10	0.0
3009	25.70	9.10
3010	25.70	9.10
3011	23.80	8.40
3012	23.80	8.40
3013	1.10	0.0
3014	23.80	8.40
3015	23.80	8.40
3016	23.20	10.10

3017	23.20	10.10
3018	2.85	0.0
3019	23.20	10.10
3020	23.20	10.10

Tabella 5-7: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi principali del terzo livello

Elementi	G_k (<i>kN/m</i>)	Q_k (<i>kN/m</i>)
3031	5.15	0.0
3032	5.15	0.0
3033	5.15	0.0
3034	1.10	0.0
3035	1.10	0.0
3036	1.10	0.0
3037-3038	1.10	0.0
3039	10.30	3.40
3040	10.30	3.40
3041-3042	1.10	0.0
3043	10.30	3.40

3044	10.30	3.40
3045	1.10	0.0
3046	1.10	0.0
3047	1.10	0.0
3048	5.15	0.0
3049	5.15	0.0
3050	5.15	0.0

Tabella 5-8: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi secondarie del terzo livello

- Quarto livello

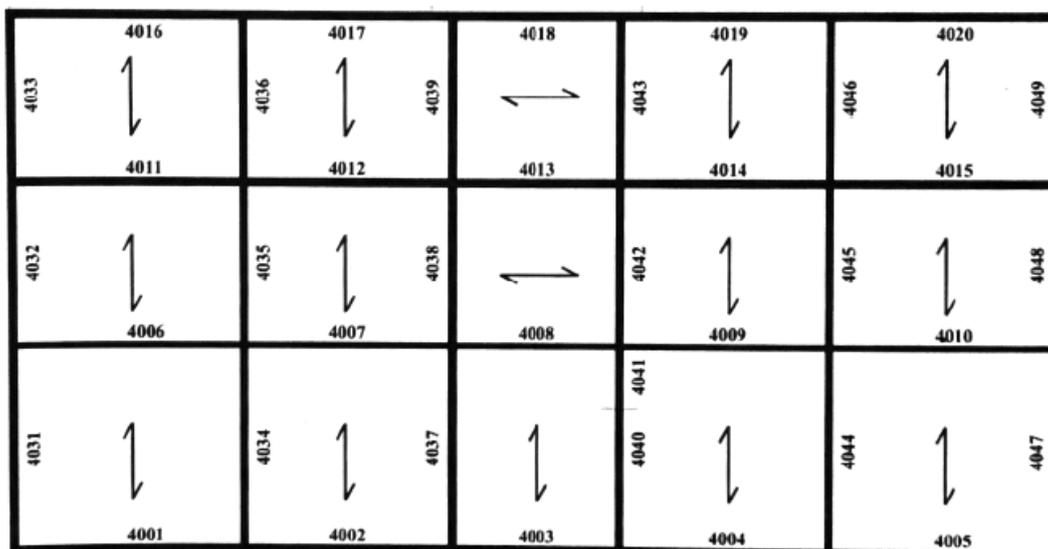


Figura 5-6: Numerazione delle travi del quarto livello

Elementi	$G_k (kN/m)$	$Q_k (kN/m)$
4001	22.20	8.00
4002	22.20	8.00
4003	14.60	5.20
4004	22.20	8.00
4005	22.20	8.00
4006	25.70	9.10
4007	25.70	9.10
4008	15.17	5.20
4009	25.70	9.10
4010	25.70	9.10
4011	23.80	8.40
4012	23.80	8.40
4013	1.10	0.0
4014	23.80	8.40
4015	23.80	8.40
4016	20.30	7.30

4017	20.30	7.30
4018	0.55	0.0
4019	20.30	7.30
4020	20.30	7.30

Tabella 5-9: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi principali del quarto livello.

Elementi	G_k (<i>kN/m</i>)	Q_k (<i>kN/m</i>)
4031	0.55	0.0
4032	0.55	0.0
4033	0.55	0.0
4034	1.10	0.0
4035	1.10	0.0
4036	1.10	0.0
4037	1.10	0.0
4038	10.30	3.40
4039	10.30	3.40
4040-4041	1.10	0.0
4042	10.30	3.40

4043	10.30	3.40
4044	1.10	0.0
4045	1.10	0.0
4046	1.10	0.0
4047	0.55	0.0
4048	0.55	0.0
4049	0.55	0.0

Tabella 5-10: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi secondarie del quarto livello.

Inoltre ai carichi fissi (G_k) delle travi e dei pilastri vanno sommati i pesi propri come riportato nelle tabelle seguenti:

- **Primo livello**

Travi	Pilastri
$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.60 \cdot 25$ $= 6 \text{ kN/m}$	$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.75 \cdot 25$ $= 7.5 \text{ kN/m}$

Tabella 5-11: Peso proprio delle travi e dei pilastri del primo livello.

- **Secondo livello**

Travi	Pilastri

$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.50 \cdot 25$ $= 5 \text{ kN/m}$	$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.75 \cdot 25$ $= 7.5 \text{ kN/m}$
--	--

Tabella 5-12: Peso proprio delle travi e dei pilastri del secondo livello.

- **Terzo livello**

Travi	Pilastri
$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.50 \cdot 25$ $= 5 \text{ kN/m}$	$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.65 \cdot 25$ $= 6.5 \text{ kN/m}$

Tabella 5-13: Peso proprio delle travi e dei pilastri del terzo livello.

- **Quarto livello**

Travi	Pilastri
$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.50 \cdot 25$ $= 5 \text{ kN/m}$	$P = A \cdot \gamma_{ClS} = 0.40 \cdot 0.65 \cdot 25$ $= 6.5 \text{ kN/m}$

Tabella 5-14: Peso proprio delle travi e dei pilastri del quarto livello

Per ciò che concerne invece i carichi variabili Q_k sono stati moltiplicati per i coefficienti di combinazione delle azioni.

5.5. Modello su ADINA

Per studiare il telaio precedentemente descritto è stato usato il software agli elementi finiti ADINA. La scelta di utilizzare questo programma nasce dalla necessità di utilizzare i diagrammi momento-curvatura per descrivere le caratteristiche sezionali dei vari elementi (travi e pilastri).

L'analisi della struttura tridimensionale è stata eseguita in varie fasi che vengono di seguito elencate:

- Pre-process: generazione della geometria, definizione delle proprietà del materiale, creazione della mesh, applicazione dei vincoli e dei carichi.
- Process: risoluzione numerica del problema
- Post-process: analisi dei risultati ottenuti.

Di seguito vengono descritti nel dettaglio i vari step che compongono le fasi di utilizzo del programma, in particolar modo l'analisi modale e l'analisi pushover.

5.5.1. Geometria

ADINA permette l'inserimento della geometria di partenza tramite la definizione di punti, linee, superfici e volumi. Nel caso del suddetto modello tridimensionale in c.a. ci si è limitati alla definizione punti, linee e superfici. Pertanto definito un sistema di coordinate X, Y, Z è stata creata una tabella di punti con le rispettive coordinate nello spazio ed è stata quindi definita la maglia di linee necessaria per indicare la direzione degli elementi trave e pilastri.

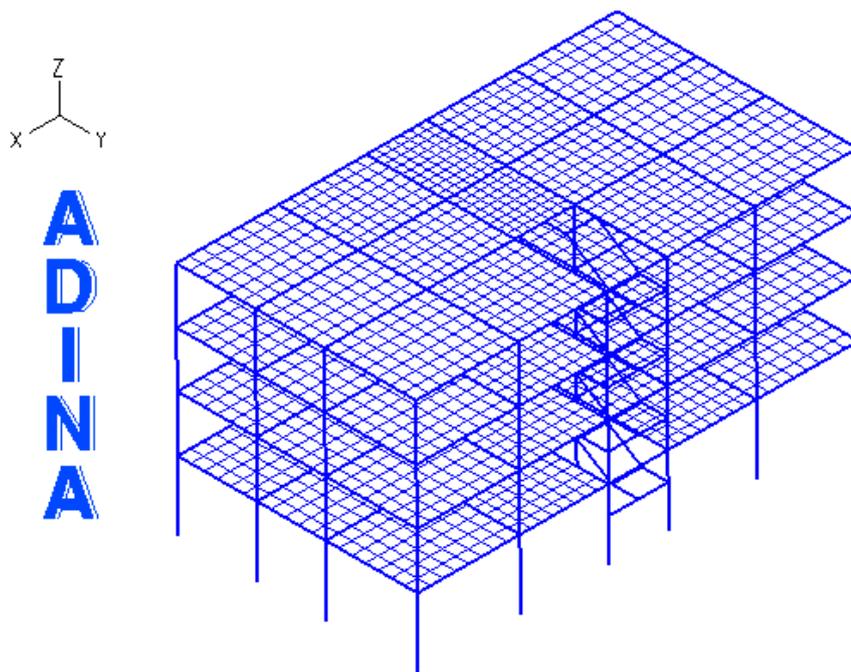


Figura 5-7: Definizione della geometria del telaio.

5.5.2 Proprietà del materiale e mesh

Per la realizzazione delle travi e pilastri si è scelto di usare elementi beam, elementi monodimensionali finiti, definiti dai nodi di estremità con sezione costante e assunti rettilinei; questi elementi possono essere usati sia in analisi lineari che non lineari utilizzando come dati di input i diagrammi momento-curvatura. Per ogni elemento viene definito inoltre un sistema di coordinate locali (r, s, t) in cui la direzione r coincide con quella dell'asse neutro mentre le direzioni s e t sono stati definiti utilizzando un nodo ausiliario contenuto in una retta di direzione diversa rispetto all'orientamento dell'elemento. Per ciò che concerne il soaglio invece, è stato realizzato attraverso la definizione di una superficie ovvero la "shell" e di conseguenza il carico uniformemente distribuito sul solaio non è lineare, come per le travi e i pilastri, ma è una pressione applicata su tutta la shell.

Prima di creare la mesh è stata fatta una suddivisione delle linee in modo da discretizzare meglio gli elementi ed ottenere deformate più realistiche, quindi in base alla lunghezza delle travi e pilastri sono state fatte da 8 a 10 suddivisioni, mentre per il solaio, questo è stato suddiviso in 8 elementi di ugual misura in modo

tale da avere coincidenza tra I nodi del solaio e I nodi delle travi principali (in base al verso di orditura del solaio).

Inoltre per poter gestire meglio il modello sono stati generati XX gruppi di elementi distinguendo le travi, i pilastri e i solai.

Come anticipato in precedenza, una peculiarità del programma è quella di modellare direttamente la sezione degli elementi tramite i diagrammi momento curvatura dunque nel presente modello il materiale componente la struttura è stato definito grazie ai diagrammi momento curvatura ricavati dall'algoritmo precedentemente illustrato. In figura 5.4 vengono illustrati i diagrammi che è possibile inserire come input su ADINA:

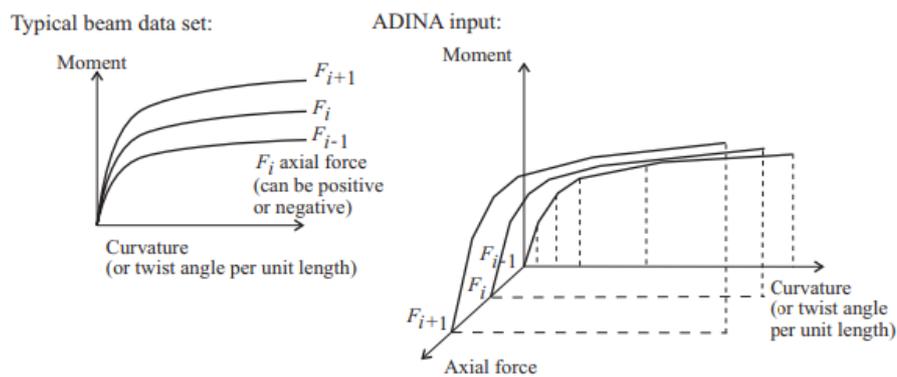


Figura 5-8: Relazione momento-curvatura su ADINA

Inoltre va specificato che anche se, come in questo telaio, i carichi sono nel piano e quindi si ha momento flettente solo nella direzione t , occorre comunque inserire le relazioni momento curvatura anche nella direzione s ; per questo motivo sono state usate entrambe.

Per l'analisi modale invece, poiché occorre tener conto della massa degli elementi, tra gli input sono stati inserite anche la densità ρ degli elementi e le aree delle sezioni.

5.5.3 Inserimento dei vincoli e applicazione dei carichi

Ai punti alla base del telaio sono stati inseriti i vincoli di incastro; le travi sono state caricate a partire dai valori definiti nelle tabelle 5.2-5.13 attraverso degli schemi di carico che prevedono un carico uniformemente distribuito su una linea in direzione Z. I pilastri invece sono stati caricati sempre con carico uniformemente distribuito su tutta la lunghezza del pilastro che tiene conto però solo del peso proprio sempre in direzione gravitazionale Z. Sul solaio invece essendo esso stesso una superficie il carico applicato è sempre uniformemente distribuito in direzione Z ma anziché su una linea su un'area.

Per i carichi appena descritti è stata usata una funzione di tipo costante per tutti gli step di carico ("Time function1").

Per l'analisi pushover invece è stato considerato un profilo di forze orizzontali applicate lungo x e y proporzionali al prodotto delle masse per la deformata modale corrispondenti al primo e al secondo modo di vibrare (considerate le due condizioni più critiche per un modello tridimensionale) ed è stata definita una seconda funzione (" Time function 2") affinché tale profilo aumenti all'aumentare degli step in modo proporzionale (non modificando la forma).

5.5.4 Process e Post-process

La tipologia di analisi scelta per eseguire la pushover è di tipo " Static" con ATS (Automatic Time-Stepping); con questo metodo si ha il controllo automatico della dimensione dello step di tempo al fine di ottenere una soluzione convergente infatti, se non c'è la convergenza con lo step temporale specificato dall'utente, ADINA suddivide automaticamente lo step fino a raggiungere la convergenza. Usando questo metodo si può comunque operare un controllo manuale a posteriori andando a ridefinire il numero di step e modificando la dimensione dell'incremento di carico; inoltre si sceglie il massimo numero di suddivisioni consentite prima che l'analisi si fermi. Per l'analisi modale i carichi inseriti non vengono considerati sia che vengono o meno inseriti; anche in questo caso è possibile scegliere i parametri ricercati ad esempio il numero di modi di vibrare o le masse modali.

Infine in ADINA post-processing si ha la possibilità di visualizzare i risultati in tabelle oppure in via grafica (diagrammi) e di analizzare quindi la risposta e i risultati finali per ogni singolo step.

6. Scenari di corrosione

In virtù delle relazioni presenti in letteratura riguardanti la corrosione e riportate nei capitoli precedenti, si è proceduto ad applicare tali formulazione al caso studio in esame al fine di avere una valutazione realistica del danneggiamento da corrosione.

In particolar modo sono state studiate le sezioni di travi e pilastri dell'intera struttura variando le percentuali di corrosione per tener conto della progressiva perdita di sezione delle armature longitudinali dovuta all'attacco cloridrico.

Assumendo che il telaio considerato sia collocato in prossimità della costa e dunque sia esposto agli agenti corrosivi, vengono presi in considerazione tre livelli di corrosione che comportano una riduzione della sezione pari al 4%, 8% e 12%.

Nello specifico sono stati ipotizzati sei differenti scenari; nei primi tre (SC01, SC02, SC03) sono stati valutati i pilastri alla base mentre nei restanti tre (SC04, SC05, SC06) è stata studiata l'intera struttura.

Di seguito si riporta quanto svolto, con focus sui risultati dell'analisi pushover confrontando i singoli casi con la condizione iniziale del telaio non soggetto a degrado (SC 00).

6.1. Definizione scenario iniziale

In riferimento alle travi e ai pilastri di tutta la struttura si riportano di seguito i dati delle sezioni riferite alla configurazione iniziale e utilizzati per ottenere le relative curve Momento-Curvatura.

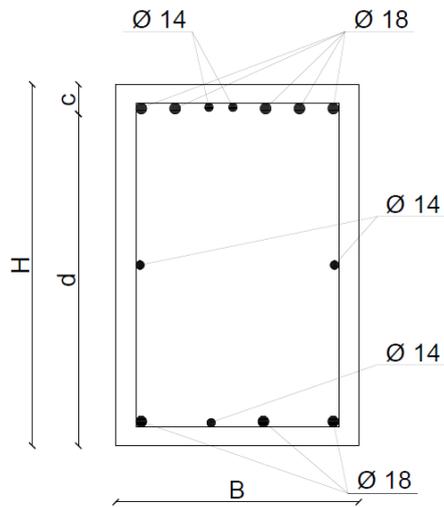


Figura 6-1: Sezione elemento trave.

MATERIALI							
CALCESTRUZZO C25/30				ACCIAIO B450C			
σ_{cd} [MPa]	ε_{c1} [mm]	ε_{c2} [mm]	f_c [MPa]	f_{yd} [MPa]	ε_{sy} [mm]	f_u [Mpa]	ε_{su} [mm]
14.2	0.002	0.0059	25	520	0.0026	630	0.1

Tabella 6-1: Caratteristiche dei materiali della trave per effetto del confinamento

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
H [mm]	B [mm]	c [mm]	d [mm]
600	400	40	560

Tabella 6-2: Caratteristiche geometriche della sezione trave

n.strisce	Area	posizione	X	Q_{corr}
/	$[mm]^2$	[mm]	[mm]	[%]
1	2034.72	40	0	0
2	307.72	300	0	0
3	916.88	560	0	0

Tabella 6-3: Suddivisione della sezione trave in strisce

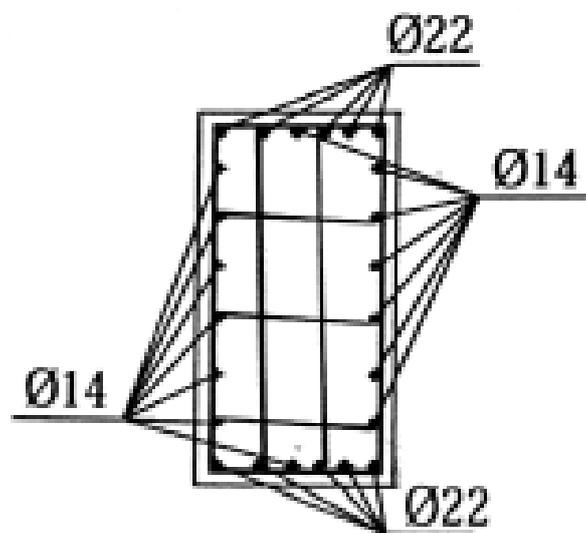


Figura 6-2: Sezione elemento pilastro

MATERIALI							
CALCESTRUZZO C25/30				ACCIAIO B450C			
σ_{cd} [MPa]	ε_{c1} [mm]	ε_{c2} [mm]	f_c [MPa]	f_{yd} [MPa]	ε_{sy} [mm]	f_u [Mpa]	ε_{su} [mm]
14.2	0.002	0.0059	25	520	0.0026	630	0.1

Tabella 6-4: Caratteristiche dei materiali del pilastro per via del confinamento

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
H [mm]	B [mm]	c [mm]	d [mm]
750	400	40	710

Tabella 6-5: Caratteristiche geometriche della sezione pilastro

n.strisce	Area	posizione	X	Q_{corr}
/	[mm] ²	[mm]	[mm]	[%]
1	2279.64	40	0	0
2	307.72	135.71	0	0
3	307.72	231.42	0	0
4	307.72	327.14	0	0

5	307.72	422.85	0	0
6	307.72	518.57	0	0
7	307.72	614.28	0	0
8	2279.64	710	0	0

Tabella 6-6: Suddivisione della sezione pilastro in strisce

6.2. Input di corrosione

In riferimento al livello meccanico adottato per descrivere il comportamento della sezione in presenza di corrosione, è stata introdotta la modifica del legame costitutivo dell'acciaio e la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo; grazie a queste modifiche sono stati ricavati altri diagrammi momento curvatura.

Si riportano nelle seguenti tabelle i parametri modificati con relativo confronto rispetto alla condizione iniziale (Tabella 6.7, Tabella 6.8, Tabella 6.9).

Q_{corr}	f_y	f_u	ϵ_y	ϵ_u	Riduz.	Riduz.	Riduz.	Riduz.
[%]	[MPa]	[MPa]	[mm]	[mm]	f_y [%]	f_u [%]	ϵ_y [%]	ϵ_u [%]
0	520	630	0.0026	0.1	0	0	0	0
4	484.64	584.64	0.0024	0.076	6.8	7.2	7.6	24
8	449.28	539.28	0.0022	0.052	13.6	14.4	15.3	48

12	413.92	493.92	0.0021	0.028	20.4	21.6	19.2	72
----	--------	--------	--------	-------	------	------	------	----

Tabella 6-7: Variazione dei parametri che individuano la legge costitutiva dell'acciaio

Sezione trave	$Q_{corr} = 4\%$		$Q_{corr} = 8\%$		$Q_{corr} = 12\%$	
	f_c [MPa]	f_{cm}^* [MPa]	f_c [MPa]	f_{cm}^* [MPa]	f_c [MPa]	f_{cm}^* [MPa]
/						
Copriferro sup	25	17	25	13	25	11
Copriferro inf	25	17	25	13	25	11

Tabella 6-8: Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo-Sez trave

Sezione pilastro	$Q_{corr} = 4\%$		$Q_{corr} = 8\%$		$Q_{corr} = 12\%$	
	f_c [MPa]	f_{cm}^* [MPa]	f_c [MPa]	f_{cm}^* [MPa]	f_c [MPa]	f_{cm}^* [MPa]
/						
Copriferro sup/inf	25	17	25	15	25	13
Copriferro lat	25	18	25	16	25	14

Tabella 6-9: Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo-Sez pilastro

6.3. Riduzione di sezione 4%

Sezione trave			Sezione pilastro		
$Q_{corr} = 4\%$	Superiore	Inferiore	$Q_{corr} = 4\%$	Superiore/Inferiore	Laterale
$\phi_{eq}[mm]$	18	17	$\phi_{eq}[mm]$	22	14
$A_0[mm]^2$	2035.75	916.88	$A_0[mm]^2$	3041.06	1231.50
$\phi_f[mm]$	17.60	16.62	$\phi_f[mm]$	21.47	13.44
$A_f[mm]^2$	1947.51	868.17	$A_f[mm]^2$	2898.46	1135.49
X [mm]	0.19	0.18	X [mm]	0.26	0.27

Tabella 6-10: Dati input per determinare i diagrammi momento-curvatura nel caso Q = 4%

Sezione trave			Sezione pilastro		
$Q_{corr} = 8\%$	Superiore	Inferiore	$Q_{corr} = 8\%$	Superiore/Inferiore	Laterale
$\phi_{eq}[mm]$	18	17	$\phi_{eq}[mm]$	22	14
$A_0[mm]^2$	2035.75	916.88	$A_0[mm]^2$	3041.06	1231.50
$\phi_f[mm]$	17.23	16.25	$\phi_f[mm]$	21.09	13.40

$A_f [mm]^2$	1866.26	829.15	$A_f [mm]^2$	2794.83	1129.23
X [mm]	0.38	0.37	X [mm]	0.45	0.29

Tabella 6-11: Dati input per determinare i diagrammi momento-curvatura nel caso Q = 8%

Sezione trave			Sezione pilastro		
$Q_{corr} = 12\%$	Superiore	Inferiore	$Q_{corr} = 12\%$	Superiore/Inferiore	Laterale
$\phi_{eq} [mm]$	18	17	$\phi_{eq} [mm]$	22	14
$A_0 [mm]^2$	2035.75	916.88	$A_0 [mm]^2$	3041.06	1231.50
$\phi_f [mm]$	16.88	16.4	$\phi_f [mm]$	20.63	13.10
$A_f [mm]^2$	1790.66	844.53	$A_f [mm]^2$	2675.61	1079.38
X [mm]	0.55	0.31	X [mm]	0.68	0.44

Tabella 6-12: Dati input per determinare i diagrammi momento-curvatura nel caso Q = 12%

6.4. Diagrammi momento-curvatura

In questa parte vengono riportati i diagrammi momento-curvatura utilizzati all'interno del programma ADINA Structures per definire il comportamento delle sezioni trave e pilastro dell'intera struttura al variare della percentuale di corrosione. Per semplicità di esposizione vengono di seguito riportati solo due grafici il primo (Figura 6.3) relativa alla sezione trave del primo piano

dell'edificio, il secondo (Figura 6.4) relativo alla sezione pilastro sempre in riferimento al primo piano. Per plottare i due diagrammi si fa riferimento ad un dato valore di sforzo normale definito all'interno del range di variazione. Inoltre si riportano negli stessi grafici il diagramma momento- curvatura riferito alla condizione iniziale ovvero la struttura integra in assenza di corrosione:

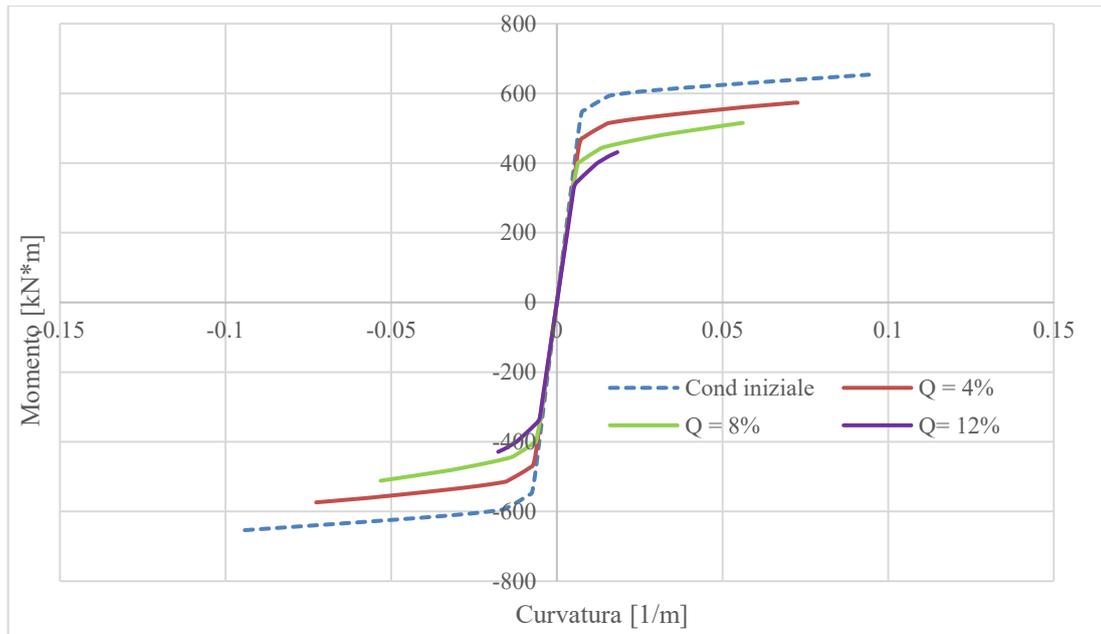


Figura 6-3: Andamento del diagramma momento-curvatura per la sezione della trave all'aumentare del livello di corrosione.

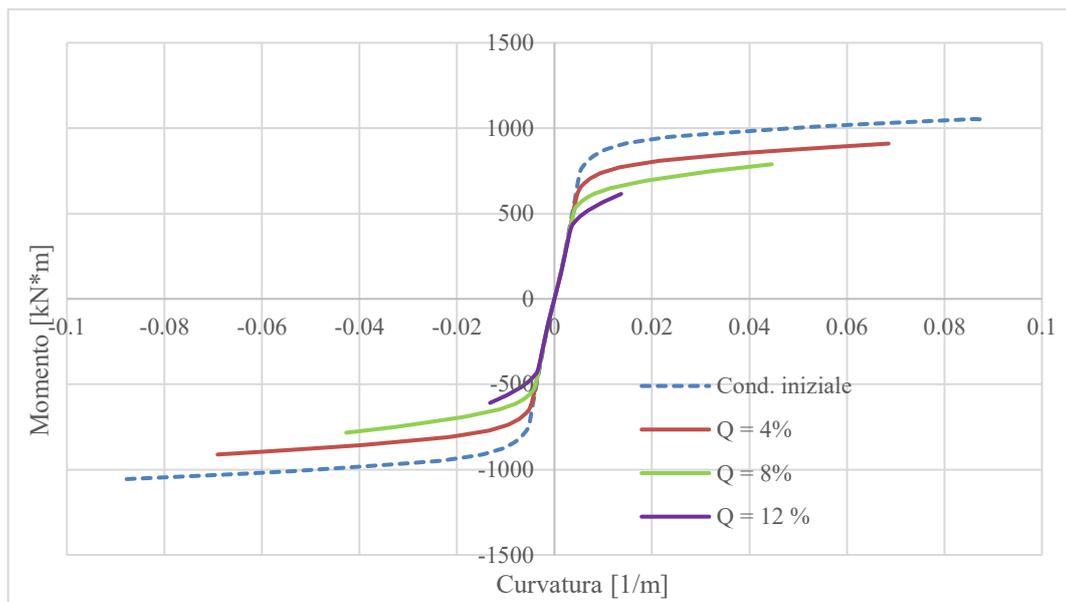


Figura 6-4: Andamento del diagramma momento curvatura per il pilastro ($N=526kN$) all'aumentare del livello di corrosione.

6.5. Grafici e tabelle – Scenari corrosivi

Si riportano di seguito i sei differenti casi; per gli scenari di corrosione da 1 a 3 (SC01-SC03) si è ipotizzato, che gli elementi per i quali si ha la corrosione delle armature siano i pilastri alla base, mentre nei restanti casi (SC04-SC6) si considera l'intera struttura. La struttura non corrosa viene invece indicata con SC00.

SC00

Si riporta di seguito la curva di capacità della struttura integra:

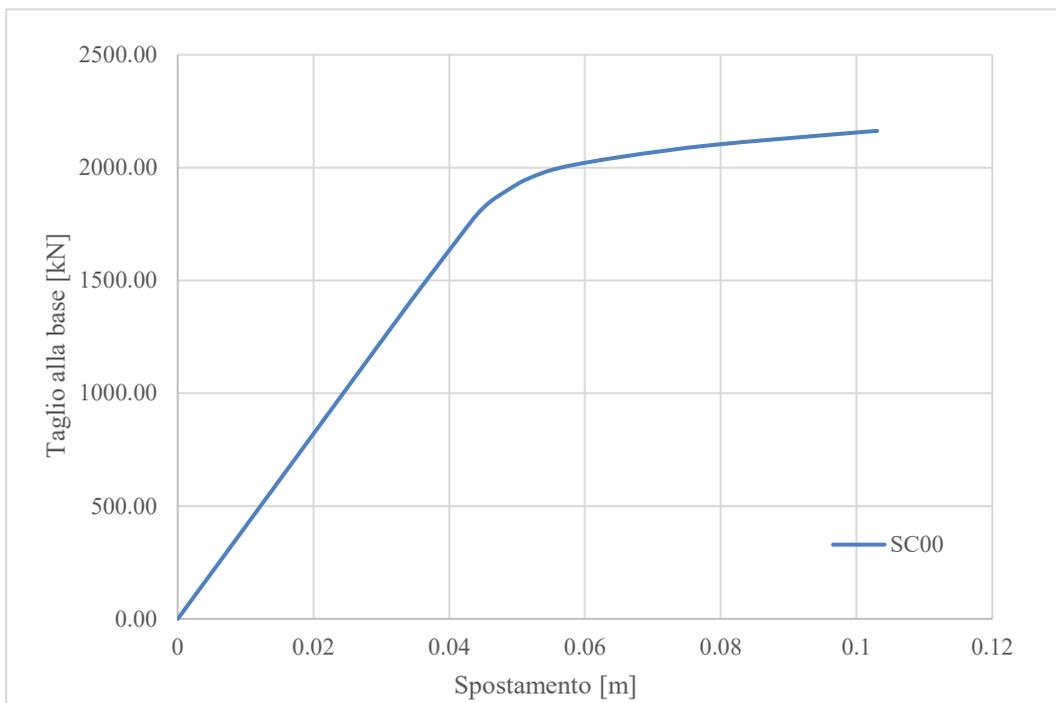


Figura 6-5: Curva di capacità della struttura nella condizione iniziale (SC00)

SC01

Si ipotizza una condizione in cui si abbia una riduzione pari al 4% della sezione delle armature per gli elementi pilastro del piano terra.

Scenario		SC00	SC01
Spostamento	$d_u[m]$	0.103	0.089
Taglio	$V_{bu}[kN]$	2162.50	1881.25
Q_{corr}	[%]	0	4
Elementi			Pilastri piano terra
Variazione taglio	[%]	-	13

Variazione spostamento	[%]	-	14
------------------------	-----	---	----

Tabella 6-13: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC01

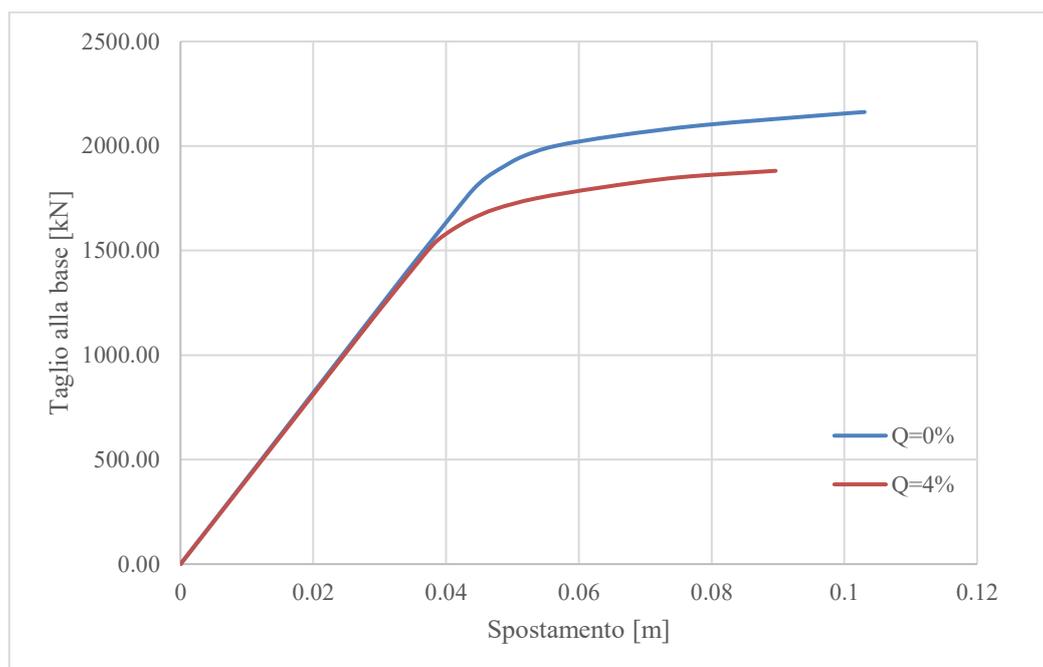


Figura 6-6: Confronto curve di capacità del modello per SC00 e SC01

SC02

Si ipotizza una condizione in cui si abbia una riduzione pari al 8% della sezione delle armature per gli elementi pilastro del piano terra.

Scenario		SC00	SC02
Spostamento	$d_u[m]$	0.103	0.071
Taglio	$V_{bu}[kN]$	2162.50	1643.75

Q_{corr}	[%]	0	8
Elementi			Pilastrini piano terra
Variazione taglio	[%]	-	24
Variazione spostamento	[%]	-	31

Tabella 6-14: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC02

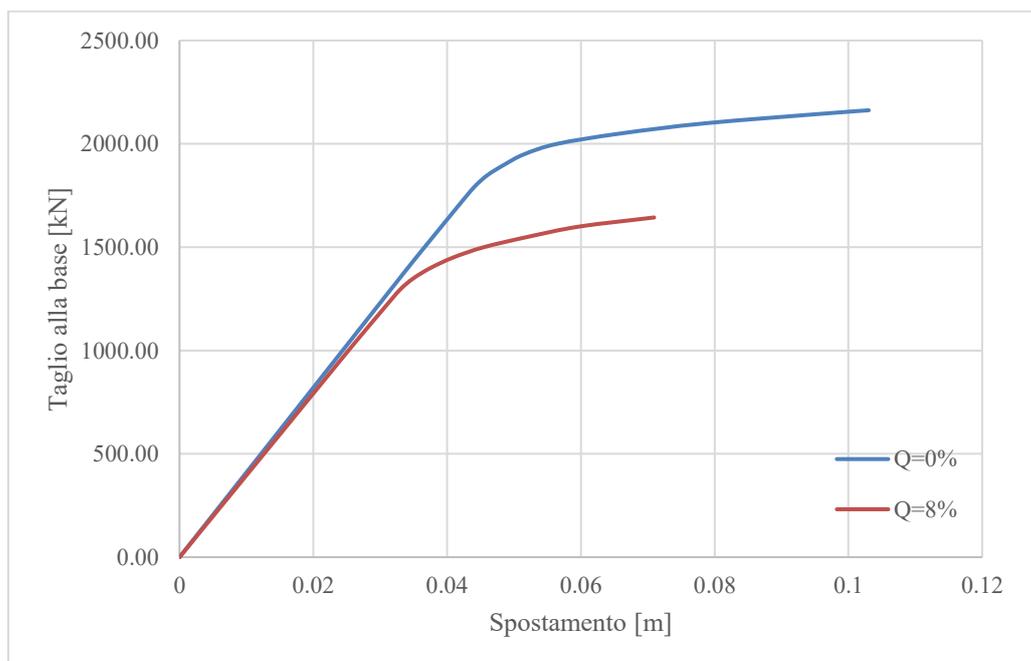


Figura 6-7: Confronto curve di capacità del modello per SC00 ed SC02

SC03

Si ipotizza una condizione in cui si abbia una riduzione pari al 12% della sezione delle armature per gli elementi pilastro del piano terra.

Scenario		SC00	SC03
Spostamento	$d_u[m]$	0.103	0.042
Taglio	$V_{bu}[kN]$	2162.50	1282.73
Q_{corr}	[%]	0	12
Elementi			Pilastrini piano terra
Variazione taglio	[%]	-	40
Variazione spostamento	[%]	-	59

Tabella 6-15: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC03

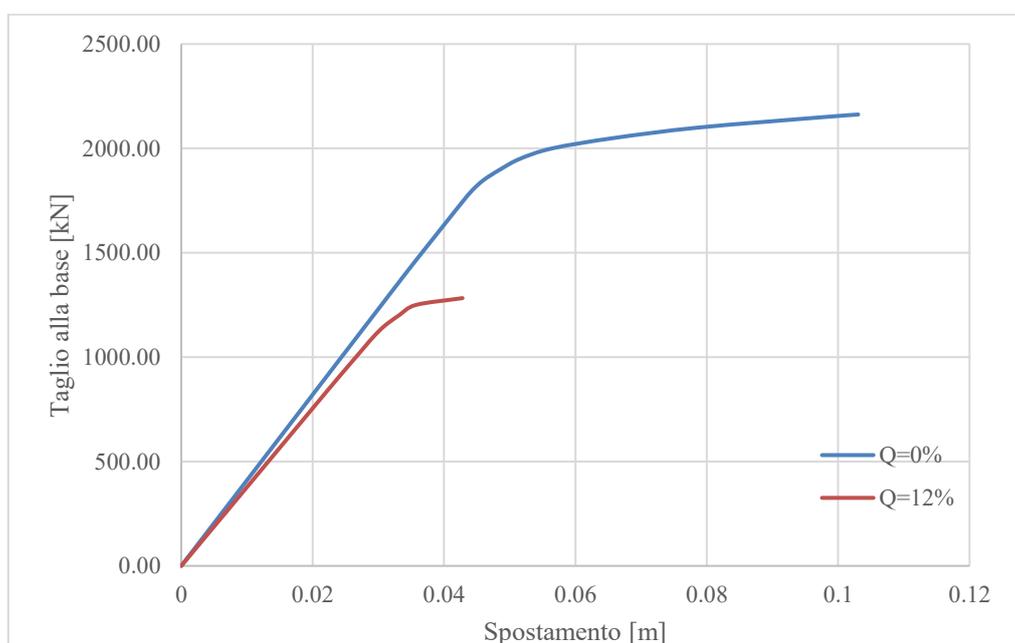


Figura 6-8: Confronto curve di capacità per il modello SC00 ed SC03

SC04

Si ipotizza una condizione in cui si abbia una riduzione pari al 4% della sezione delle armature per gli elementi dell'intera struttura.

Scenario		SC00	SC04
Spostamento	$d_u[m]$	0.103	0.090
Taglio	$V_{bu}[kN]$	2162.50	1875
Q_{corr}	[%]	0	4
Elementi			Pilastri e Travi struttura
Variazione taglio	[%]	-	13
Variazione spostamento	[%]	-	12

Tabella 6-16: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC04

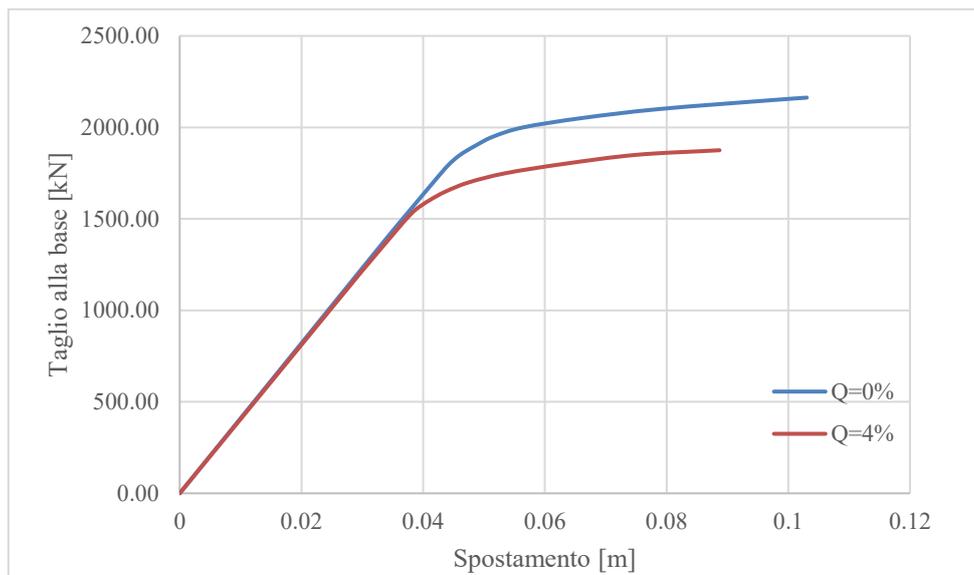


Figura 6-9: Confronto curve di capacità per SC00 ed SC04

SC05

Si ipotizza una condizione in cui si abbia una riduzione pari al 8% della sezione delle armature per gli elementi dell'intera struttura.

Scenario		SC00	SC05
Spostamento	$d_u[m]$	0.103	0.075
Taglio	$V_{bu}[kN]$	2162.50	1625
Q_{corr}	[%]	0	8
Elementi			Pilastri e Travi struttura
Variazione taglio	[%]	-	25
Variazione spostamento	[%]	-	28

Tabella 6-17: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC05

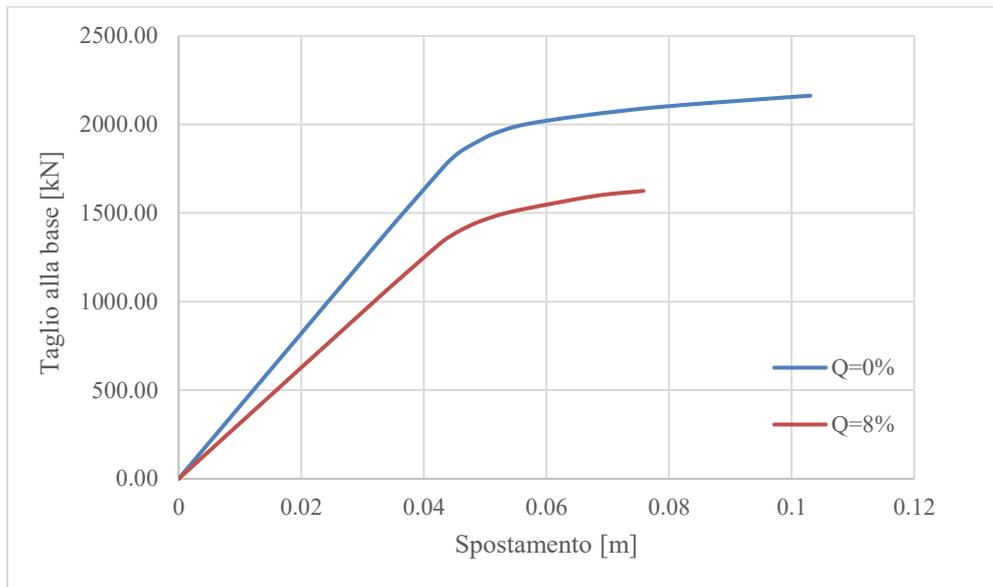


Figura 6-10: Confronto curve di capacità del modello per SC00 ed SC05

SC06

Si ipotizza una condizione in cui si abbia una riduzione pari al 12% della sezione delle armature per gli elementi dell'intera struttura.

Scenario		SC00	SC06
Spostamento	$d_u[m]$	0.103	0.040
Taglio	$V_{bu}[kN]$	2162.50	1256.25
Q_{corr}	[%]	0	12
Elementi			Pilastri e Travi struttura
Variazione taglio	[%]	-	42

Variazione spostamento	[%]	-	60
------------------------	-----	---	----

Tabella 6-18: Dati derivanti dalla curva di capacità per SC00 ed SC06

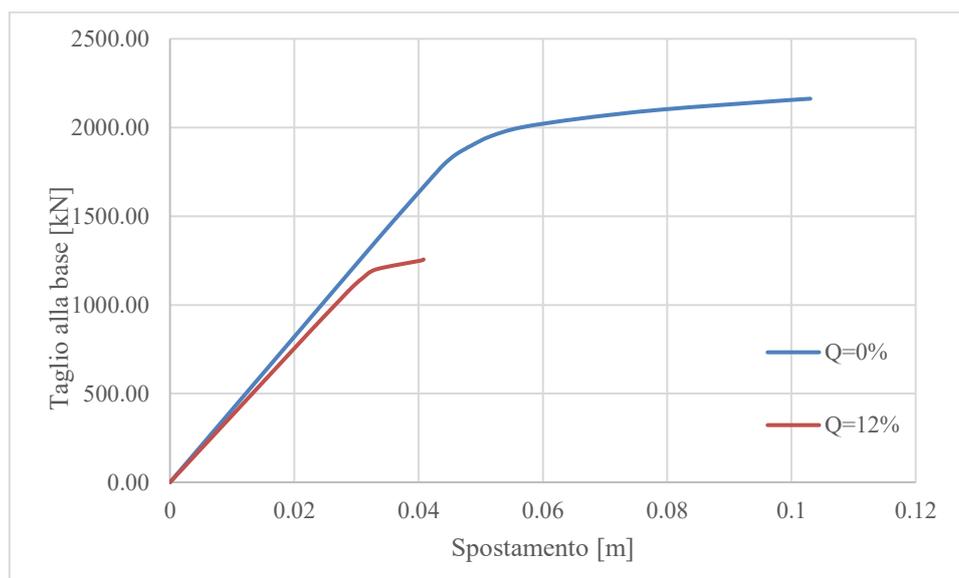


Figura 6-11: Confronto curve di capacità del modello per SC00 ed SC06

6.6. Scenari corrosivi: quadro riassuntivo

Scenario	d_u [m]	V_{bu} [kN]	Variazione d_u [%]	Variazione V_{bu} [%]
SC00	0.103	2162.50	-	-
SC01	0.089	1881.25	14	13
SC02	0.071	1643.75	31	24
SC03	0.042	1282.73	59	40

SC04	0.090	1875	12	13
SC05	0.075	1625	28	25
SC06	0.040	1256.25	60	42

Tabella 6-19: Quadro riassuntivo SC00- SC06

I dati riportati in tabella mostrano come variando la percentuale di corrosione variano anche lo spostamento ultimo e il taglio alla base della struttura. In particolar modo si può osservare come tale variazione sia minima per $Q=4\%$, aumenta per $Q=8\%$ ed infine per $Q=12\%$ i valori di taglio e spostamento addirittura sono circa la metà. Questo mostra l'effetto che la corrosione ha sulla capacità dell'intera struttura.

7. Confronto tra la capacità e la domanda della struttura in esame.

7.1. Definizione della domanda sismica

Nel presente capitolo si intende valutare la risposta sismica della struttura in termini di curva di prestazione. In tal senso si utilizzano i risultati ottenuti nel capitolo 6 per tutti i sedici scenari corrosivi. Tale curva vengono bilinearizzate come prescritto dal metodo N2 e di cui vi è una ampia trattazione al capitolo 3, e successivamente confrontate con la curva di domanda. Per far ciò la normativa italiana NTC-2008 fornisce un foglio Excel (Spettri-NTC) per gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti delle azioni sismiche di progetto per ogni sito all'interno del territorio nazionale. Secondo l'istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia si ha una mappa di pericolosità sismica di tutta l'Italia (Figura 7.1)

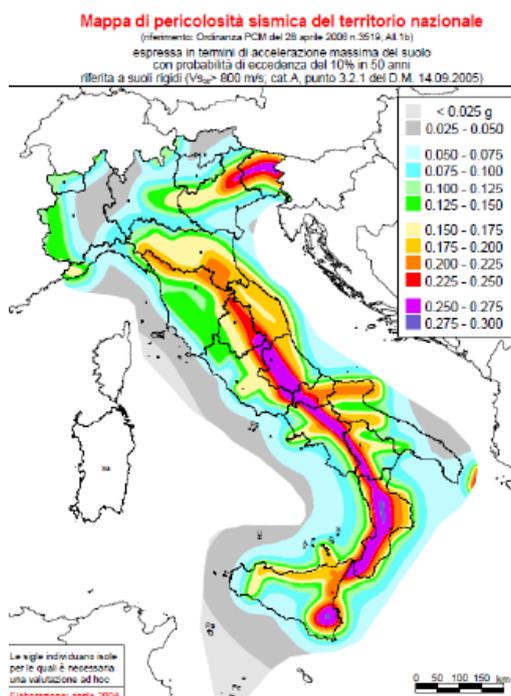


Figure 7: Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale elaborata dall'INGV

La mappa è stata tracciata calcolando l'accelerazione massima su suolo rigido rispetto a g ; le aree in blu, viola e rosso sono quelle più a rischio mentre quelle in grigio sono quelle a più basso rischio sismico.

Entrando nel dettaglio, si è ipotizzata la caratterizzazione della domanda sismica individuando un sito e scegliendo una strategia di progettazione tramite la definizione della vita nominale V_N , del coefficiente d'uso C_U quindi del periodo di riferimento per la costruzione V_R e del relativo periodo di ritorno T_R per la definizione dell'azione sismica.

Per ciò che concerne la scelta del sito, nel presente lavoro, la scelta è stata influenzata dalla definizione di tipologia di degrado dovuta a corrosione per attacco di cloruri e si è ipotizzato di collocare il telaio in zona sismica 3.

L'azione sismica secondo le NTC 2018 viene valutata rispetto al sito, alla tipologia di costruzione, allo stato limite considerato, alle caratteristiche del terreno e alla condizione topografica. Di seguito vengono riportati i parametri utilizzati per definire la domanda sismica:

Sito in esame			
Vita nominale della costruzione	V_N	[anni]	50
Classe d'uso	IV	[-]	
Coefficiente d'uso	C_U	[-]	2
Periodo di riferimento per la costruzione	V_R	[anni]	100

Periodo di ritorno	T_R	[anni]	949
--------------------	-------	--------	-----

Tabella 7-1: Valori di progetto per l'azione sismica.

7.2. Capacità sismica ed effettiva domanda del sito

Per effettuare il confronto e verificare la risposta strutturale ai parametri sismici del sito in esame, lo studio è condotto a partire dallo scenario SC00 in assenza di corrosione fino allo scenario SC6 poiché per tali scenari sono state già determinate le curve di capacità nel precedente capitolo.

Seguendo il metodo N2 è stata determinata la curva di capacità del sistema SDOF che è la curva di capacità del sistema MDOF divisa per il fattore Γ .

Successivamente si è proceduto bilinearizzandola applicando il criterio energetico di uguaglianza delle aree sottese; infine l'analisi si conclude confrontando la curva bilinearizzata con la domanda sismica determinata attraverso l'uso dello spettro di risposta del sito La Spezia.

Si riportano di seguito le tabelle e i grafici ricavati per ciascuno scenario.

Caso Studio: Struttura collocata presso la città La Spezia

Sito in esame: La Spezia		
Accelerazione orizzontale massima al suolo	a_g	0.158g
Categoria del suolo		C
Categoria topografica		T1

Parametri caratteristici del sito	$S [-]$	1.475
	T_c	0.466
	$F_0[-]$	2.379

Tabella 7-2: Quadro dei parametri dello spettro di progetto

SC00

SC00		
Massa del sistema bilineare equivalente	$m^*[\text{ton}]$	937.85
Coefficiente di partecipazione modale	$\Gamma[-]$	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	$F_{bu}[kN]$	2162.50
Resistenza massima del sistema SDOF	$F_{bu}^*[kN]$	1716.27
Spostamento del sistema allo snervamento SDOF	$d_y^*[m]$	0.040
Forza di snervamento del sistema SDOF	$F_y^*[m]$	1639.97
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^*[\frac{kN}{m}]$	41190.48
Periodo del sistema SDOF	$T^*[s]$	0.94
Duttilità	$\mu [-]$	1.9
Spostamento richiesto SDOF	$d_{max}^*[m]$	0.061
Spostamento richiesto MDOF	$d_{max}[m]$	0.077

Spostamento effettivo MDOF	d [m]	0.082
----------------------------	---------	--------------

Tabella 7-3: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC00

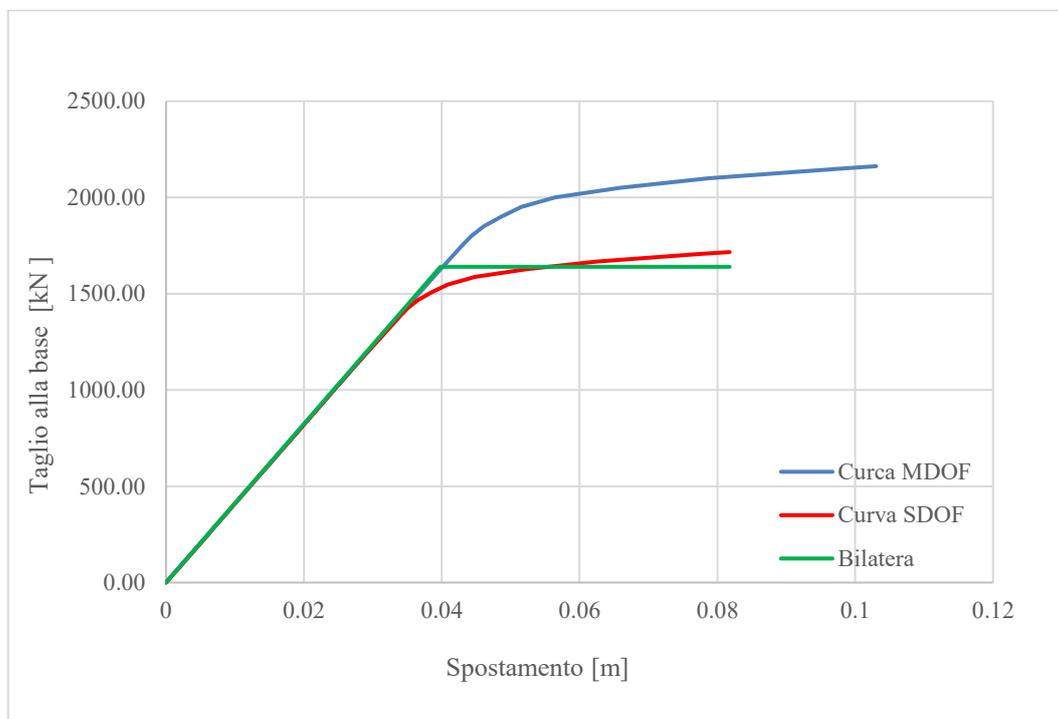


Figura 7-1: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC00

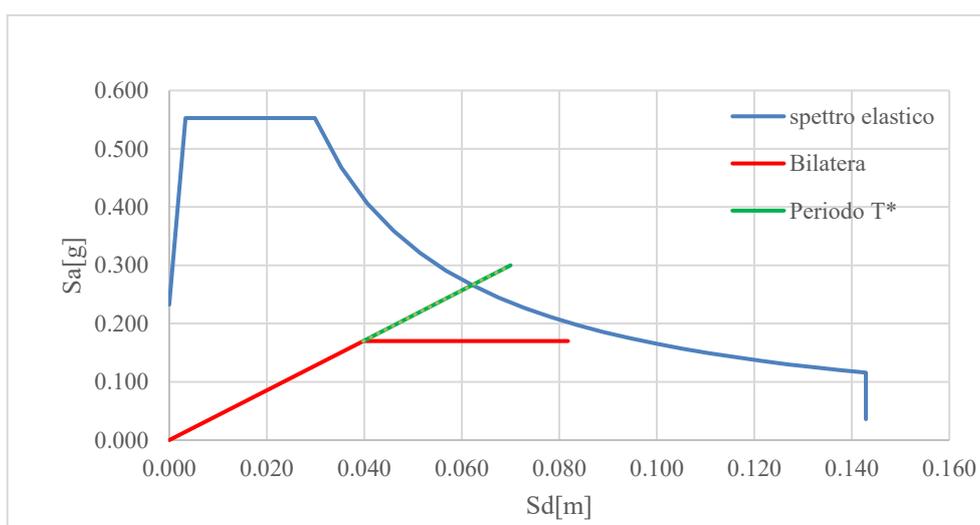


Figura 7-2: Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS per SC00

SC01

SC01		
Massa del sistema bilineare equivalente	m^* [ton]	937.85
Coefficiente di partecipazione modale	Γ [-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	F_{bu} [kN]	1881.25
Resistenza massima del sistema SDOF	F_{bu}^* [kN]	1493.06
Spostamento del sistema allo snervamento SDOF	d_y^* [m]	0.035
Forza di snervamento del sistema SDOF	F_y^* [m]	1420.38
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^* \left[\frac{kN}{m} \right]$	40791.7
Periodo del sistema SDOF	T^* [s]	0.954
Duttilità	μ [-]	1.85
Spostamento richiesto SDOF	d_{max}^* [m]	0.061
Spostamento richiesto MDOF	d_{max} [m]	0.077
Spostamento effettivo MDOF	d [m]	0.071

Tabella 7-4: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC01

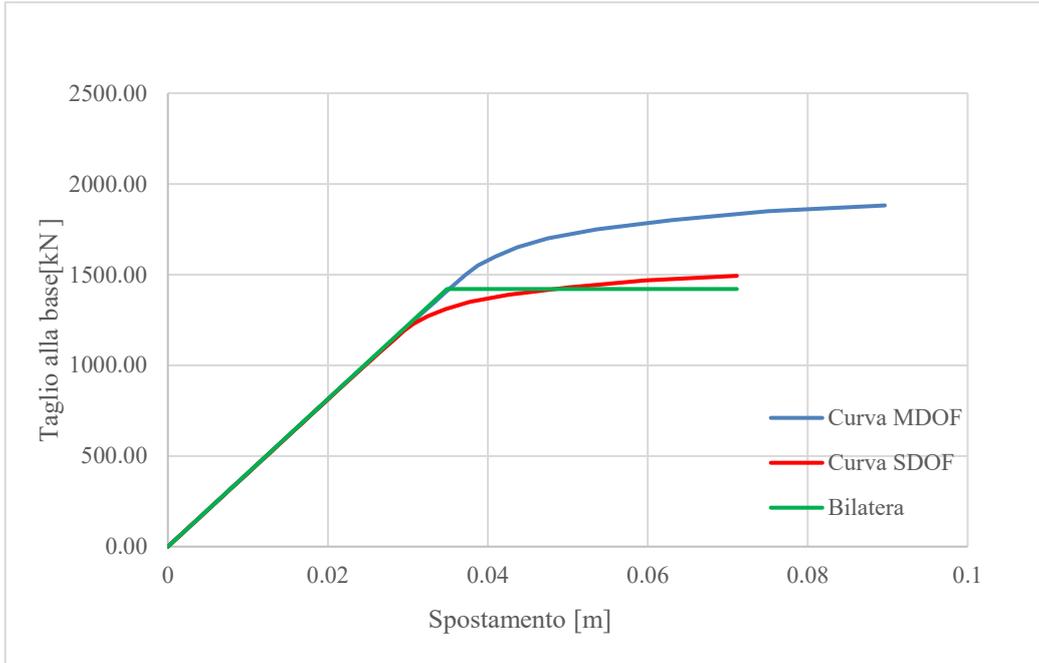


Figura 7-3: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC01

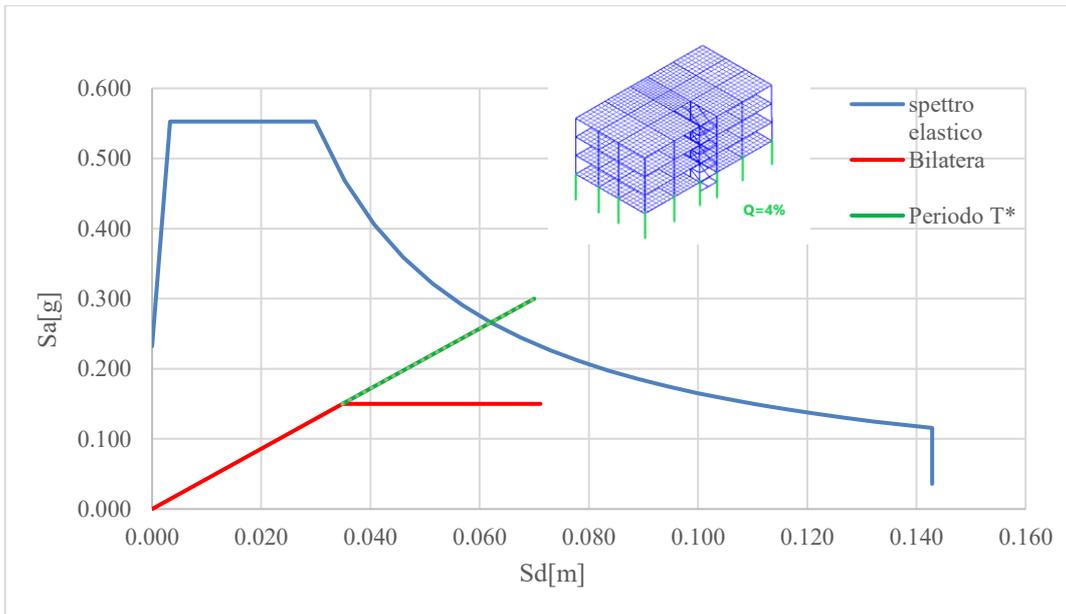


Figura 7-4: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC01

SC02

SC02		
Massa del sistema bilineare equivalente	m^* [ton]	937.85
Coefficiente di partecipazione modale	Γ [-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	F_{bu} [kN]	1643.75
Resistenza massima del sistema SDOF	F_{bu}^* [kN]	1304.56
Spostamento del sistema allo snervamento SDOF	d_y^* [m]	0.032
Forza di snervamento del sistema SDOF	F_y^* [m]	1236.18
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^* \left[\frac{kN}{m} \right]$	39136.9
Periodo del sistema SDOF	T^* [s]	0.97
Duttilità	μ [-]	1.8
Spostamento richiesto SDOF	d_{max}^* [m]	0.063
Spostamento richiesto MDOF	d_{max} [m]	0.079
Spostamento effettivo MDOF	d [m]	0.056

Tabella 7-5: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC02

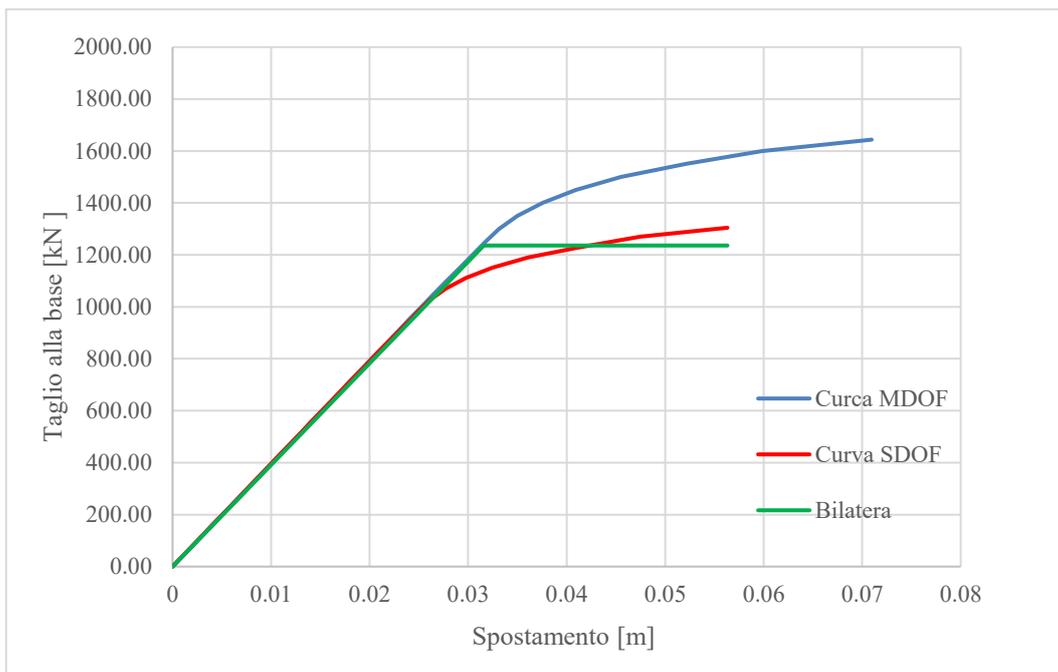


Figura 7-5: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC02

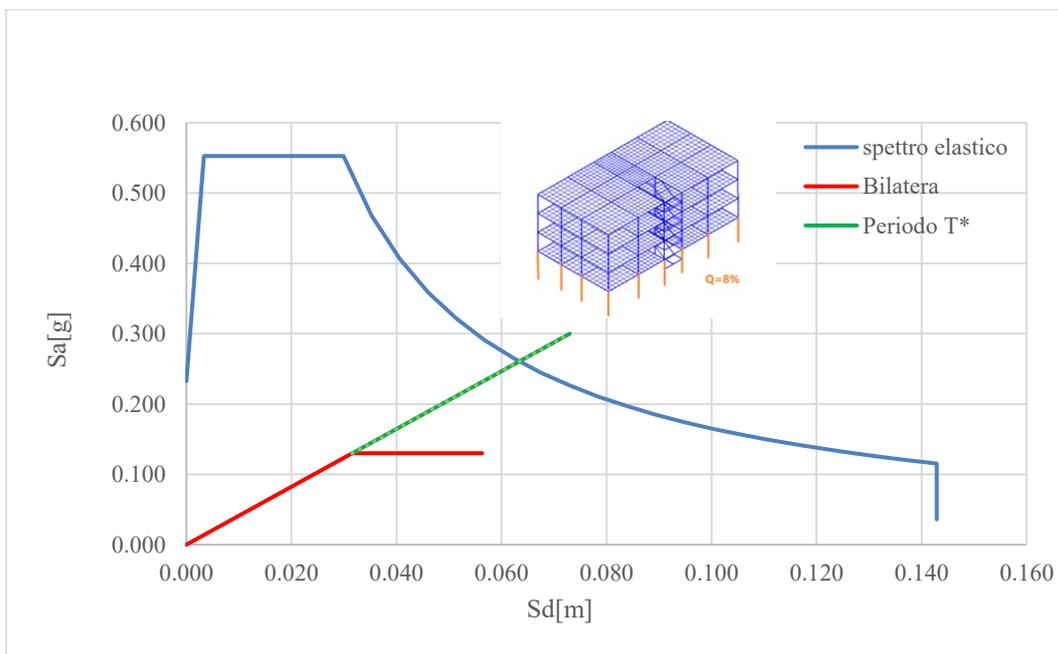


Figura 7-6: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC02

SC03

SC03		
Massa del sistema bilineare equivalente	m^* [ton]	937.85
Coefficiente di partecipazione modale	Γ [-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	F_{bu} [kN]	1282.73
Resistenza massima del sistema SDOF	F_{bu}^* [kN]	1018.04
Spostamento del sistema allo snervamento SDOF	d_y^* [m]	0.025
Forza di snervamento del sistema SDOF	F_y^* [m]	969.29
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^* \left[\frac{kN}{m} \right]$	38156.72
Periodo del sistema SDOF	T^* [s]	0.98
Duttilità	μ [-]	1.4
Spostamento richiesto SDOF	d_{max}^* [m]	0.063
Spostamento richiesto MDOF	d_{max} [m]	0.08
Spostamento effettivo MDOF	d [m]	0.035

Tabella 7-6: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC03

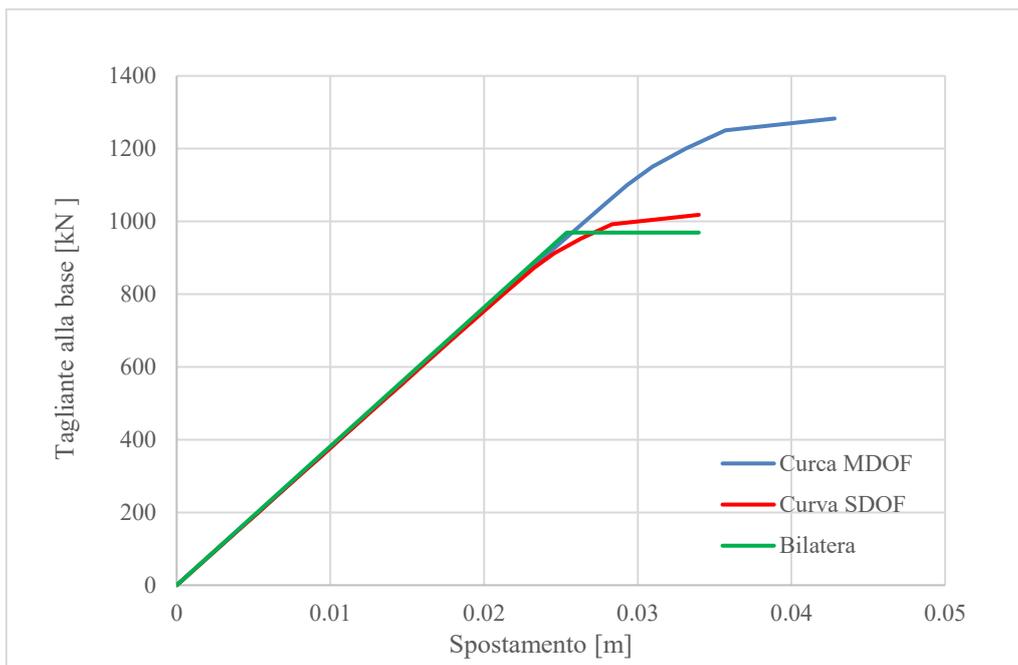


Figura 7-7: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC03

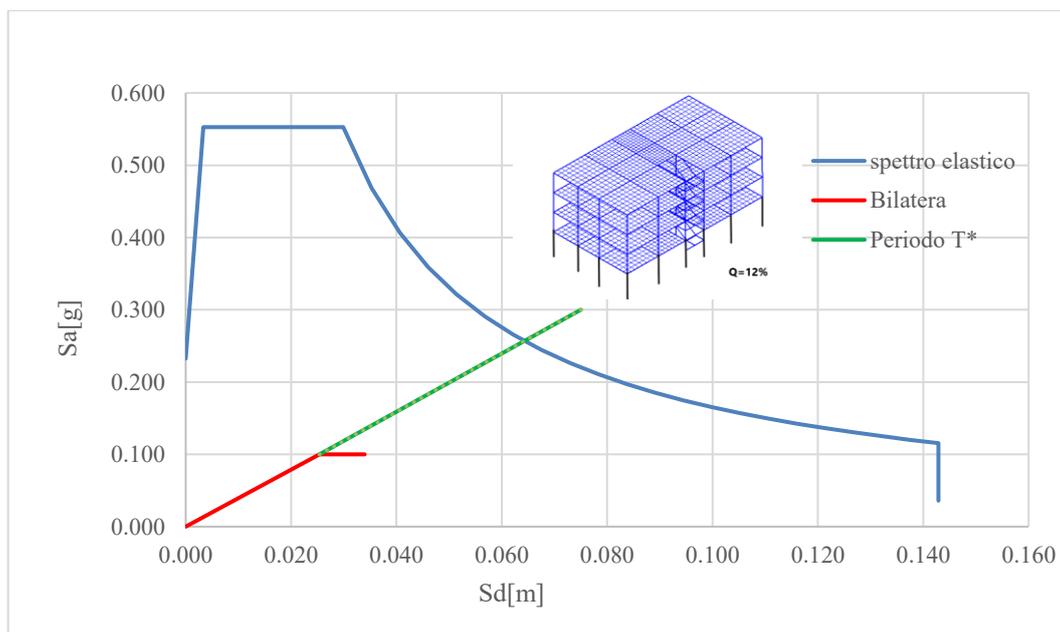


Figura 7-8: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC03

SC04

SC04		
Massa del sistema bilineare equivalente	m^* [ton]	937.85
Coefficiente di partecipazione modale	Γ [-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	F_{bu} [kN]	1875
Resistenza massima del sistema SDOF	F_{bu}^* [kN]	1488.10
Spostamento del sistema allo snervamento SDOF	d_y^* [m]	0.035
Forza di snervamento del sistema SDOF	F_y^* [m]	1420.69
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^* \left[\frac{kN}{m} \right]$	40584.42
Periodo del sistema SDOF	T^* [s]	0.95
Duttilità	μ [-]	1.96
Spostamento richiesto SDOF	d_{max}^* [m]	0.061
Spostamento richiesto MDOF	d_{max} [m]	0.077
Spostamento effettivo MDOF	d [m]	0.070

Tabella 7-7: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC04

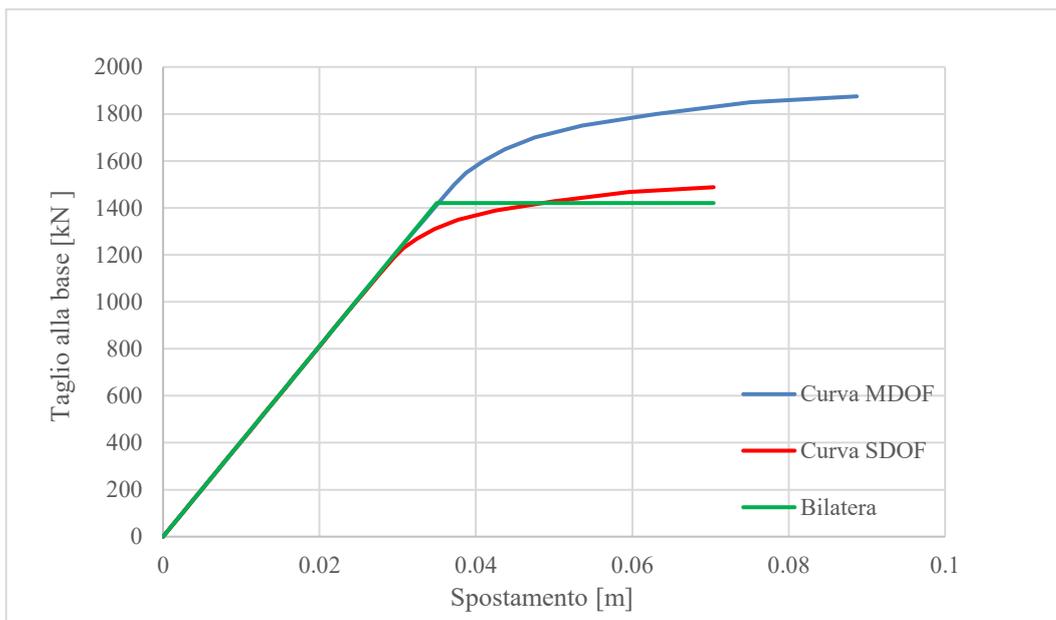


Figura 7-9: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC04

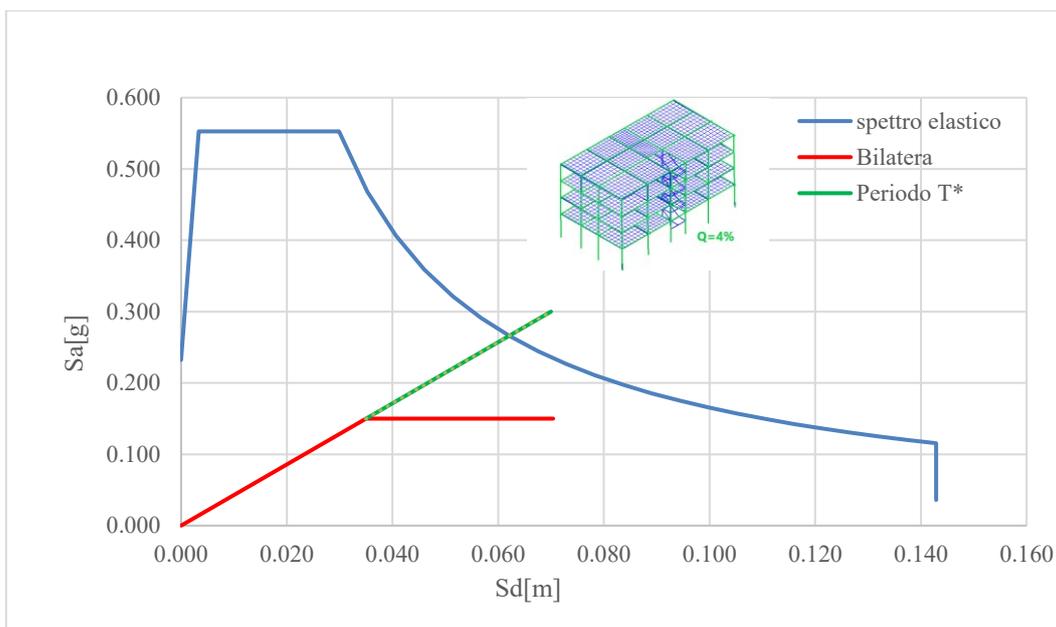


Figura 7-10: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC04

SC05

SC05		
Massa del sistema bilineare equivalente	m^* [ton]	937.85
Coefficiente di partecipazione modale	Γ [-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	F_{bu} [kN]	1625
Resistenza massima del sistema SDOF	F_{bu}^* [kN]	1289.68
Spostamento del sistema allo snervamento SDOF	d_y^* [m]	0.037
Forza di snervamento del sistema SDOF	F_y^* [m]	1196.98
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^* \left[\frac{kN}{m} \right]$	32242.06
Periodo del sistema SDOF	T^* [s]	1.107
Duttilità	μ [-]	1.62
Spostamento richiesto SDOF	d_{max}^* [m]	0.069
Spostamento richiesto MDOF	d_{max} [m]	0.087
Spostamento effettivo MDOF	d [m]	0.060

Tabella 7-8: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC05

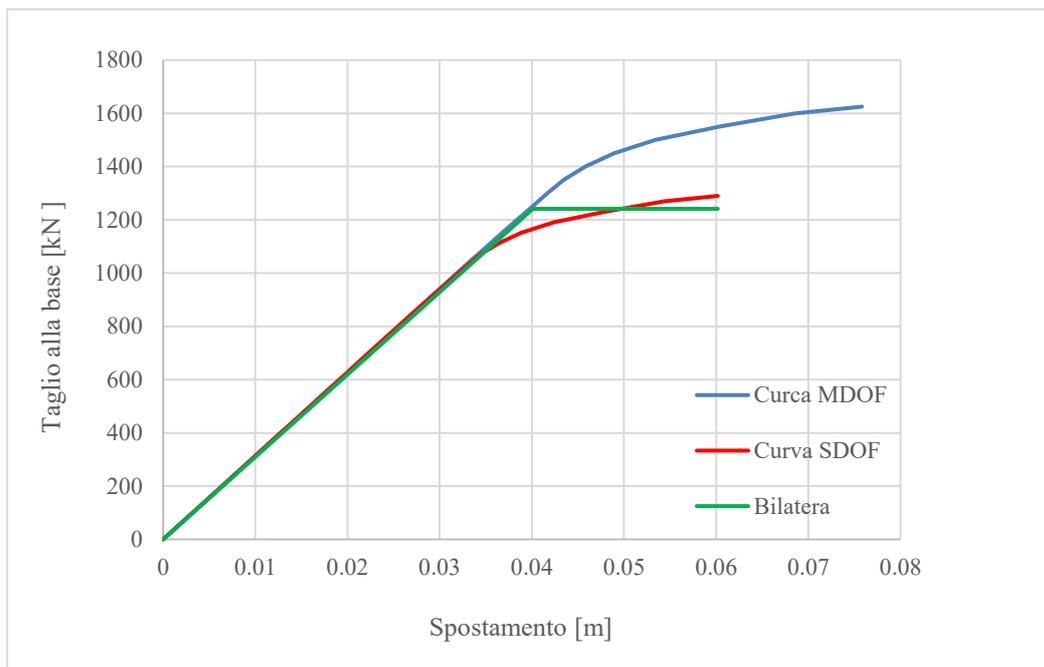


Figura 7-11: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC05

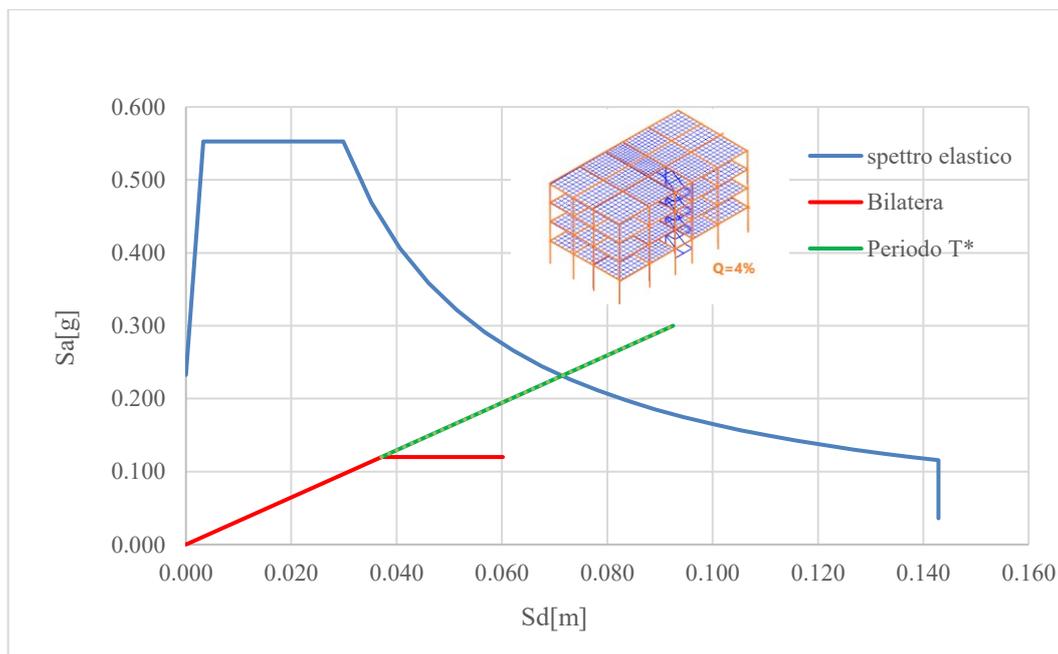


Figura 7-12: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC05

SC06

SC06		
Massa del sistema bilineare equivalente	m^* [ton]	937.85
Coefficiente di partecipazione modale	Γ [-]	1.26
Resistenza massima del sistema MDOF	F_{bu} [kN]	1256.25
Resistenza massima del sistema SDOF	F_{bu}^* [kN]	997.02
Spostamento del sistema allo snervamento SDOF	d_y^* [m]	0.026
Forza di snervamento del sistema SDOF	F_y^* [m]	981.65
Rigidezza secante del sistema SDOF	$K^* \left[\frac{kN}{m} \right]$	37388.39
Periodo del sistema SDOF	T^* [s]	0.99
Duttilità	μ [-]	1.3
Spostamento richiesto SDOF	d_{max}^* [m]	0.064
Spostamento richiesto MDOF	d_{max} [m]	0.081
Spostamento effettivo MDOF	d [m]	0.032

Tabella 7-9: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC06

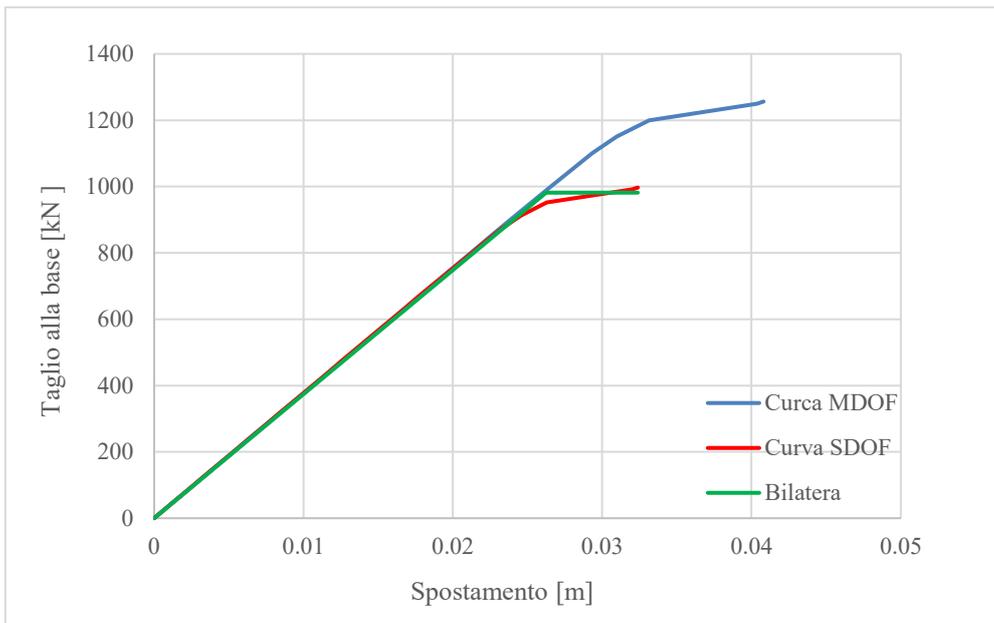


Figura 7-13: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC06

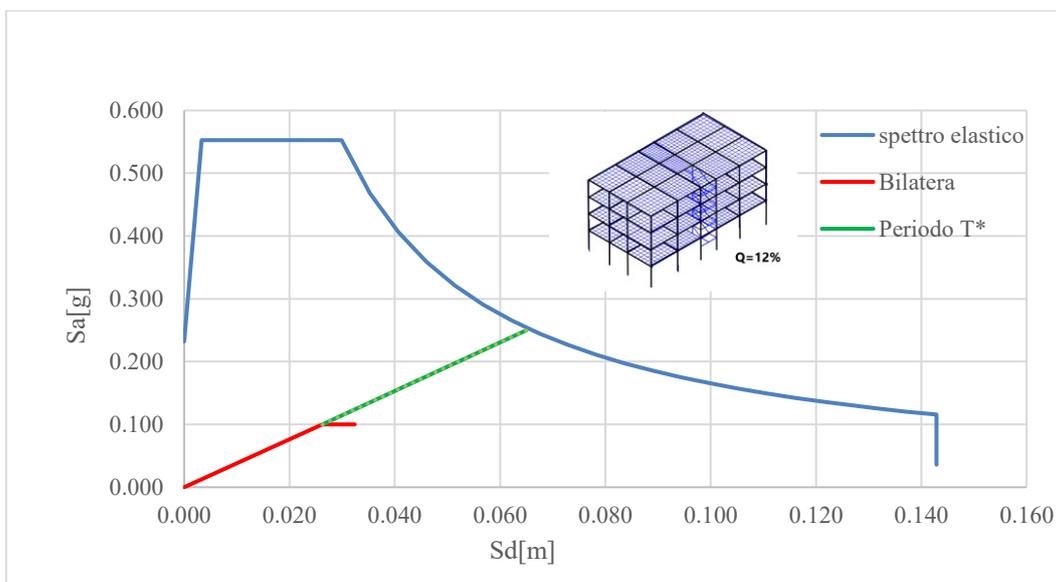


Figura 7-14: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC06

7.3. Confronto capacità e domanda: quadro riassuntivo

Vengono di seguito riportati i valori dello spostamento ultimo d_U del sistema e spostamento richiesto dal sisma d_{max} ; ricordando che la verifica, consiste nell'avere una capacità maggiore della domanda, si evidenziano in rosso le riduzioni negative del margine di verifica che corrispondono ai casi per i quali la verifica non risulta essere soddisfatta.

La Spezia			
Scenario	$d_u[m]$	$d_{max}[m]$	Margine di Verifica [%]
SC00	0.082	0.077	6
SC01	0.071	0.077	-8
SC02	0.056	0.079	-30
SC03	0.035	0.080	-56
SC04	0.070	0.077	-9
SC05	0.060	0.087	-32
SC06	0.032	0.081	-60

Tabella 7-10: Margine di verifica

8. Formazione delle cerniere plastiche al variare degli scenari corrosivi

8.1. Capacità rotazionale delle cerniere plastiche in c.a.

Le strutture in cemento armato presentano, all'aumentare delle azioni esterne, un pronunciato comportamento non lineare. Nelle strutture iperstatiche, questo comportamento influenza la distribuzione delle sollecitazioni interne.

Raggiunto il valore di carico per cui nella sezione critica si raggiunge il momento di snervamento, in questa sezione si forma una cerniera plastica. Se il legame momento-curvatura fosse elastico-perfettamente plastico il momento in questa sezione non aumenterebbe e la rottura potrebbe avvenire in due diversi modi:

- rottura locale legata ad una capacità di rotazione plastica minore della richiesta di rotazione plastica;
- rottura per cinematismo: sulla struttura si formano un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile.

In realtà, poichè il legame momento-curvatura presenta generalmente il ramo post-snervamento incrudente, la rotazione plastica della sezione è accompagnata da un incremento del momento flettente e la rottura avviene nella sezione che per prima esaurisce la capacità di rotazione plastica.

8.2. Analisi di strutture iperstatiche

Il telaio analizzato, per studiare il meccanismo di formazione delle cerniere plastiche in strutture iperstatiche, è quello riportato nella figura seguente (Figura 8.1) oggetto di studio nei precedenti capitoli:

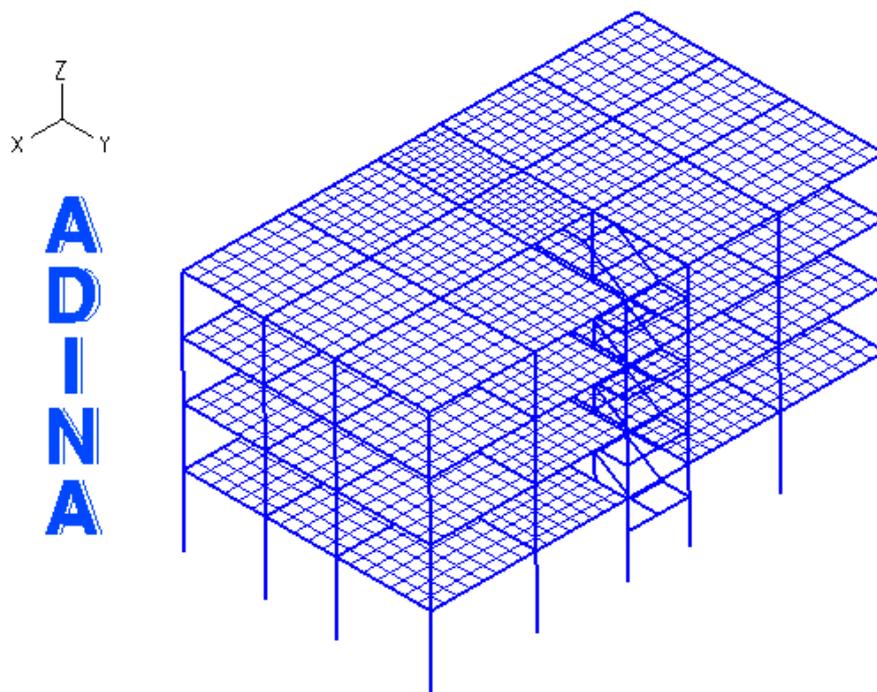


Figura 8-1: Telaio tridimensionale studiato per la determinazione delle cerniere plastiche

Il carico applicato alla struttura è il peso proprio più una distribuzione lineare con l'altezza di forze orizzontali incrementate fino al collasso.

Di seguito di riportano i meccanismi di formazione delle cerniere plastiche nel caso di assenza di corrosione dell'intera struttura (SC00) e nei tre scenari di corrosione distribuita sull'intero edificio ovvero $Q = 4\%$ (SC4), $Q = 8\%$ (SC5) ed $Q = 12\%$ (SC6) sull'intero edificio.

8.3. Cerniere plastiche ai vari step di carico per 4 scenari di corrosione.

SC00-1

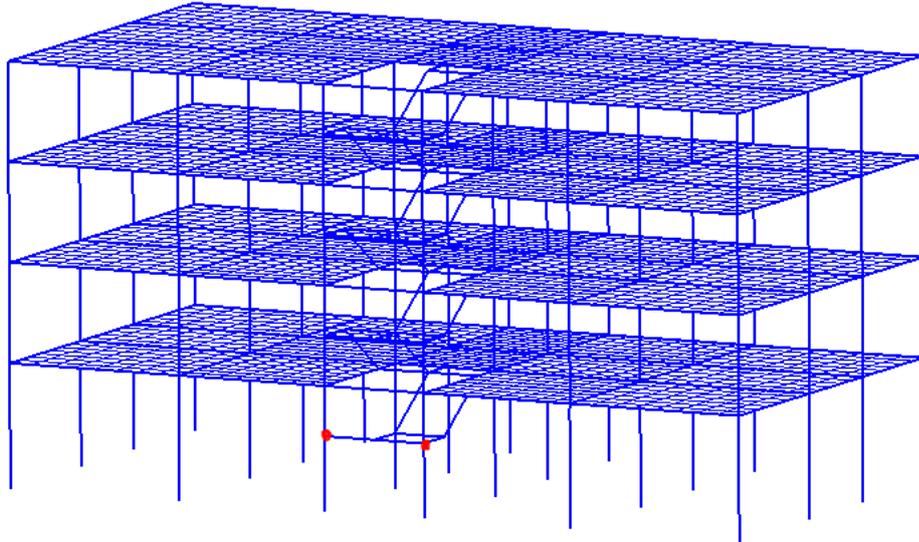


Figura 8-2: Formazione delle prime cerniere plastiche in corrispondenza delle travi al piano terra nel caso di scenario SC00

SC00-2

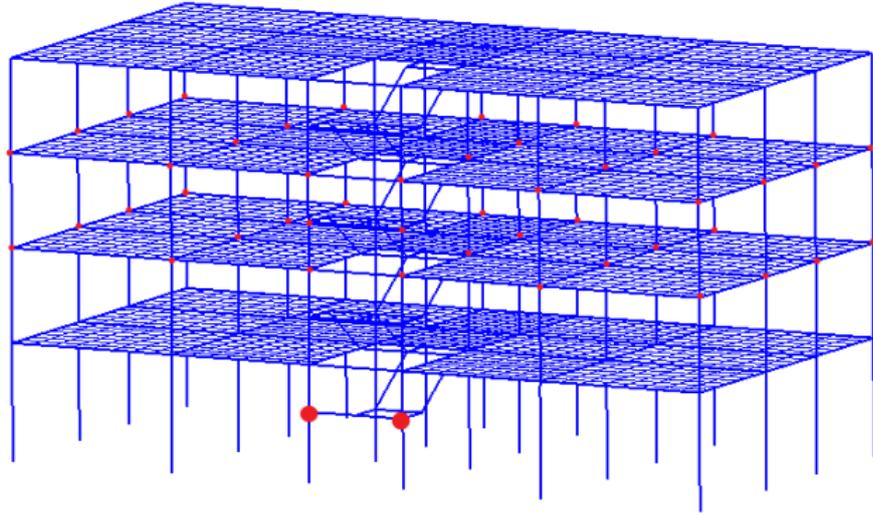


Figura 8-3: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo piano all'aumentare del carico per SC00

SC00-3

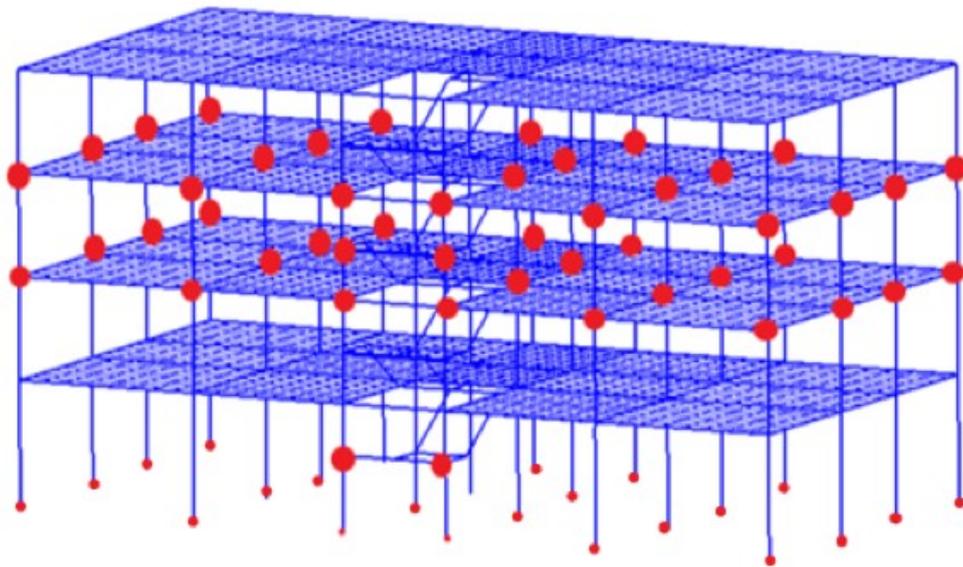


Figura 8-4: Incremento delle cerniere plastiche nelle travi e formazione cerniere nei pilastri di base all'ultimo step di carico.

SC4-1

Per la rappresentazione dello scenario 14 del telaio si è scelto di usare il colore verde che evidenzia la condizione $Q = 4\%$

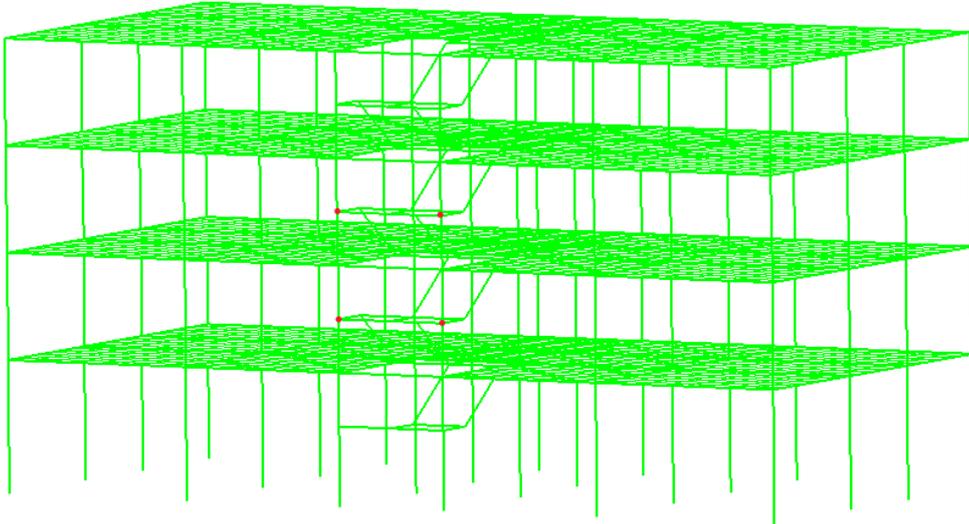


Figura 8-5: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi considerando il telaio soggetto a $Q=4\%$ ai primi step di carico.

SC4-2

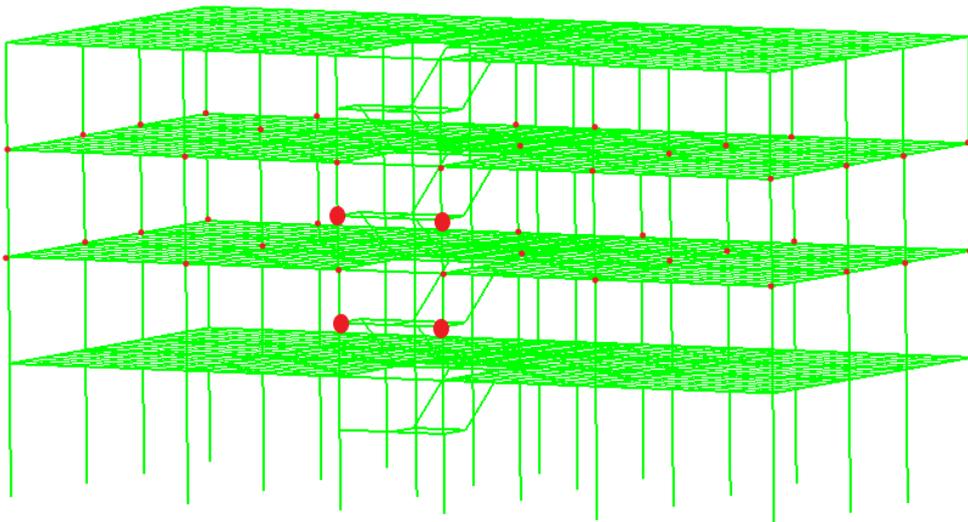


Figura 8-6: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo piano

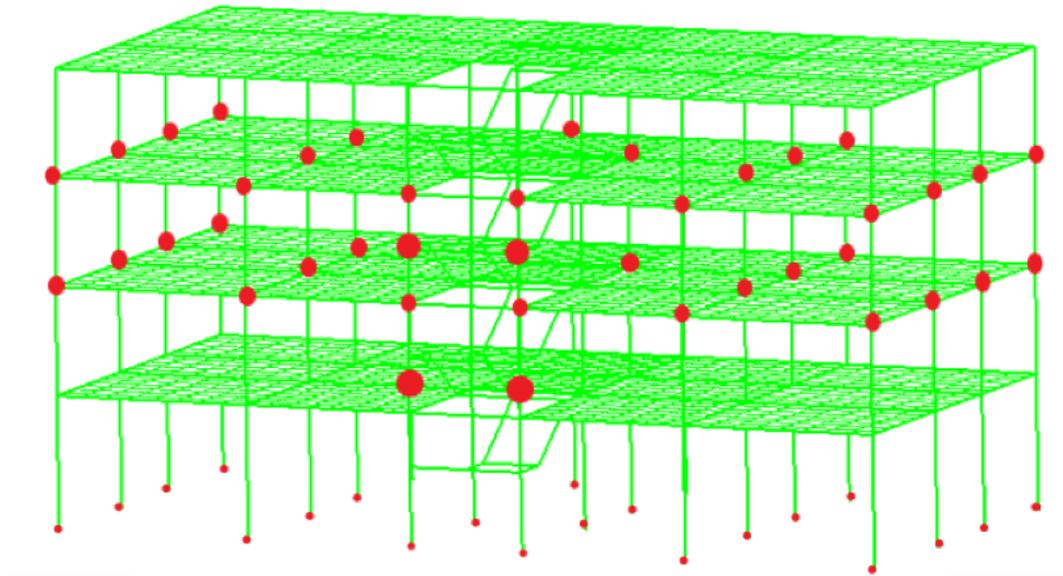


Figura 8-7: Incremento delle cerniere nelle travi e formazione delle cerniere nei pilastri alla base

SC5-1

Per la rappresentazione dello scenario 15 del telaio si è scelto di usare il colore arancio che evidenzi la condizione $Q = 8\%$

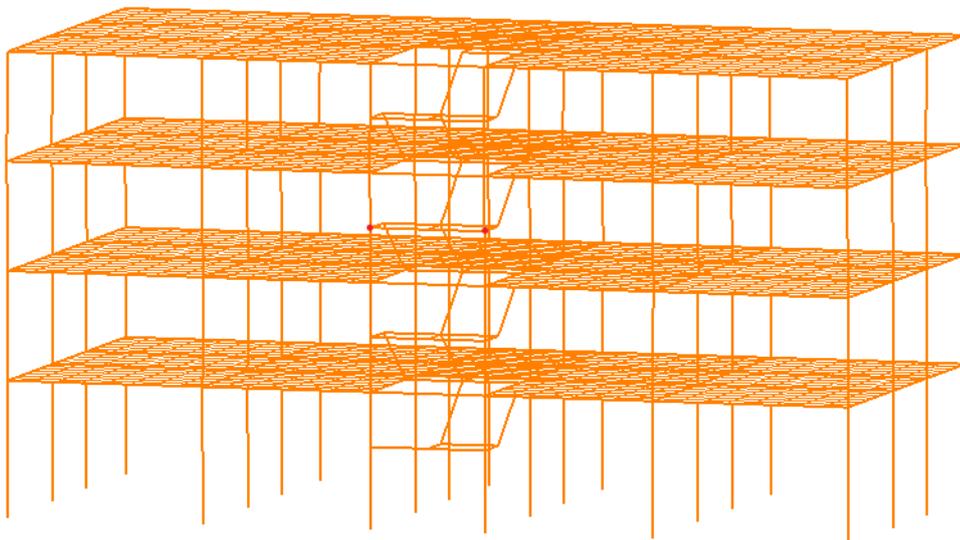


Figura 8-8: Formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle travi del secondo livello.

SC5-2

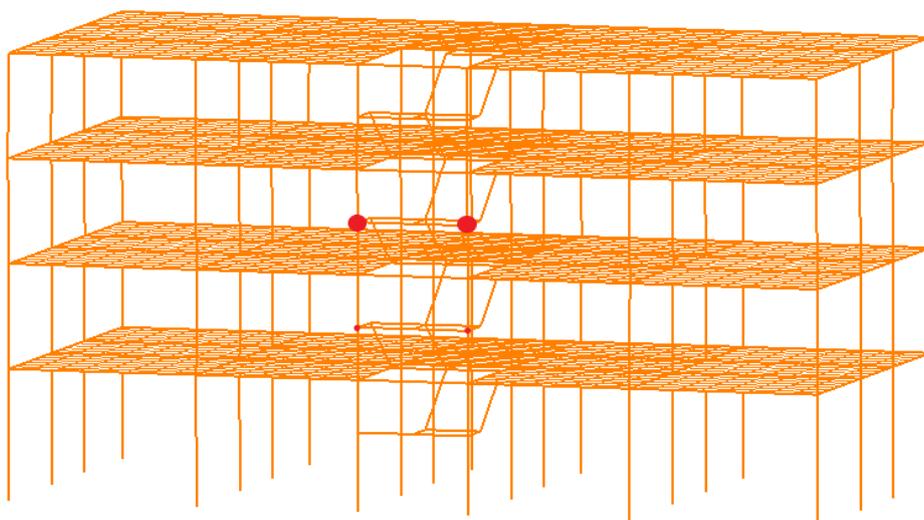


Figura 8-9: Incremento delle cerniere nelle travi e formazione di altre due cerniere al primo livello.

SC5-3

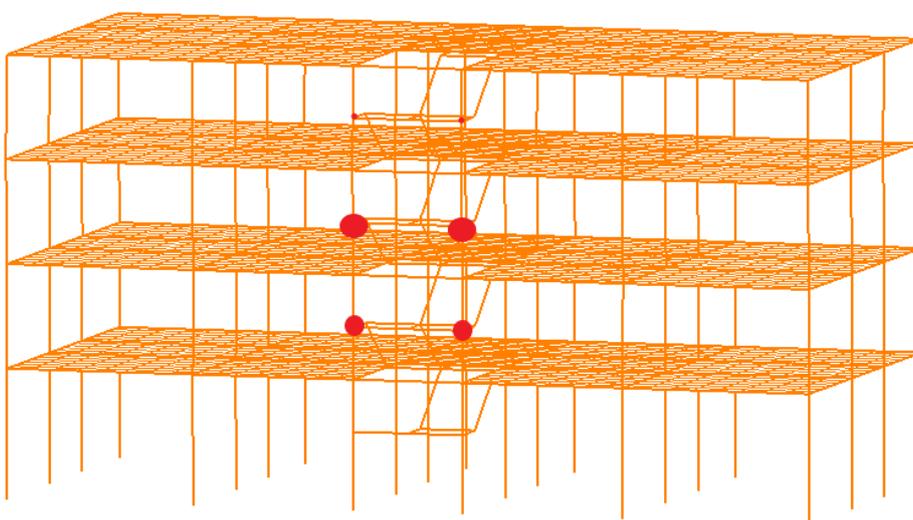


Figura 8-10: Formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle travi del terzo livello e incremento di quelle già formate

SC5-4

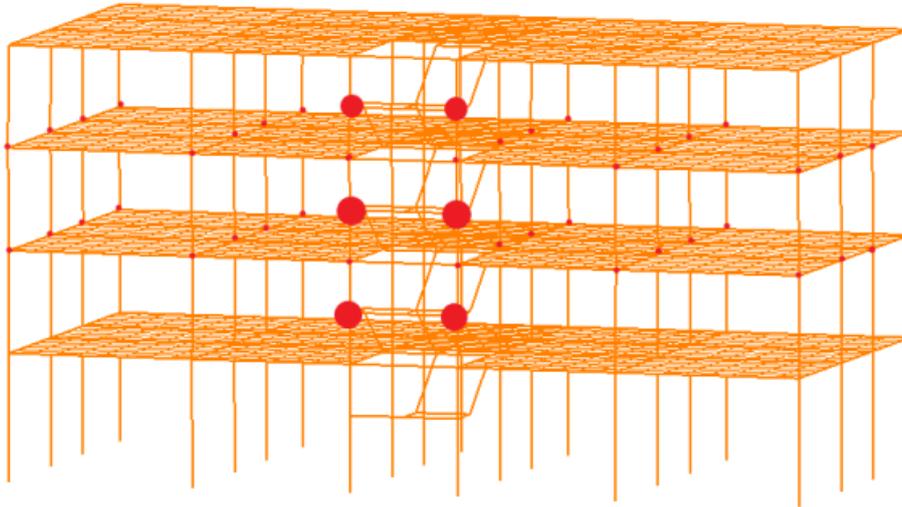


Figura 8-11: Formazione di nuove cerniere plastiche in corrispondenza delle travi di secondo e terzo piano.

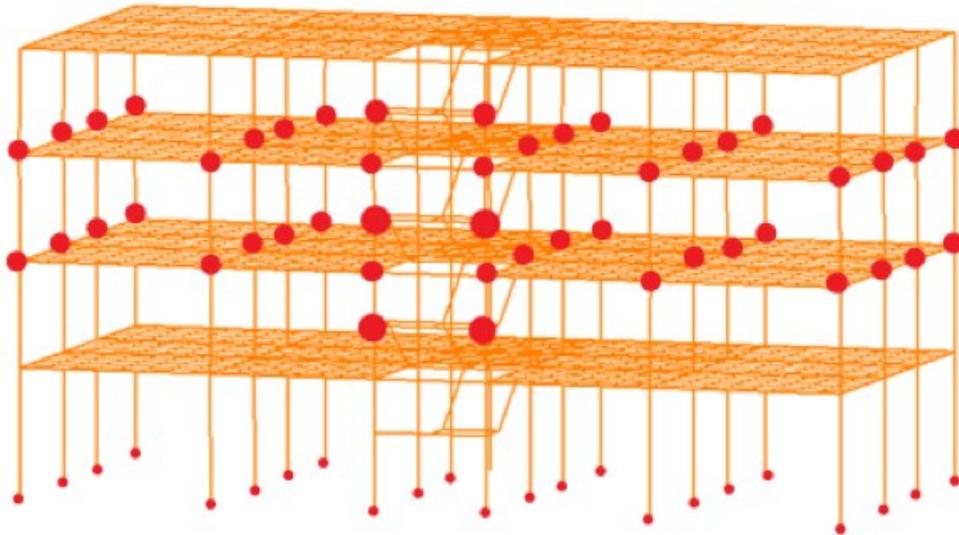


Figura 8-12: Incremento delle cerniere nelle travi e formazione di nuove cerniere alla base dei pilastri

SC6-1

Per la rappresentazione dello scenario 16 del telaio si è scelto di usare il colore nero al fine di mettere in risalto la condizione di $Q = 12\%$

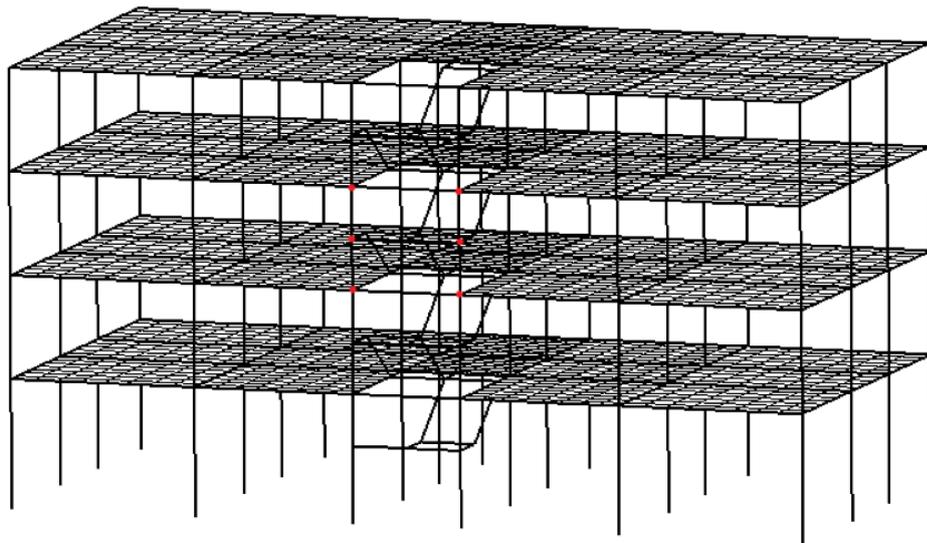


Figura 8-13: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo piano ai primi step di carico per $Q = 12\%$

SC6-2

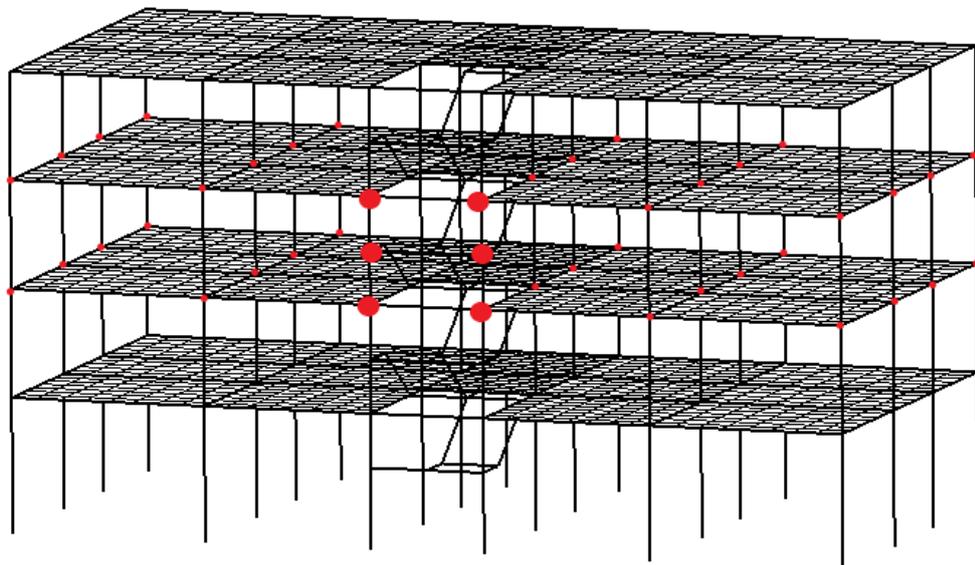


Figura 8-14: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo livello e progressivo incremento delle cerniere già formate.

SC6-3

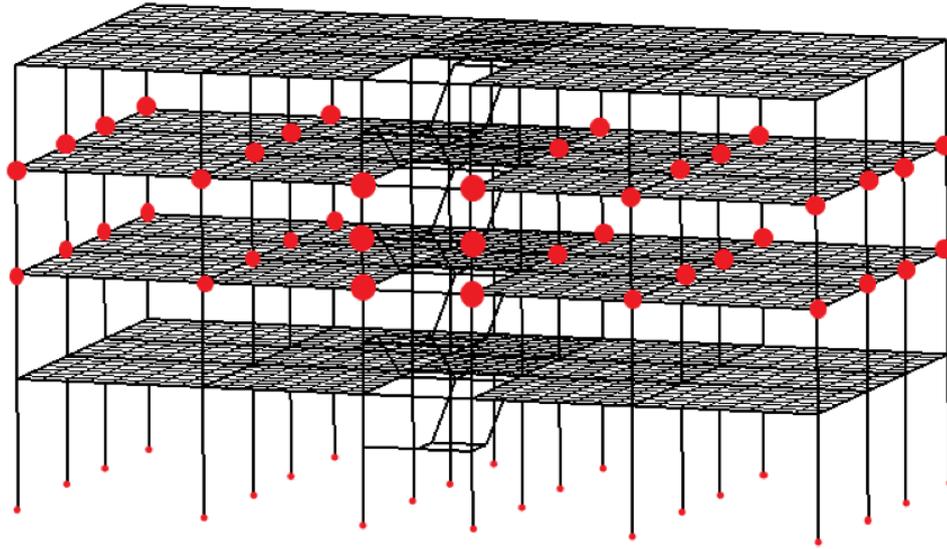


Figura 8-15: Formazione delle cerniere plastiche nei pilastri alla base e progressivo incremento di quelle nelle travi fino al collasso della struttura.

Come si può riscontrare dai casi analizzati in questo capitolo, per gli scenari di corrosione $Q=4\%$, $Q=8\%$ e $Q=12\%$ che coinvolgono l'intera struttura si ha una prima plasticizzazione degli elementi trave nei nodi trave-pilastro che varia a seconda dello scenario considerato e successivamente si ha la plasticizzazione dei pilastri.

Gli ultimi elementi che plasticizzano sono i pilastri alla base, garantendo in questo modo il rispetto della gerarchia delle resistenze.

CONCLUSIONI

Il presente studio propone un metodo di indagine finalizzato alla valutazione della prestazione sismica di un edificio in c.a. soggetto a diverse percentuali di corrosione delle armature.

A partire dall'introduzione delle leggi in grado di cogliere i principali effetti del degrado causato da corrosione da cloruri, si è passati alla modifica dei diagrammi momento-curvatura, utilizzando un algoritmo, per ogni sezione di ciascun elemento trave e pilastro. La capacità della struttura è stata valutata attraverso un'analisi statica non lineare.

Lo strumento di indagine usato è un programma agli elementi finiti ADINA Structures che permette di utilizzare come input i diagrammi momento-curvatura anziché le caratteristiche dei materiali, pertanto utile per le finalità di questa tesi.

La descrizione dei risultati ottenuti del lavoro svolto, può essere riassunta in 4 punti:

1. VALUTAZIONE DELLA VARIAZIONE DI DUTTILITA' SEZIONALE

Il primo passo è stato valutare le sezioni attraverso un modello meccanico in grado di tenere in considerazione il grado di confinamento esercitato dalle staffe e gli effetti della corrosione. Grazie a questi parametri è stato possibile modificare i diagrammi momento curvatura, i quali risultano essere scalati nei valori di momento e curvatura rispetto alla condizione iniziale di assenza di degrado. Infatti come mostrato nelle figure al capitolo 6 (Figura 6.3 e 6.4) si ha una riduzione di duttilità e di momento resistente per ogni sezione.

2. VALUTAZIONE DELLA DUTTILITA DELL'INTERA STRUTTURA

Il secondo passo è stato quello di valutare la duttilità dell'intera struttura in presenza di diversi scenari corrosivi. In particolar modo sono state analizzate le curve di capacità ricavate tramite il software ADINA per ciascuno scenario

corrosivo. Scelto un nodo di controllo, rappresentativo dello spostamento della struttura ai vari step di carico e determinato il tagliante alla base sono state studiate le suddette curve. Il modello utilizzato è un telaio tridimensionale con elementi beam per le travi e i pilastri ed elementi shell per i solai per garantire la condizione di piano rigido.

3. VALUTAZIONE DELLA PRESTAZIONE SISMICA

Per questo punto, seguendo le indicazioni della normativa di riferimento, avendo eseguito un'analisi pushover si è passati alla valutazione dello spostamento effettivo della struttura e quindi alla verifica di compatibilità tra questo spostamento e quello relativo allo spettro elastico di progetto per il sito La Spezia scelto come sito in cui è collocato l'edificio.

In questo caso la valutazione è stata fatta per tutti i sei scenari corrosivi ed è stato possibile evidenziare come al variare dello scenario corrosivo si abbia una riduzione dei margini di verifica e la verifica sismica di conseguenza non risulta soddisfatta. Queste analisi sono state eseguite con lo scopo di evidenziare la riduzione di spostamento ultimo per effetto della corrosione e quindi una riduzione della capacità della struttura.

4. PLASTICIZZAZIONE DEGLI ELEMENTI

L'ultimo passo è stato quello di verificare la formazione e diffusione delle cerniere plastiche per quattro scenari di corrosione negli elementi travi e pilastri. Ciò è stato possibile grazie all'utilizzo del modello a plasticità diffusa che ha consentito la descrizione del comportamento ciclico dei singoli materiali (acciaio e calcestruzzo).

L'effettiva rappresentazione di plasticizzazione della struttura (Capitolo 8) mostra come variando la percentuale di corrosione, varia anche il danneggiamento ad essa associato e dunque la struttura mostra un comportamento plastico differenziato per i casi analizzati.

La possibilità che una struttura ha di sopportare, senza crollare, le sollecitazioni derivanti da un evento sismico dipende dalla sua capacità di dissipare energia prodotta. Tale energia dissipata è tanto maggiore tanto più la struttura entra in ramo post-elastico con la formazione di meccanismi in grado di subire elevate deformazioni permanenti, localizzate in zone critiche che sono appunto le cerniere plastiche.

Per concludere l'approccio proposto in questo elaborato ha permesso di unire più aspetti nello stesso modello ovvero la non linearità dei materiali, la capacità sismica strutturale, il degrado da corrosione indotta da cloruri. Questa procedura fornisce un valido ausilio sia nella progettazione di nuovi edifici ma soprattutto per la verifica delle prestazioni di edifici esistenti che spesso sono stati costruiti senza che vi fossero controlli su aspetti fondamentali per la durabilità del calcestruzzo armato.

Tale studio è tuttavia aperto a ulteriori sviluppi che ne possono affinare i risultati:

- l'instabilità delle barre in zona di compressione
- la variazione di aderenza tra acciaio e calcestruzzo
- l'uso di approcci probabilistici che descrivono la varie fasi caratterizzanti lo scenario corrosivo.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1-1: Periodo di innesco e periodo di propagazione della corrosione in una struttura in calcestruzzo armato (modello di Tuutti).	3
Figura 1-2: Profondità del fronte carbonatato in funzione del tempo e di K.	6
Figura 1-3: Valori massimi, minimi e medi della velocità di corrosione in calcestruzzo carbonatato al variare dell'umidità ambientale.	7
Figura 1-4: Profili di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, dopo 10 anni di esposizione con una percentuale di esposizione del 5 % per valori del coefficiente di diffusione apparente pari rispettivamente a 10^{-11} , 10^{-12} , 10^{-13} m/s ² .	8
Figura 1-5: Tempo necessario per raggiungere con meccanismo diffusivo una concentrazione di cloruri dell'1% alle diverse profondità del calcestruzzo.	10
Figura 2-1: Sezione della barra di armatura residua	12
Figura 3-1: Curve di capacità rappresentativi di tre comportamenti emblematici caratterizzati da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).	28
Figura 3-2: Linearizzazioni bilineari e trilineari della curva di capacità	29
Figura 4-1: Curvatura di una sezione pressoinflessa.	34
Figura 4-2: Sezione pressoinflessa soggetta a momento M e sforzo normale N	35
Figura 4-3: Relazione momento- curvatura al variare di N	40
Figura 4-4: Diagramma momento-curvatura di una sezione reale di trave.	40
Figura 4-5: Legame costitutivo del calcestruzzo (parabola-rettangolo)	42
Figura 4-6: Legame costitutivo dell'acciaio	43
Figura 4-7: Andamento della funzione f che dipende da λ	48
Figura 4-8: Modello σ - ϵ per il calcestruzzo confinato.	50
Figura 4-9: Sezione generica di uan trave	55

Figura 4-10: Sezione tipo di un pilastro.....	57
Figura 5-1: Visione prospettica dell'intelaiatura.	60
Figura 5-2: Schema del solaio.	62
Figura 5-3: Numerazione delle travi del primo livello.	62
Figura 5-4: Numerazione delle travi del secondo livello.....	65
Figura 5-5: Numerazione delle travi del terzo livello.....	68
Figura 5-6: Numerazione delle travi del quarto livello.....	71
Figura 5-7: Definizione della geometria del telaio.	77
Figura 5-8: Relazione momento-curvatura su ADINA.....	78
Figura 6-1: Sezione elemento trave.	82
Figura 6-2: Sezione elemento pilastro	83
Figura 6-3: Andamento del diagramma momento-curvatura per la sezione della trave all'aumentare del livello di corrosione.	89
Figura 6-4: Andamento del diagramma momento curvatura per il pilastro (N=526kN) all'aumentare del livello di corrosione.	90
Figura 6-5: Curva di capacità della struttura nella condizione iniziale (SC00)....	91
Figura 6-6: Confronto curve di capacità del modello per SC00 e SC01	92
Figura 6-7: Confronto curve di capacità del modello per SC00 ed SC02	93
Figura 6-8: Confronto curve di capacità per il modello SC00 ed SC03	94
Figura 6-9: Confronto curve di capacità per SC00 ed SC04	96
Figura 6-10: Confronto curve di capacità del modello per SC00 ed SC05	97
Figura 6-11: Confronto curve di capacità del modello per SC00 ed SC06	98
Figura 7-1: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC00	104
Figura 7-2: Rappresentazione della curva di capacità nel piano ADRS per SC00	104

Figura 7-3: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC01	106
Figura 7-4: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC01	106
Figura 7-5: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC02	108
Figura 7-6: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC02	108
Figura 7-7: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC03	110
Figura 7-8: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC03	110
Figura 7-9: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC04	112
Figura 7-10: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC04	112
Figura 7-11: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC05	114
Figura 7-12: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC05	114
Figura 7-13: Rappresentazione delle curve MDOF, SDOF e della bilatera per SC06	116
Figura 7-14: Rappresentazione della curva di capacita nel piano ADRS per SC06	116
Figura 8-1: Telaio tridimensionale studiato per la determinazione delle cerniere plastiche	119
Figura 8-2: Formazione delle prime cerniere plastiche in corrispondenza delle travi al piano terra nel caso di scenario SC00	120

Figura 8-3: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo piano all'aumentare del carico per SC00.....	121
Figura 8-4: Incremento delle cerniere plastiche nelle travi e formazione cerniere nei pilastri di base all'ultimo step di carico.	121
Figura 8-5: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi considerando il telaio soggetto a $Q=4\%$ ai primi step di carico.....	122
Figura 8-6: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo piano	122
Figura 8-7:Incremento delle cerniere nelle travi e formazione delle cerniere nei pilastri alla base	123
Figura 8-8: Formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle travi del secondo livello.	123
Figura 8-9: Incremento delle cerniere nelle travi e formazione di altre due cerniere al primo livello.....	124
Figura 8-10: Formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza delle travi del terzo livello e incremento di quelle già formate	124
Figura 8-11: Formazione di nuove cerniere plastiche in corrispondenza delle travi di secondo e terzo piano.....	125
Figura 8-12: Incremento delle cerniere nelle travi e formazione di nuove cerniere alla base dei pilastri.....	125
Figura 8-13: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo piano ai primi step di carico per $Q = 12\%$	126
Figura 8-14: Formazione delle cerniere plastiche nelle travi del secondo e terzo livello e progressivo incremento delle cerniere già formate.	126
Figura 8-15: Formazione delle cerniere plastiche nei pilastri alla base e progressivo incremento di quelle nelle travi fino al collasso della struttura.	127

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 2-1: Velocità di corrosione in funzione del contenuto di cloruri.....	14
Tabella 2-2: Velocità di corrosione in funzione del contenuto di cloruri.....	14
Tabella 2-3: Valori dei diversi coefficienti in funzione del tipo di corrosione.....	16
Tabella 4-1: Valori iniziali caratteristici di un cls C25/30.....	53
Tabella 4-2: Valori modificati del calcestruzzo per via del confinamento.....	53
Tabella 5-1: Parametri di riferimento di acciaio e calcestruzzo	61
Tabella 5-2: Carichi di riferimento per il solaio	61
Tabella 5-3: Carichi fissi (G_k) e accidentali (Q_k) delle travi principali del primo livello.	64
Tabella 5-4: Carichi fissi (G_k) e accidentali (Q_k) delle travi secondarie del primo livello.	65
Tabella 5-5: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi principali del secondo livello	67
Tabella 5-6: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi secondarie del secondo livello.	68
Tabella 5-7: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi principali del terzo livello	70
Tabella 5-8: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi secondarie del terzo livello	71
Tabella 5-9: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi principali del quarto livello.	73
Tabella 5-10: Carichi fissi (G_k) e variabili (Q_k) delle travi secondarie del quarto livello.	74
Tabella 5-11: Peso proprio delle travi e dei pilastri del primo livello.	74
Tabella 5-12: Peso proprio delle travi e dei pilastri del secondo livello.....	75

Tabella 5-13: Peso proprio delle travi e dei pilastri del terzo livello.....	75
Tabella 5-14: Peso proprio delle travi e dei pilastri del quarto livello	75
Tabella 6-1: Caratteristiche dei materiali della trave per effetto del confinamento	82
Tabella 6-2: Caratteristiche geometriche della sezione trave	82
Tabella 6-3: Suddivisione della sezione trave in strisce	83
Tabella 6-4: Caratteristiche dei materiali del pilastro per via del confinamento...	84
Tabella 6-5: Caratteristiche geometriche della sezione pilastro	84
Tabella 6-6: Suddivisione della sezione pilastro in strisce	85
Tabella 6-7: Variazione dei parametri che individuano la legge costitutiva dell'acciaio.....	86
Tabella 6-8: Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo-Sez trave	86
Tabella 6-9: Variazione della resistenza a compressione del calcestruzzo-Sez pilastro	86
Tabella 6-10: Dati input per determinare i diagrammi momento-curvatura nel caso $Q = 4\%$	87
Tabella 6-11: Dati input per determinare i diagrammi momento-curvatura nel caso $Q = 8\%$	88
Tabella 6-12: Dati input per determinare i diagrammi momento-curvatura nel caso $Q = 12\%$	88
Tabella 6-13: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC01	92
Tabella 6-14: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC02	93
Tabella 6-15: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC03	94
Tabella 6-16: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC04	95
Tabella 6-17: Dati derivanti dalla curva di capacità del telaio per SC00 ed SC05	97

Tabella 6-18: Dati derivanti dalla curva di capacità per SC00 ed SC06	98
Tabella 6-19: Quadro riassuntivo SC00- SC06	99
Tabella 7-1: Valori di progetto per l'azione sismica.	102
Tabella 7-2: Quadro dei parametri dello spettro di progetto	103
Tabella 7-3: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC00	104
Tabella 7-4: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC01	105
Tabella 7-5: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC02	107
Tabella 7-6: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC03	109
Tabella 7-7: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC04	111
Tabella 7-8: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC05	113
Tabella 7-9: Quadro dei parametri per la valutazione dello spostamento richiesto al sistema per SC06	115
Tabella 7-10: Margine di verifica	117

INDICE DELLE EQUAZIONI

Equazione 1-1	4
Equazione 1-2	5
Equazione 1-3	5
Equazione 1-4	9
Equazione 1-5	9
Equazione 2-1	12
Equazione 2-2	13
Equazione 2-3	13
Equazione 2-4	13
Equazione 2-5	14
Equazione 2-6	15
Equazione 2-7	15
Equazione 2-8	15
Equazione 2-9	16
Equazione 2-10	16
Equazione 2-11	16
Equazione 2-12	18
Equazione 2-13	18
Equazione 2-14	18
Equazione 2-15	18
Equazione 2-16	19
Equazione 2-17	19
Equazione 2-18	19

Equazione 2-19	19
Equazione 2-20	20
Equazione 2-21	20
Equazione 2-22	20
Equazione 2-23	21
Equazione 2-24	21
Equazione 3-1	23
Equazione 3-2	24
Equazione 3-3	24
Equazione 3-4	24
Equazione 3-5	25
Equazione 3-6	25
Equazione 3-7	25
Equazione 3-8	25
Equazione 3-9	26
Equazione 3-10	26
Equazione 3-11	26
Equazione 3-12	27
Equazione 3-13	27
Equazione 4-1	31
Equazione 4-2	32
Equazione 4-3	32
Equazione 4-4	32
Equazione 4-5	32
Equazione 4-6	32

Equazione 4-7	34
Equazione 4-8	34
Equazione 4-9	35
Equazione 4-10	36
Equazione 4-11	36
Equazione 4-12	36
Equazione 4-13	36
Equazione 4-14	37
Equazione 4-15	37
Equazione 4-16	37
Equazione 4-17	37
Equazione 4-18	37
Equazione 4-19	37
Equazione 4-20	38
Equazione 4-21	38
Equazione 4-22	38
Equazione 4-23	38
Equazione 4-24	38
Equazione 4-25	39
Equazione 4-26	43
Equazione 4-27	44
Equazione 4-28	44
Equazione 4-29	44
Equazione 4-30	45
Equazione 4-31	45

Equazione 4-32	46
Equazione 4-33	46
Equazione 4-34	46
Equazione 4-35	46
Equazione 4-36	46
Equazione 4-37	47
Equazione 4-38	47
Equazione 4-39	47
Equazione 4-40	47
Equazione 4-41	47
Equazione 4-42	49
Equazione 4-43	50
Equazione 4-44	50
Equazione 4-45	50
Equazione 4-46	50
Equazione 4-47	51
Equazione 4-48	51
Equazione 4-49	51
Equazione 4-50	52
Equazione 4-51	52
Equazione 4-52	52
Equazione 4-53	52
Equazione 4-54	56
Equazione 4-55	56
Equazione 4-56	56

Equazione 4-57	56
Equazione 4-58	57
Equazione 4-59	57
Equazione 4-60	57
Equazione 4-61	58

BIBLIOGRAFIA

1. **Bossio A., Lignola G., Fabbrocino F., Monetta T., Prota A., Bellucci F., Manfredi G.,** *Nondestructive assessment of corrosion of reinforcing bars through surface concrete cracks*: 2017 fib. International Federation for structural concrete.
2. **2018, NTC2018-Norme tecniche per le costruzioni-D.M. 17 Gennaio.** 2018.
3. **Bossio A., Lignola G., Fabbrocino F., Prota A., Manfredi G.,** *Evaluation of seismic behavior of corroded reinforced concrete structures*: XV Forum Internazionale World Heritage and Disaster Knowledge, Culture and Representation Naples 15-Capri 16, 17 June 2017.
4. **De Gaetanis G.,** *Pushover dalla teoria alla pratica*: Grafill, 2015.
5. **Hanjari K., Lundgren K., Coronelli D., Plos M.,** *Three-dimensional modelling of structural effects of corroding steel reinforcement in concrete*: Structure and Infrastructure Engineering Vol.9, No.7, July 2013, 702-718.
6. **Dang V., Francois R., Coronelli D.,** *Shear behaviour and load capacity of short reinforced concrete beams exposed to chloride environment*: European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2016.
7. **Di Carlo F., Meda A., Rinaldi Z.,** *Numerical evaluation of the corrosion in the cyclic behaviour of RC columns*: Engineering Structures 153 (2017).
8. **Bru D., González F., Baeza J., Ivorra S.,** *Seismic behaviour of 1960's RC buildings exposed to marine environment*: Engineering Failure Analysis 90 (2018).
9. **Coccia S., Imperatore S., Rinaldi Z.,** *Influence of corrosion on the bond strength of the steel rebars in concrete*: Material and Structures (2016).
10. **Imperatore S., Rinaldi Z.,** *Mechanical behaviour of corroded rebars and influence on the structural response of R/C elements*: Concrete Repair, Rehabilitation 2009 Taylor & Francis Group, London.

11. **Nuti C.**, *Comportamento ciclico di sezioni in cemento armato. Influenza delle armature trasversali* (2001)
12. **Pediferri P.**, *La corrosione delle armature nel calcestruzzo*: Politecnico di Milano.
13. **Angiotti F., Marro P., Guiglia M., Orlando M.**, *Progetto delle strutture in calcestruzzo armato*: Hoepli (2015).
14. **Cosenza E., Magliulo G., Pecce M., Ramasco R.**, *Progetto Antisismico di Edifici in Cemento Armato*: IUSS Press (2004).
15. **Coronelli D.**, *Condition rating of RC structures*: Journal of Building Appraisal 24th January, 2007.
16. **Saetta A., Simioni P., Berto L., Vitaliani R.**, *Seismic response of corroded r.c. structures*: Taylor Made Concrete Structures 2008 Taylor & Francis Group.
17. **Saetta A., Simioni P., Berto L., Vitaliani R.**, *Seismic assessment of existing RC structures affected by degradation phenomena*: Structural Safety 31 (2009).
19. **Fantilli A.**, *Sezioni in c.a. soggette a tensioni normali*: Politecnico di Torino.
20. **Fantilli A.**, *Lezioni, Complementi di Tecnica delle Costruzioni.s.l.*: Politecnico di Torino.
21. **A. Ghersi.**, *Il cemento armato.s.l.*: Dario Flacco Editore, 2010.
22. **ADINA R & D, Inc.** *ADINA Theory and modelling guide. 2012.*
23. **Cesetti A., Mancini G., Tondolo F., Recupero A., Spinella N.**, *Phisycal Model for structural evaluation of r.c. beams in presence of corrosion* (2015).
24. **Mancini G., Tondolo F., Recupero A., Spinella N.**, *Effect of bond degadation due tue corrosion- a literature survey*: Structural Concrete 15 No.3, 2014.