

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

**Analisi parametrica per la valutazione della robustezza delle strutture in
cemento armato**

Relatore: Prof. Paolo Castaldo

Correlatore: Ing. Diego Gino

Candidato: Mario Nicotra

Anno Accademico 2019/2020

Indice

Abstract

Capitolo 1

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | Robustezza delle Strutture in C.A..... | 1 |
| 1.1 | Definizione di Robustezza Strutturale | 1 |
| 1.2 | Azioni accidentali..... | 5 |
| 1.2.1 | Esplosione..... | 6 |
| 1.2.2 | Impatti..... | 7 |
| 1.3 | Rischio di collasso sproporzionato..... | 8 |
| 1.4 | Mitigazione del Rischio | 11 |
| 1.4.1 | Approcci e metodi di progetto | 11 |
| 1.4.2 | Eurocodici | 12 |
| 1.4.3 | Incatenamenti..... | 15 |
| 1.4.4 | Metodo della resistenza locale..... | 17 |
| 1.4.5 | Metodo dei percorsi alternativo di carico | 18 |
| 1.5 | Tecniche di analisi..... | 19 |
| 1.6 | Effetti membranali nelle strutture in CLS..... | 21 |
| 1.6.1 | Comportamento strutturale nei confronti della rimozione di un pilastro..... | 21 |
| | Valutazione analitica degli effetti membranali..... | 24 |

Capitolo 2

| | | |
|-------|--|----|
| 2 | Modellazione del degrado strutturale | 26 |
| 2.1. | Introduzione | 26 |
| 2.1 | Il fenomeno della corrosione..... | 27 |
| 2.1.1 | Corrosione da carbonatazione..... | 29 |

| | | |
|-------|---|----|
| 2.1.2 | Corrosione da penetrazione di cloruri (Pitting) | 30 |
| 2.2 | Effetti della corrosione sulle barre di armatura..... | 33 |
| 2.2.1 | Riduzione di sezione trasversale..... | 33 |
| 2.2.2 | Riduzione di duttilità | 35 |
| 2.2.3 | Riduzione di resistenza meccanica | 37 |
| 2.3 | Effetti della corrosione sul calcestruzzo | 38 |
| 2.3.1 | Riduzione della resistenza meccanica..... | 38 |
| 2.3.2 | Effetti della corrosione sul confinamento..... | 40 |
| 2.4 | Effetti della corrosione sull'aderenza..... | 42 |
| 2.4.1 | Meccanismi di aderenza acciaio-calcestruzzo | 43 |
| 2.4.2 | Modalità di rottura per aderenza..... | 44 |
| 2.4.3 | Model Code 2010..... | 44 |
| 2.4.4 | Effetti della corrosione..... | 46 |

Capitolo 3

| | | |
|-------|--|----|
| 3 | Analisi FEM: <i>Atena2D</i> | 48 |
| 3.1 | Introduzione | 48 |
| 3.2 | Introduzione al software <i>Atena 2D</i> | 48 |
| 3.3 | <i>Pre-processing</i> | 49 |
| 3.3.1 | Proprietà dei materiali..... | 50 |
| 3.3.2 | Geometria del modello..... | 54 |
| 3.3.3 | Disposizione dei carichi, vincoli e spostamenti imposti..... | 57 |
| 3.3.4 | Impostazioni..... | 59 |
| 3.4 | Post-processing | 60 |
| 3.5 | Modellazione del telaio piano | 62 |
| 3.5.1 | Proprietà meccaniche del calcestruzzo | 64 |
| 3.5.2 | Proprietà meccaniche dell'acciaio | 65 |

| | | |
|----------------------|--|----|
| 3.5.3 | Modello geometrico | 66 |
| 3.5.4 | Condizioni al contorno..... | 69 |
| 3.5.5 | Impostazione di analisi | 69 |
| Capitolo 4 | | |
| 4 | Pushdown test | 71 |
| 4.1 | Premessa..... | 71 |
| 4.2 | Scelta del progetto strutturale ottimale (Mauro,2019)..... | 73 |
| 4.3 | Modellazione del degrado | 81 |
| 4.4 | Analisi di <i>Pushdown</i> | 91 |
| Capitolo 5 | | |
| 5 | Conclusioni | 95 |
| Bibliografia | | |
| Ringrazimenti | | |
| Allegati | | |

Indice delle figure

| | |
|--|----|
| Figura 1 Crollo Ronan Point Tower..... | 2 |
| Figura 2 Crollo Murrah Federal Building (fonte: CBSNews.com)..... | 3 |
| Figura 3 Attacco terroristico 11 Settembre 2001(fonte: wired.it)..... | 4 |
| Figura 4 Andamento dell'onda di sovrappressione nel tempo in caso di detonazione (fib,2012)..... | 7 |
| Figura 5 Impronta di collisione su elementi strutturali vicine alle linee di traffico (EN 1991-1-7)... | 8 |
| Figura 6 Step per la determinazione della probabilità di collasso sproporzionato (Faber et al, 2004) | 9 |
| Figura 7 Strategie per la mitigazione del rischio di collasso sproporzionato (Haberland e Starosek, 2009) | 10 |
| Figura 8 Strategie di progetto nei confronti delle azioni accidentali (Way, 2011) | 13 |
| Figura 9 Tipologia di classi di conseguenza (Way, 2011) | 14 |
| Figura 10 Classi di edifici e soluzioni per la mitigazione (Way,2011)..... | 15 |
| Figura 11 Incatenamenti di piano..... | 17 |
| Figura 12 Tipologia di edificio con un piano di trasferimento (Kotoc e Solomos, 2012) | 18 |
| Figura 13 Esempio di percorso alternativo dei carichi..... | 19 |
| Figura 14 Geometria e carpenteria del telaio bidimensionale (CNR-DT, 2018) | 21 |
| Figura 15 Curva carico-spostamento P1 (a) e curva spostamento orizzontale P2 e verticale P1(b) | 22 |
| Figura 16 Comportamento strutturale di un telaio soggetto ad uno spostamento imposto (Lew,2011) | 23 |
| Figura 17 Applicazione del teorema cinematico dell'analisi limite (CNR-DT,2018)..... | 24 |
| Figura 18 Film basico sulla superficie dell'armatura all'interno del calcestruzzo (Finozzi, 2015) .. | 27 |
| Figura 19 Reazione anodica e catodica..... | 28 |
| Figura 20 Evoluzione del degrado nel tempo..... | 29 |
| Figura 21 Evoluzione del processo di carbonatazione (Rossato, 2019)..... | 30 |
| Figura 22 Velocità di corrosione funzione dell'umidità (Pedefferri et al,1996)..... | 30 |
| Figura 23 Processo evolutivo del pitting..... | 31 |
| Figura 24 Relazione qualitativa tra contenuto di cloruri critico e umidità e qualità del cemento (Gjorv, 2009) | 31 |
| Figura 25 Rappresentazione grafica della profondità di corrosione: sezione longitudinale e trasversale (Finozzi, 2015)..... | 33 |
| Figura 26 Dimensione del pit (Val et al, 1998)..... | 35 |
| Figura 27 Risultato di prove di trazione in barre di armatura soggetto a diverso grado di corrosione (Almusallan,2001)..... | 36 |

| | |
|--|----|
| Figura 28 Resistenza a snervamento e rottura di armatura soggetta a corrosione (Du et al, 2005) | 37 |
| Figura 29 Esempi di distacco del copriferro in travi in CAP soggette a corrosione | 38 |
| Figura 30 Distribuzione pressione laterale nella lunghezza dell'elemento (Saatcioglu and Razvi,1992)..... | 40 |
| Figura 31 Pressione laterale di confinamento. a) sezione quadrata; b) pressione uniforme equivalente. (Razvi and Saatcioglu,1999)..... | 41 |
| Figura 32 Legge costitutiva calcestruzzo confinato (Saatcioglu and Razvi, 1992). | 42 |
| Figura 33 Meccanismi di aderenza acciaio-calcestruzzo per barre lisce e aderenza migliorata (Bamonte and Gambarova, 2007) | 43 |
| Figura 34 Rottura di aderenza per "pull-out" (a) e "splitting" (b)..... | 44 |
| Figura 35 Riduzione di aderenza acciaio-calcestruzzo funzione del grado di corrosione (Botte et al. 2016) | 47 |
| Figura 36 Principali caratteristiche di Atena 2D (www.cervenka.cz)..... | 49 |
| Figura 37 Interfaccia grafica di Atena 2D, fase di pre-processing..... | 50 |
| Figura 38 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo I..... | 51 |
| Figura 39 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo II..... | 52 |
| Figura 40 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo III | 52 |
| Figura 41 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo IV | 53 |
| Figura 42 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo V..... | 53 |
| Figura 43 Inserimento proprietà meccaniche acciaio I | 54 |
| Figura 44 Inserimento proprietà meccaniche acciaio II..... | 54 |
| Figura 45 Inserimento dei nodi | 55 |
| Figura 46 Inserimento delle linee..... | 55 |
| Figura 47 Inserimento dei macroelementi..... | 56 |
| Figura 48 Inserimento coordinate delle barre di armatura | 56 |
| Figura 49 Inserimento proprietà meccaniche e geometriche delle barre di armatura | 56 |
| Figura 50 Tipologie di Load Cases | 57 |
| Figura 51 Esempio di creazione e attivazione dei Load cases | 57 |
| Figura 52 Inserimento di vincoli su una linea..... | 58 |
| Figura 53 Inserimento carico uniformemente distribuito su una linea..... | 58 |
| Figura 54 Inserimento di spostamenti imposti | 58 |
| Figura 55 Tipologie di Monitoring points..... | 59 |
| Figura 56 Esempi di Analysis steps | 59 |
| Figura 57 Esempio di deformazione della struttura | 60 |
| Figura 58 Esempio di curva carico spostamento..... | 60 |
| Figura 59 Esempio di quadro fessurativo del calcestruzzo | 61 |

| | |
|--|--|
| Figura 60 Esempio di tensioni nelle barre di armatura | 61 |
| Figura 61 Esempio di deformazioni nel calcestruzzo | 61 |
| Figura 62 Pianta del piano tipo Mauro(2019)..... | 62 |
| Figura 63 Dimensioni geometriche del telaio piano (Mauro,2019) | 63 |
| Figura 64 Legami costitutivi per il materiale calcestruzzo | 64 |
| Figura 65 Modellazione pilastro piao pilotis b) e piani successivi a) | 67 |
| Figura 66 Modello globale senza armature | 68 |
| Figura 67 Modello globale in presenza di armature..... | 68 |
| Figura 68 Posizione monitoring points nel telaio..... | Errore. Il segnalibro non è definito. |
| Figura 69 Rimozione pilastro centrale nella prova di pushdown | Errore. Il segnalibro non è definito. |
| Figura 70 Curve di pushdown per il telaio H50 e H60 | 74 |
| Figura 71 Curve di pushdown: confronto tra modelli con armatura simmetrica non continua (NC) e continua (Cva)..... | 79 |
| Figura 72 Curve di pushdown: confronto tra telai con armatura continua asimmetrica (Cva) e simmetrica (Cvs)..... | 80 |
| Figura 73 Curve di pushdown: confronto tra telai con armatura continua asimmetrica, continua o variabile (Cvs) o costante in altezza (C) | 80 |
| Figura 74 Punti di applicazione del fenomeno della corrosione al telaio in esame | 81 |
| Figura 75 Rappresentazione grafica della legge di variazione $C(x,t)$ | 82 |
| Figura 76 Rappresentazione grafica della legge di variazione dell'intensità di corrente | 83 |
| Figura 77 Rappresentazione grafica della riduzione uniforme dell'area delle barre $\Phi 18$ (a) e $\Phi 20$ (b) | 84 |
| Figura 78 Rappresentazione grafica della riduzione per pitting dell'area delle barre $\Phi 18$ (a) e $\Phi 20$ (b)..... | 85 |
| Figura 79 Confronto tra area di pitting e area di corrosione uniforme..... | 86 |
| Figura 80 Rappresentazione grafica della riduzione per pitting della duttilità delle barre $\Phi 18$ (a) e $\Phi 20$ (b)..... | 87 |
| Figura 81 Rappresentazione grafica della riduzione di resistenza del copriferro per la trave a) e pilastro b). | 89 |
| Figura 82 Modellazione del fenomeno dello spalling in Atena 2D | 89 |
| Figura 83 Rappresentazione grafica della riduzione per pitting dell'area delle staffe $\Phi 8$ | 90 |
| Figura 84 Istogramma di confronto tra i picchi flessionali ricavati dalle analisi. | 92 |
| Figura 85 Curve di pushdown dopo l'introduzione della corrosione | 92 |
| Figura 86 Istogramma di confronto tra le massime reazioni post-picco ricavate dalle analisi. | 93 |
| Figura 87 Istogramma di confronto tra gli spostamenti ultimi ricavati dalle analisi..... | 94 |

Indice delle tabelle

| | |
|---|----|
| Tabella 1 Numero di articoli sul collasso sproporzionato dal 1968 al 2017 (Adam et al. 2018)..... | 4 |
| Tabella 2 Equivalenza tra tipologie di esplosivo e tritolo (TNT)..... | 7 |
| Tabella 3 Forze di impatto di veicoli su elementi in prossimità della strada (EN 1991-1-7)..... | 8 |
| Tabella 4 Valori del coefficiente di amplificazione dinamica (DoD, 2016)..... | 20 |
| Tabella 5 Significato geometrico dei coefficienti c_y , c_x e c_s | 45 |
| Tabella 6 Legame τ -slip per "pull-out" e "splitting"..... | 45 |
| Tabella 7 Parametri per il calcolo della relazione tra tensione di aderenza media-scorrimento..... | 46 |
| Tabella 8 Proprietà meccaniche inserite in Atena2D..... | 65 |
| Tabella 9 Proprietà meccaniche dell'acciaio..... | 66 |
| Tabella 10 Tipologia di Load cases inseriti in Atena 2D..... | 69 |
| Tabella 11 Valori dei carichi applicati in Atena2D..... | 70 |
| Tabella 12 Determinazione $P_{max,fl}$ per il telaio H50..... | 75 |
| Tabella 13 Determinazione $P_{max,fl}$ per il telaio H60..... | 75 |
| Tabella 14 Determinazione $P_{max,cat}$ per il telaio H50..... | 76 |
| Tabella 15 Determinazione $P_{max,cat}$ per il telaio H60..... | 76 |
| Tabella 16 Parametri resistenti ricavati dalla curva di pushdown..... | 76 |
| Tabella 17 Numero di barre prima modifica..... | 78 |
| Tabella 18 Numero di barre seconda modifica..... | 78 |
| Tabella 19 Numero di barre terza modifica..... | 78 |
| Tabella 20 Valori medi dei parametri di propagazione..... | 82 |
| Tabella 21 Valori numerici dell'intensità di corrente..... | 83 |
| Tabella 22 Valori numeri di riduzione di sezione trasversale per barre $\Phi 18$ | 84 |
| Tabella 23 Valori numeri di riduzione di sezione trasversale per barre $\Phi 20$ | 84 |
| Tabella 24 Valori numeri di riduzione per pitting di sezione trasversale per barre $\Phi 18$ | 85 |
| Tabella 25 Valori numeri di riduzione per pitting di sezione trasversale per barre $\Phi 20$ | 86 |
| Tabella 26 Valori numeri di riduzione per pitting di duttilità per barre $\Phi 18$ | 87 |
| Tabella 27 Valori numeri di riduzione per pitting di duttilità per barre $\Phi 20$ | 87 |
| Tabella 28 Valori numeri dei coefficienti f_{cm} , K , ϵ_0 , n_{bars} e b_i per il pilastro..... | 88 |
| Tabella 29 Valori numeri dei coefficienti f_{cm} , K , ϵ_0 , n_{bars} e b_i per la trave..... | 88 |
| Tabella 30 Valori numerici di riduzione di resistenza cls per il pilastro..... | 89 |
| Tabella 31 Valori numerici di riduzione di resistenza cls per la trave..... | 89 |
| Tabella 32 Valori numerici della riduzione di resistenza del calcestruzzo confinato presente nei pilastri..... | 91 |

| | |
|--|----|
| Tabella 33 Valori numerici della riduzione di resistenza del calcestruzzo confinato presente nelle travi | 91 |
|--|----|

Abstract

Negli ultimi anni, l'interesse nei confronti della robustezza strutturale è cresciuto rapidamente all'interno della comunità scientifica e nella pratica ingegneristica. Il motivo di tale interesse può essere attribuito ai numerosi eventi di natura accidentale che hanno interessato molti paesi, uno tra tutti l'attentato alle torri gemelle dell'11 Settembre 2001 a New York, dove persero la vita circa 3000 persone. Per le strutture residenziali, commerciali o pubbliche, la possibilità di limitare il danno causato dalla perdita di un elemento portante, come una colonna, provocata dal manifestarsi di un'azione eccezionale, diventa essenziale per garantire la pubblica sicurezza riducendo le perdite economiche per la comunità. È comunemente riconosciuto che per le strutture in cemento armato, la possibilità di evitare o limitare il collasso sproporzionato, dovuto alla perdita di una colonna, dipende dalla capacità delle travi adiacenti alla colonna rimossa di passare da un meccanismo resistente di tipo flessionale a un successivo meccanismo a catenaria in regime di grandi deformazioni. Tuttavia, lo sviluppo di tale meccanismo è associato al livello di conservazione della struttura. Il tema della durabilità degli edifici in cemento armato è conosciuto agli addetti ai lavori da molti anni a causa della presenza di fenomeni fisico-chimici che interessano sia le barre di armatura che il calcestruzzo. Tra i più pericolosi vi è la corrosione delle armature che produce effetti negativi sia sul comportamento meccanico dei singoli materiali che nel meccanismo resistente globale. Nel presente lavoro, quindi, al tema della robustezza è stato affiancato quello della durabilità, in particolare sono state effettuate delle analisi non lineari agli elementi finiti tramite il software *Atena2D* su un telaio in cemento armato progettato seguendo un approccio in robustezza associando ad esso il fenomeno della corrosione delle armature. In questo modo è possibile valutare se la struttura possiede le capacità di incrementare, nel tempo, la propria capacità portante dovuta allo sviluppo di un meccanismo a catenaria in seguito ai fenomeni di degrado, quindi valutare l'evoluzione della robustezza nell'arco la sua vita utile.

In the last years, interest in structural robustness is rapidly growing within the scientific community and practice engineering. The reason can be attributed to the many accidental events that have affected many countries, the most famous the attack of the Twin Towers in September 2011 where about 3000 people died. For civil structures having residential, commercial, or public use, the possibility of limiting damage evolution due to the accidental loss of primary structural element such as a column become essential both for ensuring public safety and reducing economic losses to the community. It is commonly recognized that for reinforced concrete structures, the possibility to avoid or limiting disproportionate collapse as a consequence of a column loss depends on the capacity of the beams converging to the removed column to switch from the initial flexural resistant mechanism to a subsequent catenary mechanism triggering under a large-displacements regime. The development of this mechanism is associated to the degree of maintenance of the structure. The durability of reinforced concrete structures has long been known to the scientific community due to physical and chemical attacks affecting bar reinforcement and concrete. Corrosion is among the most dangerous attacks affecting steel bars which modify mechanical behavior of individual materials but also the global resistance mechanisms. The main topic of this thesis is to combine the structural robustness with the durability of reinforced concrete structures. In detail, non-linear finite element analysis have been performed with *Atena2D* software on a reinforced concrete frame robustness-based designed considering the corrosion phenomena of steel bars. In this way it's possible to assess whether the structure has the ability to increase its bearing capacity due to the development of catenary following degradation phenomena.

Capitolo 1

1 Robustezza delle Strutture in C.A.

1.1 Definizione di Robustezza Strutturale

Le strutture in cemento armato sono di gran lunga le più presenti nel territorio nazionale e internazionale nonostante i loro problemi di durabilità. La loro efficacia risiede nella combinazione tra un eccellente comportamento a trazione delle barre in acciaio e quello a compressione del calcestruzzo. In questo modo si è riusciti a creare un materiale altamente performante e relativamente economico.

I progettisti dei primi telai in cemento armato prendevano in considerazione solo il peso proprio e l'azione del vento mentre carichi accidentali, come quelli causati da esplosioni o impatti, raramente erano inclusi nel progetto. Quindi la maggior parte delle strutture non era capace di sostenere le azioni accidentali.

Gli avvenimenti storici, come i più famosi attacchi terroristici, hanno prodotto perdite di vite umane a causa dell'incapacità delle strutture di resistere alle azioni accidentali. Da qui nasce l'espressione di *Robustezza Strutturale* intesa come la capacità della struttura di resistere agli eventi eccezionali, evitando un collasso progressivo e/o sproporzionato. Spesso quest'ultimi due termini vengono considerati, erroneamente, come sinonimi. Il collasso progressivo è un collasso che inizia con un danno localizzato a un singolo o pochi elementi strutturali e successivamente interessa gli altri elementi creando un effetto domino. Il concetto di sproporzionato invece, è collegato all'evento che lo ha causato: quando la struttura è interessata da un evento eccezionale subisce un danneggiamento non proporzionale proporzionale all'azione che lo ha provocato.

Le definizioni adottate sopra, tuttavia, non sono univoche. Dopo molti anni di ricerca e applicazioni sulla valutazione delle conseguenze delle azioni accidentali sulle strutture, sono state proposte diverse definizioni di collasso sproporzionato, collasso progressivo e robustezza. Una disamina è stata affrontata da Adam et al (2018), in cui vengono riportate le diverse definizioni di collasso sproporzionato, progressivo e robustezza presenti in letteratura. Infine, si riporta la definizione proposta dall'Eurocodice EN-1991-1-7 - Actions on structures. General actions. Accidental action: “*Robustness is the ability of the structure to withstand events like fire, explosion, impact or the consequences of human error, without being damaged to an extent disproportionate to the original cause*”.

L'interesse da parte della ricerca al campo della robustezza in ambito strutturale, già presente in altri ambiti scientifici come *software engineering*, nasce negli anni '70 dopo alcuni eventi catastrofici come il crollo parziale del Ronan Point Tower (Londra, 16 Maggio 1968), un palazzo costituito da 22 piani in cemento armato a pannelli prefabbricati. A causa di una perdita di gas al diciottesimo piano, l'onda d'urto provocata dall'esplosione provocò il crollo del blocco sovrastante. Il peso di quest'ultimo causò un effetto domino sui restanti piani come evidenziato dalla Figura 1, provocando 4 vittime e 17 feriti.



Figura 1 Crollo Ronan Point Tower

Un altro evento catastrofico fu il crollo del Murrah Federal Building (Okalahoma, 19 Aprile 1994), nel quale persero la vita 168 persone. Un attacco terroristico mediante esplosione compromise la stabilità della colonna portante del piano terra del lato nord dell'edificio, le restanti colonne subirono un sovraccarico che non erano capaci di sostenere provocando un effetto domino. Il risultato fu il crollo di metà dell'edificio come si evince dalla Figura 2.



Figura 2 Crollo Murrah Federal Building (fonte: CBSNews.com)

I due eventi destarono la comunità scientifica, soprattutto negli Stati Uniti e Inghilterra dove la ricerca iniziò ad interessarsi del fenomeno del collasso progressivo. In Tabella 1 è riportato il numero di articoli sul collasso progressivo di strutture per i periodi: 1968-2002, 2003-2007, 2008-2012, 2003-2017 (Adam et al. 2018). Emerge chiaramente che fino al 2002 la maggior parte della ricerca si concentrava in Stati Uniti e in Inghilterra in virtù degli eventi catastrofici menzionati sopra. I lavori si intensificarono dopo l'attacco terroristico del World Trade Center l'11 settembre 2001 (Figura 3), dove l'impatto degli aerei provocarono danni alle torri ed innescarono una serie di incendi indebolendo le travi reticolari. In questo caso il collasso progressivo interessò interamente le due torri, provocando la morte di circa 3000 persone. Negli ultimi 10 anni in Italia si assiste ad un interesse al campo della robustezza strutturale forse per la vulnerabilità del patrimonio edilizio al collasso progressivo.

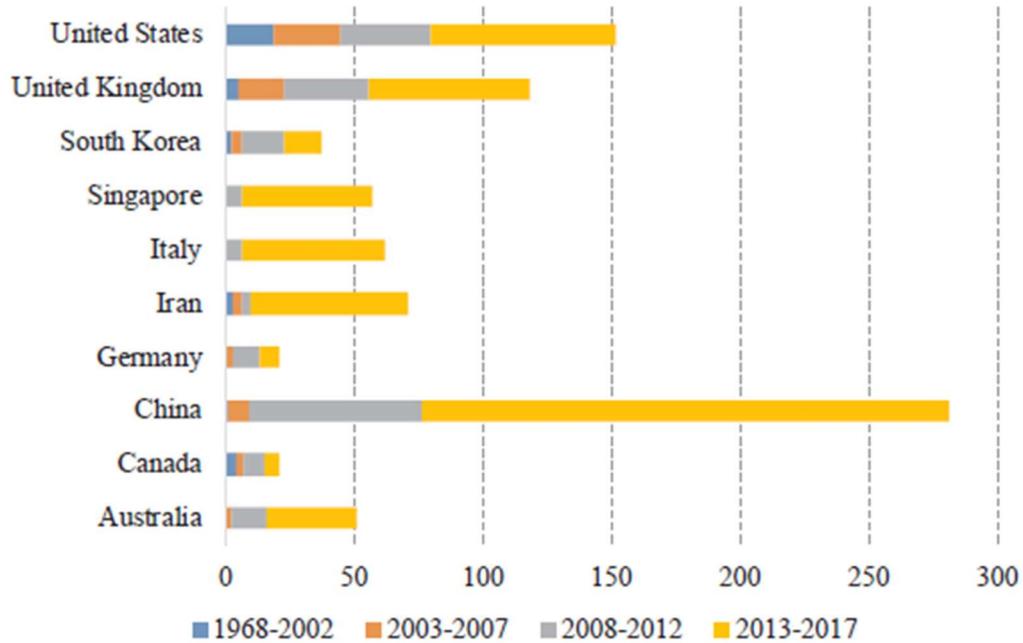


Tabella 1 Numero di articoli sul collasso sproporzionato dal 1968 al 2017 (Adam et al. 2018)



Figura 3 Attacco terroristico 11 Settembre 2001 (fonte: wired.it)

1.2 Azioni accidentali

Un aspetto interessante nella valutazione della robustezza strutturale, a tal punto da rientrare anche nella definizione stessa, è la classificazione delle azioni eccezionali. Il soddisfacimento delle verifiche agli stati limite è alla base della moderna progettazione strutturale, ad ogni stato limite viene associato una combinazione delle azioni. L'Eurocodice 0, così come le NTC 2018, in presenza di azioni accidentali definisce una combinazione eccezionale:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ o } \psi_{2,1})Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,1}\} \quad j \geq 1; i > 1$$

Dove A_d è l'azione eccezionale, con probabilità di accadimento molto bassa.

In realtà, riuscire a determinare analiticamente l'azione accidentale è estremamente difficile, allora per garantire un adeguato livello di robustezza si preferisce adottare specifiche strategie di progettazione. Tuttavia, è utile descrivere le caratteristiche degli eventi eccezionali in modo da essere in grado di stimare i danni potenziali conseguenti a tali azioni e cercare di trovare soluzioni per evitare il collasso. Inoltre, è evidente che prendere in considerazione gli effetti di un'azione accidentale è sicuramente antieconomico. La trattazione che verrà riportata sotto è tratta dal documento *CNR DT 214,2018*.

Si possono riconoscere tre categorie di pericoli:

- Categoria 1: indotti da fenomeni naturali o da attività umana involontaria. Ad esempio: sismi, fenomeni meteorologici, frane, esplosioni e incendi.
- Categoria 2: indotti intenzionalmente dall'uomo. Rientrano in questa categoria gli attacchi terroristici.
- Categoria 3: indotti non intenzionalmente dall'uomo. Rientrano in questa categoria gli errori di progettazione della costruzione.

Un aspetto fondamentale è l'interazione delle azioni con la costruzione, le quali possono essere modellate come:

- Carichi distribuiti di entità eccezionale
- Carichi di impatto
- Accelerazioni impresse alla struttura
- Deformazioni indotte o spostamenti indotti

- Errori di concezione/progettazione/esecuzione

Poiché le azioni sono tempo-varianti, anche se la loro durata è relativamente piccola rispetto alla vita utile della struttura, esse possono essere applicate in maniera statica, dinamica o impulsiva. La scelta dipende dal contenuto in frequenza dell'azione considerata: se le azioni contengono contenuti in frequenza paragonabili ai periodi propri della struttura è consigliata un'analisi dinamica, in caso contrario si può procedere con un'analisi statica equivalente.

1.2.1 Esplosione

L'esplosione è un processo chimico molto rapido (non superiore a 10^{-2} sec) che causa un incremento di pressione innalzando la temperatura nel mezzo in cui si verifica. Le caratteristiche del fenomeno dipendono da molti fattori tra i quali: massa di esplosivo, distanza dalla struttura e dalla presenza di superfici riflettenti che possono aumentare le sovrappressioni (Parisi, 2012). L'onda di pressione generata, correlata ad un quantitativo di TNT equivalente, a contatto con la superficie genera un istantaneo incremento di pressione P_{s0} che può essere stimata (Karlos e Solomos, 2013) con la seguente espressione:

$$P_{s0} = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \sqrt{\frac{W}{R^3}}$$

Dove W è la massa di esplosivo, calcolata come TNT-equivalente, mentre R è la distanza tra il punto di esplosione e la superficie. La Tabella 2 mostra la conversione del tipo di esplosivo in TNT-equivalente. In Figura 4, dove è riportato l'andamento della pressione in funzione del tempo, si evince come la pressione decresce esponenzialmente fino alla pressione atmosferica (fase positiva) con la seguente legge (Karlos e Solomos, 2013):

$$P_s(t) = P_{s0} \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) e^{-b \frac{t}{t_0}}$$

Dove, P_{s0} è il picco di pressione, t_0 è la durata della fase positiva, b è il coefficiente di decadimento della forma dell'onda e t il tempo.

Alla fase positiva segue la fase di depressione, chiamata fase negativa. Quest'ultima genera danni trascurabili rispetto alla fase di sovrappressione.

| Tipo di esplosivo | TNT-equivalenza | Tipo di esplosivo | TNT-equivalenza |
|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| TNT | 1.00 | TETRYL | 1.07 |
| C3 | 1.08 | HMX | 1.02 |
| C4 | 1.37 | AMATOL | 0.99 |
| CYCLOTOL | 1.14 | RDX | 1.14 |
| OCTOL 75/25 | 1.06 | PENT | 1.27 |

Tabella 2 Equivalenza tra tipologie di esplosivo e tritolo (TNT)

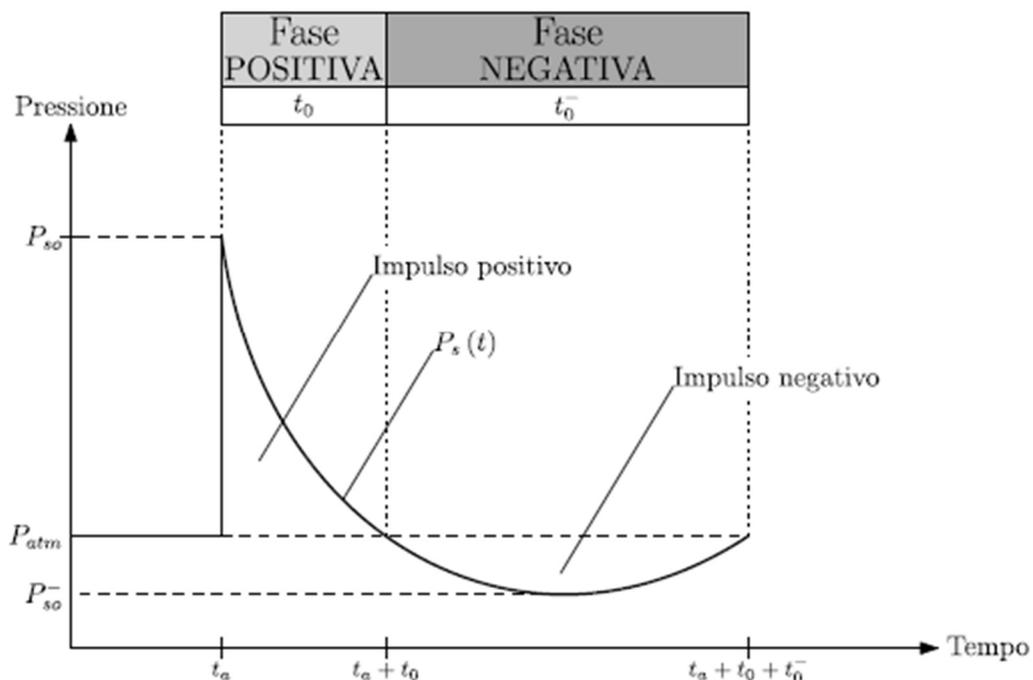


Figura 4 Andamento dell'onda di sovrappressione nel tempo in caso di detonazione (fib,2012)

1.2.2 Impatti

Esistono diverse tipologie di impatti: impatto di veicoli a motore, impatto di imbarcazioni e velivoli, in questa sede ci si limita alla descrizione dell'impatto dei veicoli a motore. Questi ultimi possono interessare sia strutture che infrastrutture, basti pensare a edifici dove sono presenti autorimesse o al caso di pile da ponte adiacenti a una linea ferroviaria (impatto treno-pila). In questo caso è possibile utilizzare un'analisi statica equivalente. L'entità di tali forze è funzione delle categorie di traffico della strada e dalla posizione della struttura rispetto alla carreggiata, un esempio è riportato in Tabella 3 mentre in Figura 5 vengono riportate le dimensioni dell'impronta di carico di un impatto.

| Categoria di traffico | Forza in direzione normale al tracciato | Forza in direzione perpendicolare al tracciato |
|---|---|--|
| Autostrade, strade extraurbane principali e secondarie, strade urbane di scorrimento | 1000 kN | 500 kN |
| Strade locali | 750 kN | 375 kN |
| Strade urbane di quartiere | 500 kN | 250 kN |
| Piazzali e parcheggi coperti con accesso consentito 1) alle sole automobili / 2) a veicoli di massa superiore a 35 q.li | 1) 50 kN / 2) 150 kN | 1) 25 kN / 2) 75 kN |

Tabella 3 Forze di impatto di veicoli su elementi in prossimità della strada (EN 1991-1-7)

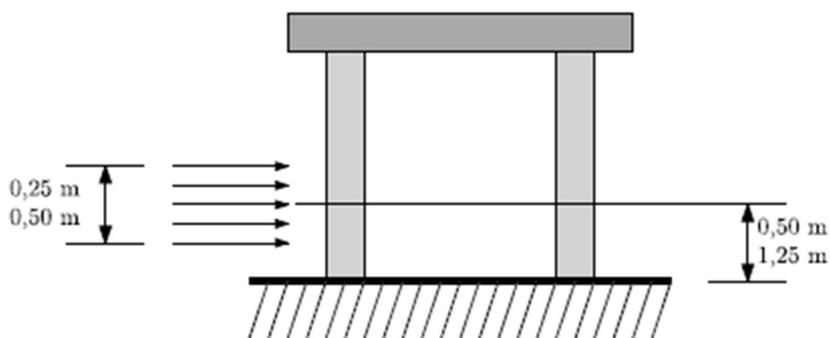


Figura 5 Impronta di collisione su elementi strutturali vicine alle linee di traffico (EN 1991-1-7)

1.3 Rischio di collasso sproporzionato

Nei precedenti paragrafi si è chiarito il significato di collasso sproporzionato e come esso sia collegato direttamente alle azioni accidentali come esplosioni, incendi, impatti, etc. Non tutte le strutture sono esposte al rischio di collasso sproporzionato con lo stesso valore, poiché, ad esempio, un edificio governativo ha una vulnerabilità maggiore rispetto ad un edificio residenziale nei riguardi di un attacco terroristico.

Il termine rischio è un concetto probabilistico ed è definito come la probabilità che un determinato evento si manifesti in un certo istante e in un certo intervallo di tempo provocando un certo livello di danno alle persone o alle cose (JCSS, 2008). In virtù della natura aleatoria delle azioni accidentali è impossibile rendere nulla la probabilità che si manifesti un evento dannoso. Tuttavia, si può stabilire un livello minimo accettabile di

rischio chiamato *de minimis*, determinato da considerazioni di carattere socio-politico, pari a 10^{-7} , proposto da Patè-Cornell, 1994.

Trattare in termini probabilistici il collasso sproporzionato di una struttura significa calcolarne il rischio. Quest'ultimo è definito come la combinazione di 3 fattori:

$$R = P \cdot V \cdot E$$

Dove, con P si indica la pericolosità, ovvero la probabilità che si manifesti un determinato evento in un determinato spazio con un determinato tempo di ritorno, con V si indica la vulnerabilità ossia la predisposizione da parte delle persone, beni o attività a subire danni dal manifestarsi dell'evento, infine, con E si indica l'esposizione, il valore che l'elemento esposto assume in termini di costi, di vite umane etc.

Più in dettaglio, la probabilità di collasso sproporzionato $P[C]$ è legata a 3 aspetti principali riassunti nella formula riportata sotto e in Figura 6:

$$P[C] = P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot P[H]$$

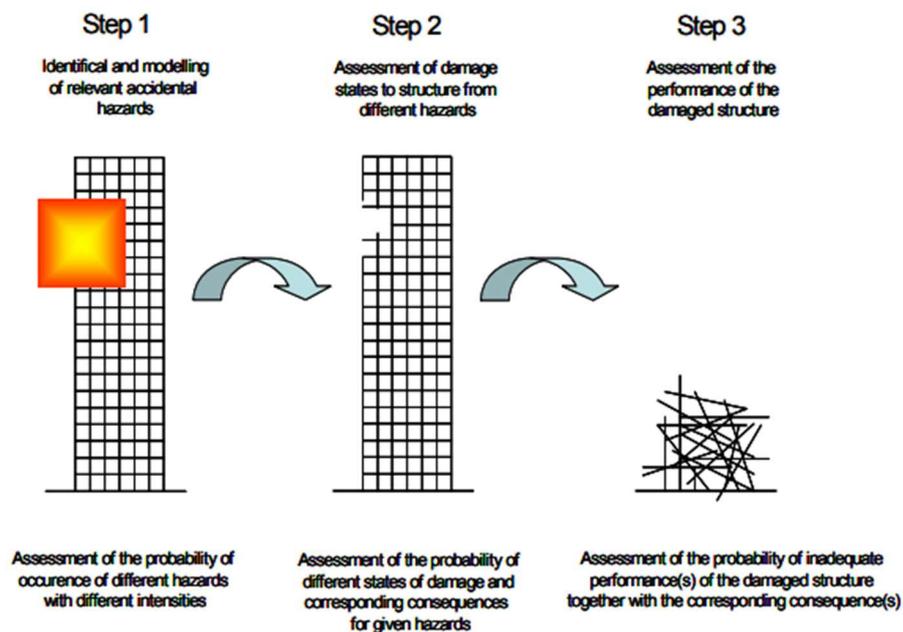


Figura 6 Step per la determinazione della probabilità di collasso sproporzionato (Faber et al, 2004)

Innanzitutto, affinché si manifesti il collasso strutturale sproporzionato è necessario che l'evento dannoso avvenga. Gli eventi (*Hazard*), trattati nel precedente paragrafo, hanno una probabilità di accadimento molto bassa $P[H]$, tra questi gli attacchi terroristici vengono perfino trattati in termini deterministici piuttosto che probabilistici trascurando

il termine $P[H]$. Il termine $P[SL|H]$ rappresenta la probabilità condizionata di danno locale, dato H . Infine, il termine $P[C|SL]$ rappresenta la probabilità condizionata di collasso sproporzionato dato lo stato di danno locale.

Aver scomposto il rischio in questo modo aiuta a capire come intraprendere strategie di mitigazione atte a ridurre il rischio di collasso sproporzionato. È possibile agire su ognuno dei 3 fattori:

- Ridurre la $P[H]$. Ragionare sull'evento è molto difficile perché è affetto da elevata incertezza. Non si può sicuramente agire a livello strutturale ma attraverso un'attenta pianificazione sociale e politica. Un esempio potrebbe essere quello di limitare gli ingressi nella struttura a rischio.
- Ridurre la $P[SL|H]$. A livello progettuale, agire su questo fattore potrebbe essere fortemente anti-economico. Questo approccio potrebbe essere corretto su strutture strategiche e sensibili.
- Ridurre $P[C|SL]$. Proprio questo termine definisce la robustezza della struttura. La riduzione comporta oneri computazionali molto elevati, poiché bisogna indagare sul vero comportamento della struttura sotto le azioni accidentali. Solitamente si tratta di analisi dinamiche non lineari accompagnate da una serie di campagne sperimentali condotte fino al collasso degli elementi strutturali.

In Figura 7 è riportata una rappresentazione della definizione matematica di probabilità di collasso sproporzionato con annesse le diverse strategie di mitigazione ammesse.

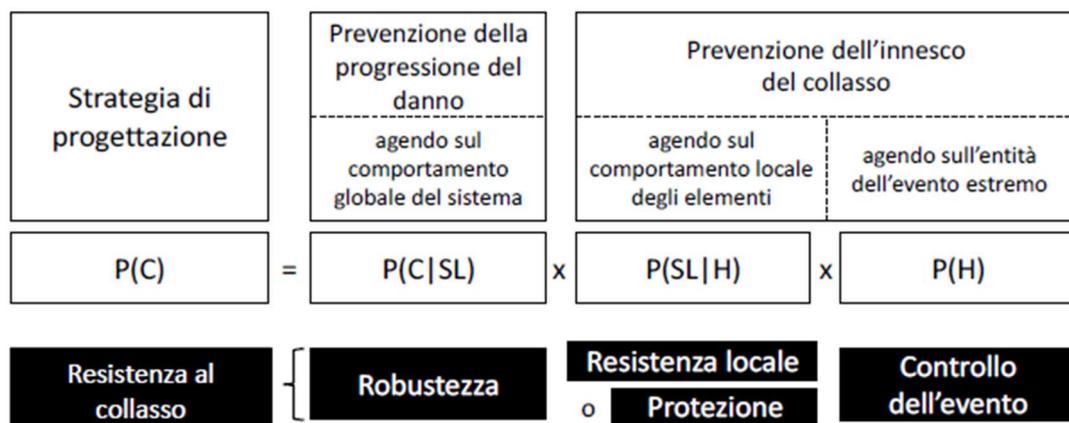


Figura 7 Strategie per la mitigazione del rischio di collasso sproporzionato (Haberland e Starosek, 2009)

La trattazione probabilistica della robustezza strutturale non è lo scopo di questo lavoro di tesi poiché ci si focalizzerà mediante analisi statiche non lineari sulla capacità di un telaio piano soggetto al degrado di non collassare nel caso in cui si manifesti un determinato scenario di rischio quale la rimozione di una colonna.

1.4 Mitigazione del Rischio

1.4.1 Approcci e metodi di progetto

Oggi giorno la progettazione strutturale è fondata su un approccio di tipo prescrittivo. Tuttavia, essa non coglie gli aspetti fondamentali della robustezza strutturale, in quanto non tiene conto dell'accadimento degli eventi eccezionali che possono manifestarsi durante la vita utile della struttura.

In termini generali gli approcci di progetto possono essere classificati in base a:

- L'approccio seguito: prescrittivo o prestazionale. L'approccio prescrittivo, definito dagli enti normativi è quello più utilizzato nella maggior parte delle situazioni di progetto. Esso permette di raggiungere le prestazioni di una struttura in maniera indiretta, richiedendo requisiti minimi quali ad esempio la resistenza del calcestruzzo o l'applicazione di dettagli costruttivi. L'applicazione del metodo prescrittivo è valida per le tipologie di strutture simili a quelle su cui sono state tarate. Diversamente, in termini di robustezza il metodo prestazionale è il più adatto, esso si basa sulla determinazione di una serie di scenari di rischio, valutando il comportamento strutturale di ognuno di essi.
- Il metodo utilizzato: Metodo diretto o indiretto. Sulla base delle differenze descritte sopra tra metodo prescrittivo e prestazionale, è evidente che i metodi di progetto diretti si utilizzano nel caso di approcci prestazionali. I principali metodi diretti saranno descritti più in dettaglio nei prossimi paragrafi, essi sono il "*Metodo della resistenza locale*" e il "*Metodo del percorso alternativo dei carichi*". I metodi di progetto indiretti, invece, sono utilizzati in caso di approccio di progetto di tipo prescrittivo. Per soddisfare un livello adeguato di robustezza strutturale le principali norme, come ad esempio l'Eurocodice, prescrivono adeguati incatenamenti continui nelle costruzioni in cemento armato, in modo da incrementare le capacità membranali dei piani al fine di evitare un collasso sproporzionato.

- Tipologia di scenario: minaccia specifica o generica. La sostanziale differenza sta nella quantificazione dell'azione. Nei metodi di progetto a minaccia specifica l'azione viene quantificata e viene anche determinato l'effetto che essa produce nella struttura. Qualora sia impossibile una determinazione matematica dell'azione si adotta una metodologia di progetto a minaccia generica.

1.4.2 Eurocodici

Gli Eurocodici rappresentano il principale riferimento normativo per la progettazione strutturale per i paesi dell'Unione Europea, ogni paese in aggiunta può adottare documenti supplementari chiamati Annessi Nazionali.

In materia di robustezza strutturale l'EN 1990 afferma che: *“A structure shall be designed and executed in such way it will not be damaged by events such as: explosion, impact, and the consequences of human errors, to an extent disproportionate to the original cause”*.

Potenziati danni dovranno essere evitati attraverso una o più scelte proposte:

- Ridurre il rischio al quale la struttura può essere soggetta;
- Scegliere una forma strutturale che non sia sensibile al rischio considerato;
- Scegliere una forma strutturale e di progetto capace di sostenere la rimozione accidentale di un elemento strutturale;
- Incatenare gli elementi strutturali;

In EN 1991-1-7 si accetta un danno localizzato a causa dell'azione accidentale purché non sia compromessa la stabilità dell'intera struttura e sia mantenuta la capacità portante. Il minimo periodo durante il quale la maggior parte degli edifici deve sopravvivere a seguito di un incidente dovrebbe essere quel periodo necessario per facilitare l'evacuazione e il salvataggio in sicurezza del personale presente all'interno dell'edificio.

Inoltre, l'EN 1991-1-7 identifica due tipi di strategie: una basata sull'identificazione dell'azione accidentale (minaccia specifica) e un'altra basata sulla minaccia generica. Ciascuna delle strategie adotta misure di contrasto al collasso sproporzionato in maniera diversa come raffigurato in Figura 8.

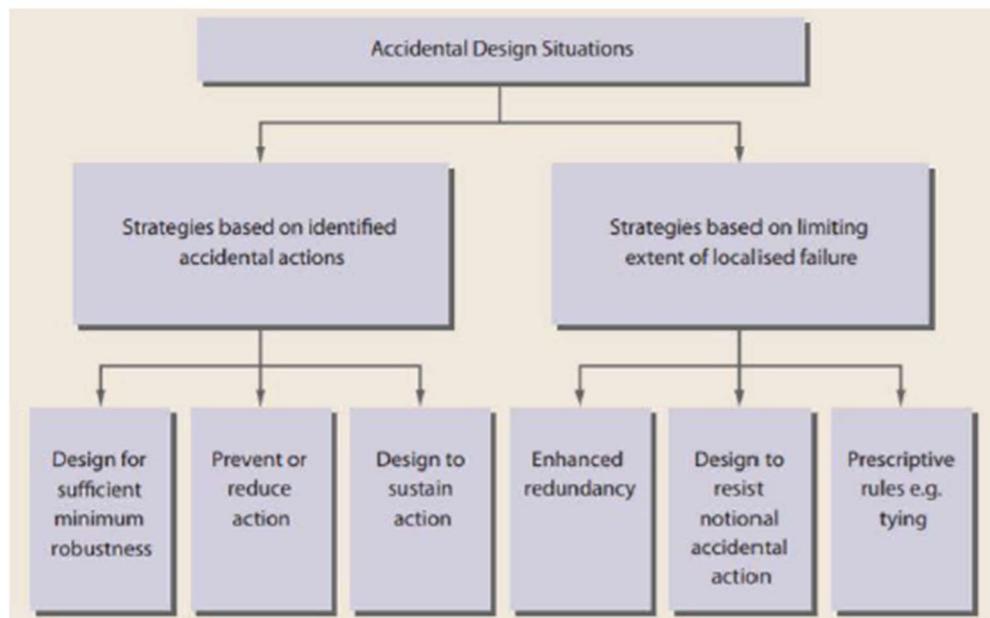


Figura 8 Strategie di progetto nei confronti delle azioni accidentali (Way, 2011)

Se le azioni accidentali non sono specificate, le strategie definite sono basate sulla limitazione dell'estensione del danno localizzato. La mitigazione del collasso sproporzionato può essere raggiunta adottando i seguenti approcci:

- Progettare elementi chiave, dai quali dipende la stabilità della struttura, in modo da sostenere gli effetti dell'azione accidentale;
- Progettare la struttura in modo tale che in presenza di un danno localizzato la stabilità dell'intera struttura o di una parte significativa di essa non venga compromessa;
- Applicando regole prescrittive che forniscono una robustezza accettabile alla struttura (ad esempio incatenamenti tridimensionali, o un minimo livello di duttilità degli elementi strutturali soggetti all'impatto).

Se le azioni accidentali sono specificate, EN 1991-1-7 stabilisce che dovrebbero essere prese misure per mitigare il rischio di azioni accidentali. Queste soluzioni possono includere una o più delle seguenti strategie:

- Prevedere l'avvenimento dell'azione;
- Proteggere la struttura contro gli effetti delle azioni accidentali;
- Garantire che la struttura abbia un'adeguata robustezza, adottando uno o più dei seguenti approcci:

- Progettare alcune parti strutturali dalle quali dipende la stabilità globale;
- Progettare elementi strutturali, scegliendo materiali dotati di sufficiente duttilità, capaci di assorbire una parte significativa dell'energia di deformazione evitando la rottura;
- Rendere la struttura sufficientemente ridondante (iperstaticità) in modo da facilitare il trasferimento delle azioni a percorsi alternativi di carico dopo un evento accidentale;

EN 1991-1-7 definisce le strategie per la situazione di progetto accidentale basate sulle conseguenze associate ad un ipotetico collasso della struttura. Sono definite 4 differenti classi di conseguenza (CC), definite come CC1, CC2a, CC2b e CC3. I requisiti sono progressivamente più stringenti da CC1 a CC3. In Figura 9 si riportano le diverse classi di conseguenza e le tipologie di strutture ad essa associata.

| CONSEQUENCES CLASS | BUILDING TYPE AND OCCUPANCY |
|--|---|
| 1 Low consequences of failure | Single occupancy houses not exceeding 4 storeys. Agricultural buildings. Buildings into which people rarely go, provided no part of the building is closer to another building, or area where people do go, than a distance of 1.5 times the building height. |
| 2a (Lower risk group) Medium consequences of failure | 5 storey single occupancy houses. Hotels not exceeding 4 storeys. Flats, apartments and other residential buildings not exceeding 4 storeys. Offices not exceeding 4 storeys. Industrial buildings not exceeding 3 storeys. Retailing premises not exceeding 3 storeys of less than 1000 m ² floor area in each storey. Single storey educational buildings. All buildings not exceeding two storeys to which the public are admitted and which contain floor areas not exceeding 2000 m ² at each storey. |
| 2b (Upper risk group) Medium consequences of failure | Hotels, flats, apartments and other residential buildings greater than 4 storeys but not exceeding 15 storeys. Educational buildings greater than single storey but not exceeding 15 storeys. Retailing premises greater than 3 storeys but not exceeding 15 storeys. Hospitals not exceeding 3 storeys. Offices greater than 4 storeys but not exceeding 15 storeys. All buildings to which the public are admitted and which contain floor areas exceeding 2000 m ² but not exceeding 5000 m ² at each storey. Car parking not exceeding 6 storeys. |
| 3 High consequences of failure | All buildings defined above as Class 2 Lower and Upper Consequences Class that exceed the limits on area and number of storeys. All buildings to which members of the public are admitted in significant numbers. Stadia accommodating more than 5000 spectators. Buildings containing hazardous substances and /or processes. |

Figura 9 Tipologia di classi di conseguenza (Way, 2011)

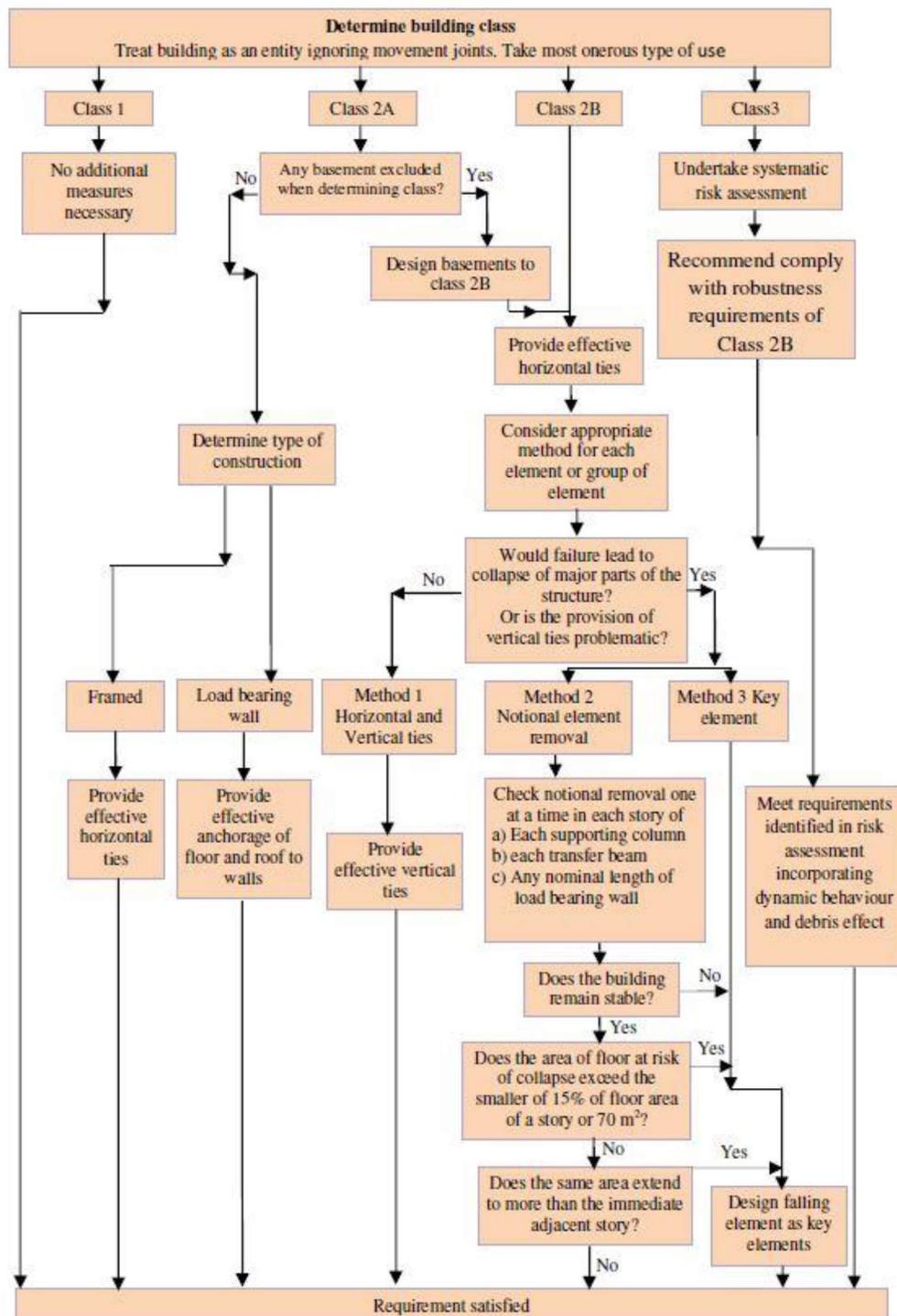


Figura 10 Classi di edifici e soluzioni per la mitigazione (Way,2011)

1.4.3 Incatenamenti

Gli incatenamenti rappresentano un metodo di progetto indiretto poiché mirano ad ottenere un adeguato livello di robustezza attraverso il collegamento tra gli elementi strutturali, in modo da ottenere un percorso alternativo dei carichi sfruttando anche

l'effetto catenaria. In questo modo il progettista non dovrà eseguire particolari calcoli strutturali ma limitarsi a seguire alcune prescrizioni.

Come illustrato in Figura 10, gli incatenamenti sono previsti per le strutture ricadenti alla classe CC2b, pertanto in questa sezione saranno presentati i requisiti previsti dagli Eurocodici che devono essere soddisfatti per le strutture appartenenti alla classe di conseguenza 2b, i quali sono più stringenti delle classi precedenti, mentre gli edifici ricadenti nella CC3 richiedono lo sviluppo di un'analisi dettagliata di rischio.

L'Annesso A del EN 1991-1-7 definisce i requisiti per gli edifici appartenenti alla classe 2b, in particolare afferma che se la struttura è stata progettata e costruita in accordo con EN 1990, non è necessaria nessuna specifica considerazione nei confronti delle azioni accidentali. Qualora, invece, la struttura non sia stata progettata per sostenere le azioni accidentali, l'EN 1992-1-1 richiede che essa dovrà possedere dei sistemi di incatenamento atti a prevenire il collasso progressivo fornendo un percorso alternativo dei carichi dopo il danno locale. In particolare, dovranno possedere i seguenti incatenamenti:

- Incatenamenti perimetrali:

Dovranno essere previsti incatenamenti ad ogni piano e in copertura all'interno di una fascia di 1.2 m dal bordo del piano. Dovranno essere in grado di resistere ad una forza di trazione pari a:

$$F_{tie,per} = 10 \cdot L \leq 70 \frac{kN}{m}$$

Dove L è la lunghezza della campata finale in metri.

- Incatenamenti interni:

Questi incatenamenti dovranno essere ad ogni piano e in copertura nelle due direzioni, dovranno essere ancorati agli incatenamenti perimetrali e uniformemente distribuiti nei solai.

In solai senza massetto dove gli incatenamenti non possono essere distribuiti nella direzione trasversale all'orditura del solaio, gli incatenamenti trasversali dovranno essere raggruppati lungo le travi. In questo caso la minima forza sarà:

$$F_{tie,int} = (l_1 + l_2) \frac{20}{2} \leq 70 \frac{kN}{m}$$

Dove l_1 e l_2 sono le luci, in metri, delle campate del solaio poste sui lati della trave e/o rompitratta.

- Incatenamenti orizzontali di pilasti o muri:

I pilastri di bordo e i muri dovranno essere incatenati orizzontalmente alla struttura ad ogni piano e in copertura. Gli incatenamenti dovranno essere capaci di resistere ad una forza di trazione F_{tie} a metro di facciata pari a 20 kN/m, mentre per le colonne non occorre che la forza sia non minore di 150 kN/m.

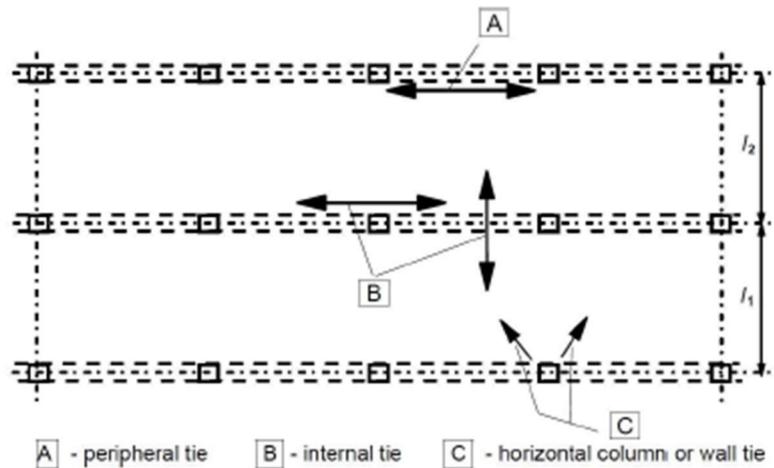


Figura 11 Incatenamenti di piano

- Incatenamenti verticali

Questa tipologia di incatenamenti non viene considerata nelle tipologie di edifici gettati in opera poiché la continuità delle barre mi garantisce un adeguato incatenamento.

1.4.4 Metodo della resistenza locale

Gli approcci prestazionali per lo studio del comportamento di una struttura soggetta ad un'azione eccezionale utilizzano un metodo di progetto diretto. I suddetti approcci implicano una complessità maggiore se paragonati ai metodi indiretti poiché entrano in gioco un elevato numero di variabili e la natura aleatoria ad esse associate. Tra i metodi di progetto diretti vi è il *metodo della resistenza locale*, il quale mira alla mitigazione del rischio di collasso sproporzionato riducendo la probabilità di danno locale, cioè il valore di $P(SL|H)$.

I campi di applicazione di tale metodo sono molteplici, in particolare è utilizzato quando la struttura è sensibile al danno localizzato o qualora la struttura sia impossibilitata a instaurare un percorso alternativo dei carichi.

In Figura 12 è rappresentato un edificio con un piano di trasferimento e dei pilastri in falso, dove l'elevata luce della trave di trasferimento fa sì che la perdita improvvisa di un pilastro alla base si evolva quasi sicuramente in un collasso sproporzionato poiché non è in grado di redistribuire le sollecitazioni.

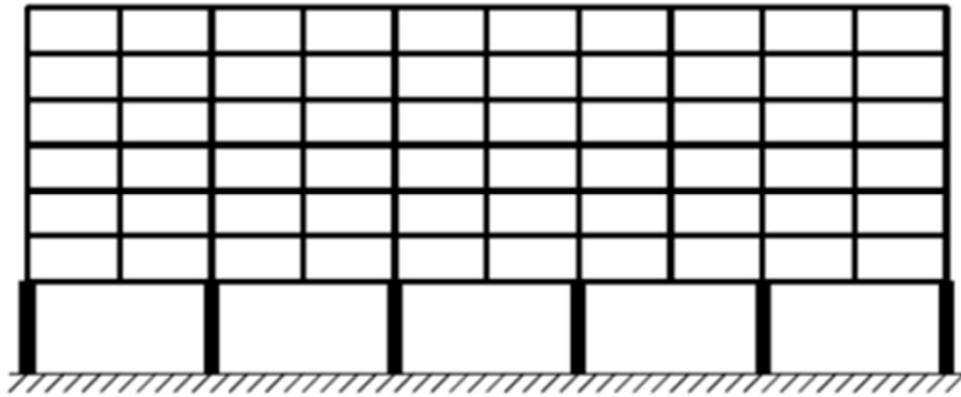


Figura 12 Tipologia di edificio con un piano di trasferimento (Kotoc e Solomos, 2012)

Il *metodo della resistenza locale* consiste, quindi, nella progettazione degli elementi chiave in grado di resistere alle azioni accidentali che possono essere di natura specifica o generica. Nel caso di minaccia generica è necessario che gli elementi chiave debbano essere progettati in modo tale da attivare meccanismi flessionali, quindi duttili, prima di quelli fragili. Qualora si utilizzi la minaccia specifica è necessario identificare e quantificare la minaccia, ad esempio tramite il quantitativo di esplosivo nel caso di esplosione o la massa e la velocità del veicolo nel caso in azione di impatto.

1.4.5 Metodo dei percorsi alternativo di carico

Il *metodo dei percorsi alternativo dei carichi* agisce sulla probabilità che un danno locale provochi il collasso sproporzionato $P(C|SL)$, redistribuendo i carichi portati dall'elemento collassato agli altri integri (Figura 13). Solitamente il progettista individua diversi scenari di rischio, quali la rimozione di uno o più pilastri, in questo modo il metodo è indipendente dalla tipologia di minaccia. Successivamente, attraverso analisi statiche lineari o dinamiche non lineari, il progettista verifica se la struttura è in grado di sostenere i carichi accidentali. L'utilizzo di analisi statiche lineari piuttosto che dinamiche non lineari dipende dall'esperienza del progettista poiché la complessità del metodo di analisi è via via crescente.

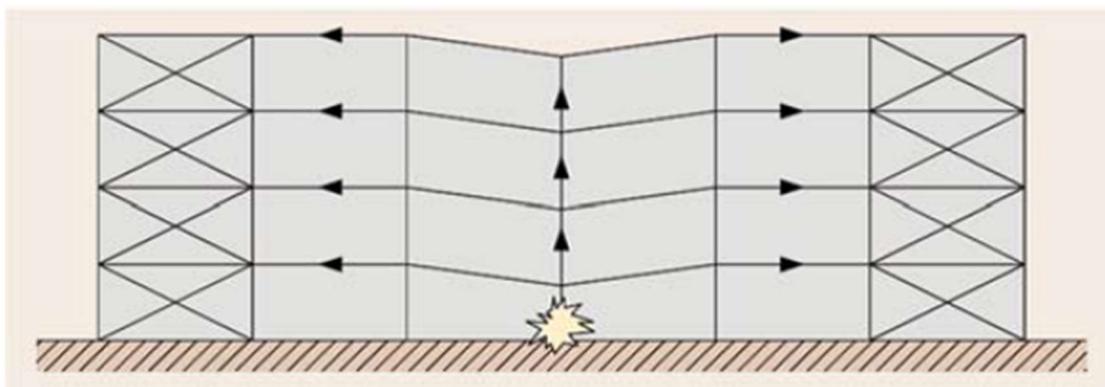


Figura 13 Esempio di percorso alternativo dei carichi.

1.5 Tecniche di analisi

Oggigiorno si fa sempre più uso della modellazione strutturale per la valutazione del rischio di collasso sproporzionato, ma l'accuratezza del risultato è legata sia alla tipologia di analisi scelta sia ai legami costitutivi dei materiali con i quali è stata costruita la struttura.

I metodi numerici proposti, capaci di simulare diversi comportamenti dei materiali, sono molteplici. Di gran lunga utilizzati sono i software agli elementi finiti tuttavia, la conoscenza e l'esperienza del professionista è fondamentale nella realizzazione di un modello e nella scelta di modelli costitutivi più idonei a simulare un determinato comportamento. In particolare, tra i legami costitutivi si annoverano:

- Modelli elastici-lineari. Sono i più semplici in assoluto, ma non sono idonei per lo studio dei fenomeni di collasso sproporzionato.
- Modelli costitutivi non lineari dipendenti/indipendenti dalla velocità di applicazione del carico. Questi modelli considerano il ramo post-elastico che risulta utile nella dissipazione dell'energia. Quelli dipendenti dalla velocità di applicazione di carico sono i più idonei per lo studio dei fenomeni di collasso sproporzionato.
- Modelli locali o globali. I modelli globali sono di sovente utilizzati per la valutazione delle sollecitazioni e gli spostamenti di tutta la struttura, mentre i modelli locali servono per lo studio di zone particolari dove la teoria della trave non arriva.

E' da sottolineare che, come si è già detto in precedenza, simulare il vero comportamento strutturale significa adottare un'adeguata tipologia di analisi. Nell'ambito della robustezza il passaggio da struttura integra a struttura danneggiata avviene in maniera istantanea, quindi gli effetti dinamici sono significativi. Il contributo dinamico può essere preso in conto a seconda della tipologia di analisi scelta, tra le quali si annoverano:

- **Analisi statiche-lineari.** In questa tipologia di analisi si perde il contributo non lineare dell'azione accidentale. Tuttavia, è possibile considerare il contributo dinamico dell'evento con un opportuno coefficiente di amplificazione dinamica. Quest'ultimo dipende dalla tipologia strutturale e dal materiale utilizzato ed è riportato in Tabella 4. Essendo un'analisi molto semplice, la valutazione della robustezza strutturale risulta eccessivamente approssimata e andrebbe utilizzata solo in caso di strutture molto semplici.

| Materiale | Tipologia strutturale | Coeff. amplif. dinamica |
|-------------------------------------|------------------------------|--|
| Acciaio | Strutture intelaiate | $1.08 + 0.76/(\theta_p/\theta_y + 0.83)$ |
| Calcestruzzo armato | Strutture intelaiate | $1.04 + 0.45/(\theta_p/\theta_y + 0.48)$ |
| | Strutture a pareti | 2.0 |
| Muratura | Strutture a pareti | 2.0 |
| Legno | Strutture a pareti | 2.0 |
| Profili in acciaio piegati a freddo | | 2.0 |

Tabella 4 Valori del coefficiente di amplificazione dinamica (DoD, 2016)

- **Analisi statiche non lineari.** Questa tipologia di analisi tiene in conto gli aspetti legati alla non linearità geometrica e meccanica. In questo modo è possibile cogliere gli effetti membranali nelle strutture in modo da incrementare la loro capacità portante. L'effetto dinamico dell'azione anche in questo caso è preso in conto attraverso l'uso del coefficiente di amplificazione dinamica (Tabella 4).
- **Analisi dinamiche lineari.** Con questa tipologia di analisi riusciamo a trattare la natura dinamica dell'azione ma non la sua parte non lineare.
- **Analisi dinamiche non lineari.** È, chiaramente, l'analisi più completa ma allo stesso tempo la più complessa, ma la sua complessità fa sì che l'utilizzo è limitato a progettisti esperti.

1.6 Effetti membranali nelle strutture in CLS

Il progetto di travi e solai in cemento armato si basa tradizionalmente sulla teoria delle piccole deformazioni e i criteri di progetto si basano sulla resistenza a flessione e a taglio. Quando si manifesta una situazione accidentale, ad esempio la rimozione di una colonna, entriamo nel campo delle grandi deformazioni e il comportamento flessionale si sposta verso quello membranale. Per sforzo membranale si intende un regime di sforzi assiali, nel caso di elementi trave, e di regime di sforzo radiale e tangenziale nel caso delle piastre. L'attivazione degli effetti membranali può incrementare significativamente la capacità portante degli elementi in cemento armato.

1.6.1 Comportamento strutturale nei confronti della rimozione di un pilastro

Il comportamento strutturale nei confronti della rimozione di un pilastro è stato oggetto di numerose campagne di indagini da molti ricercatori con lo scopo di valutare lo sviluppo degli effetti membranali nelle strutture in cemento armato. Tra questi Lew et al. nel 2011 eseguirono degli esperimenti su un telaio bidimensionale (Figura 14) simulando la rimozione di una colonna attraverso lo spostamento imposto in prossimità del punto P1.

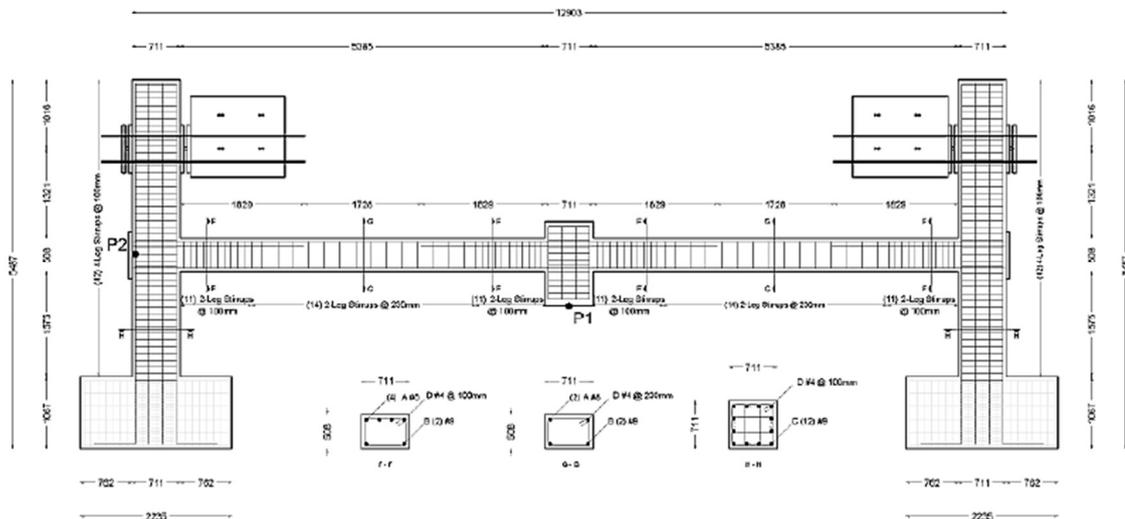


Figura 14 Geometria e carpenteria del telaio bidimensionale (CNR-DT, 2018)

Il risultato di tale esperimento è raffigurato in Figura 15 sia in termini di carico spostamento al punto P1 sia in termini di spostamento orizzontale in P2 e verticale in P1.

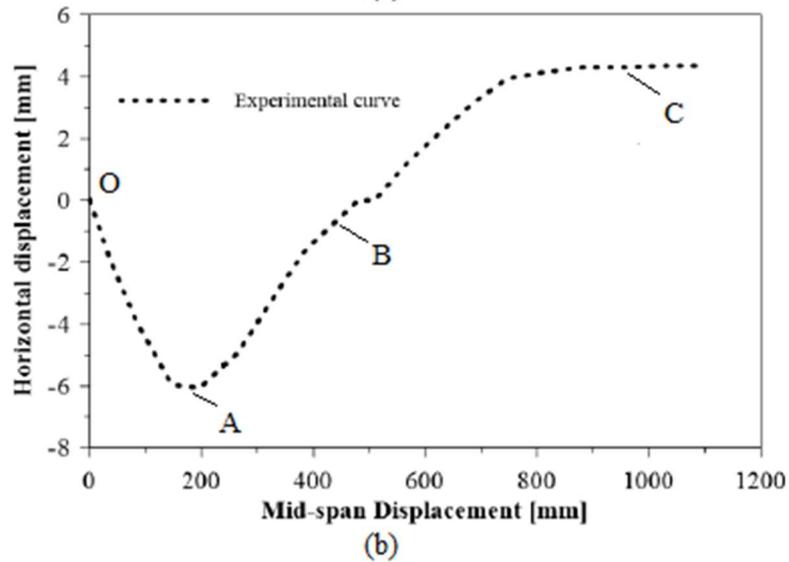
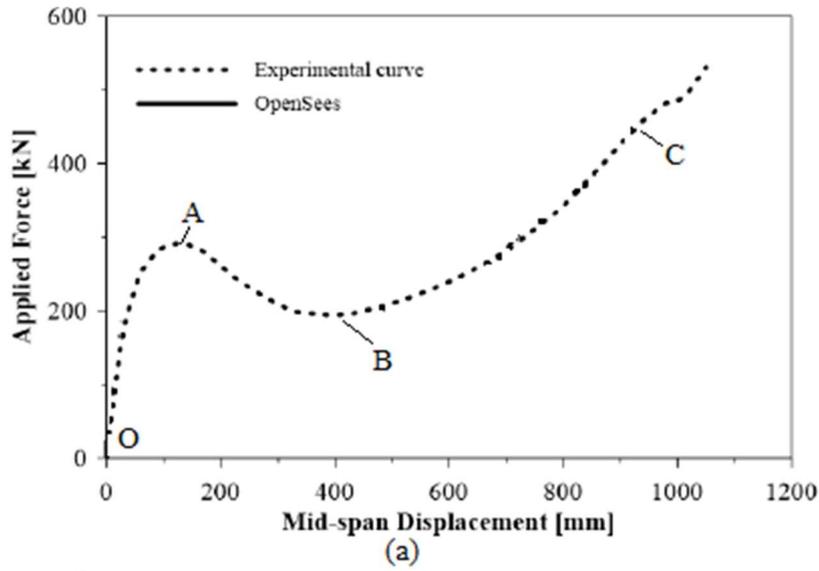


Figura 15 Curva carico-spostamento P1 (a) e curva spostamento orizzontale P2 e verticale P1(b)

In particolare, dalla Figura 15a si evince che la risposta strutturale si articola in 3 fasi distinte:

1. Nel tratto OA il comportamento è puramente flessionale. In tale stadio lo spostamento nel punto P2 è negativo (verso l'esterno) in virtù della fessurazione del calcestruzzo che produce un aumento della lunghezza della trave a causa della parzializzazione della sezione. Poiché l'allungamento è contrastato dalla rigidità della colonna nascono dei regimi di sforzi di compressione che incrementano la capacità portante della trave.
2. Dopo aver raggiunto il picco flessionale si ha la formazione delle cerniere plastiche in corrispondenza dei nodi trave-pilastro, in particolare si è raggiunto il

valore del momento plastico negativo alle estremità delle travi mentre il momento plastico positivo in corrispondenza della colonna rimossa. Nel tratto AB si ha il ramo di *softening* in cui la forza diminuisce all'aumentare dello spostamento, mentre lo spostamento orizzontale del punto P2 inizia a cambiare di verso. Nel punto B il valore dello spostamento orizzontale è nullo e lo stato di compressione si annulla.

3. Il terzo stadio BC è l'effetto catenaria in cui si ha risalita della forza all'aumentare dello spostamento verticale. Lo spostamento orizzontale del punto P2 cresce verso l'interno. La capacità portante, in questo stadio, è garantita da una combinazione flessionale e catenaria ma affinché questa si manifesti è necessaria che l'armatura sia continua tra la trave e le colonne.

È necessario precisare che l'esperimento proposto non mette in luce il comportamento aggiuntivo dato dalla presenza di travi poste ortogonalmente al telaio o dalla presenza di un solaio. Una rappresentazione schematica del comportamento della struttura in presenza dello spostamento imposto è raffigurata in Figura 16.

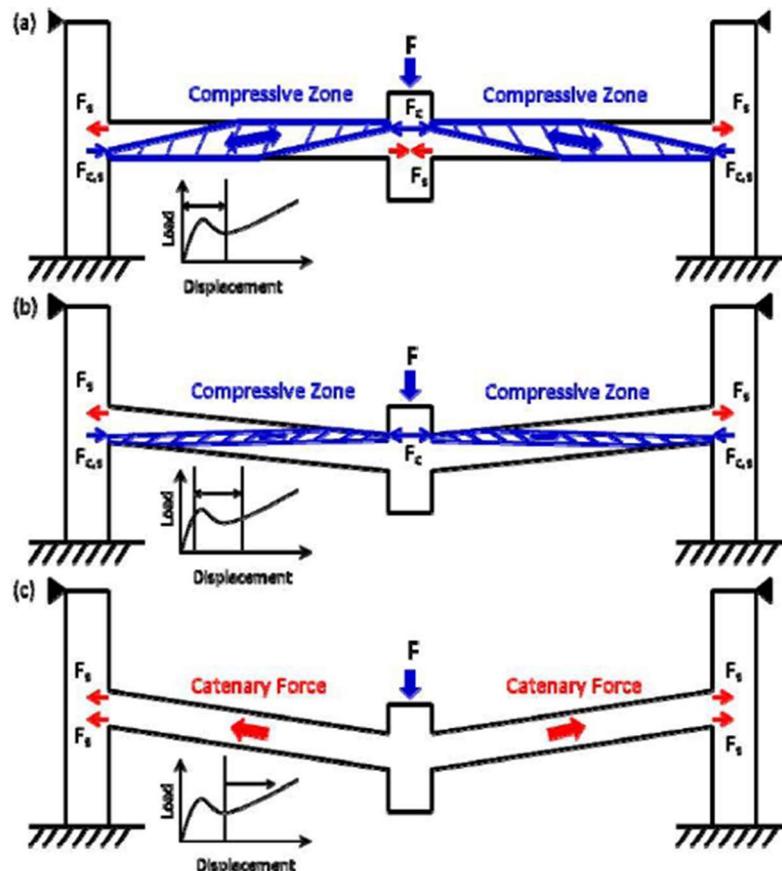


Figura 16 Comportamento strutturale di un telaio soggetto ad uno spostamento imposto (Lew,2011)

Valutazione analitica degli effetti membranali

Alla luce dei risultati sperimentali sono state ricavate, seppur con ipotesi semplificative, le formulazioni analitiche del comportamento flessionale e membranale. Esse si basano principalmente sull'utilizzo del teorema cinematico dell'analisi limite, il quale afferma: plasticizzando un numero sufficiente di sezioni una struttura n volte iperstatica può essere trasformata in un meccanismo cinematicamente ammissibile. Si può trovare il carico che lo rende equilibrato come il minore di quelli cinematicamente ammissibili. Con riferimento allo schema statico in Figura 17 si ha che il carico di collasso sarà pari a:

$$P = \frac{4M_p}{l}$$

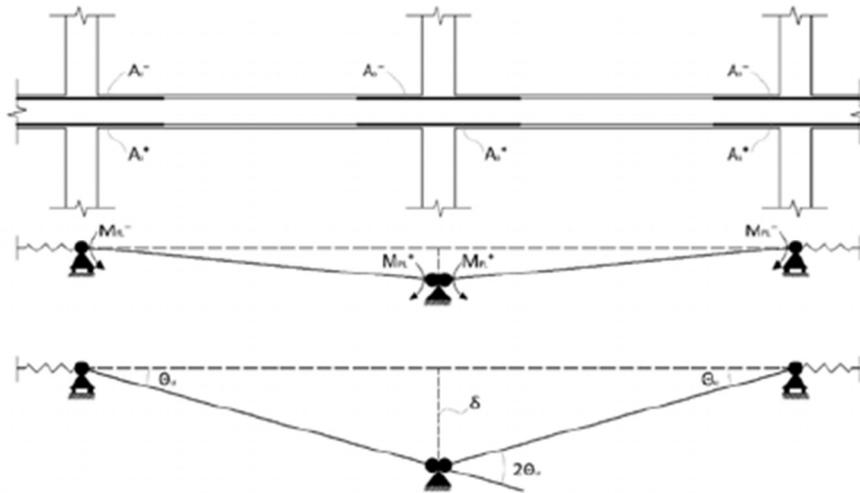


Figura 17 Applicazione del teorema cinematico dell'analisi limite (CNR-DT,2018)

Poiché lungo lo sviluppo longitudinale della trave si hanno diversi quantitativi di armatura la capacità portante in regime flessionale sarà pari a:

$$P_{MAX,FL} = \frac{2(M_p^+ + M_p^-)}{l}$$

Dove M_p^+ e M_p^- sono rispettivamente il momento plastico positivo e negativo in corrispondenza delle colonne calcolati nel seguente modo:

$$M_p^+ = 0.9A_s^+ f_y d$$

$$M_p^- = 0.9A_s^- f_y d$$

Dove A_s^+ è l'armatura longitudinale in corrispondenza della connessione con la colonna rimossa, A_s^- è l'armatura longitudinale in corrispondenza della connessione con le

colonne esterne, f_y è la resistenza a snervamento dell'acciaio e d l'altezza utile della sezione interessata.

Per quanto riguarda il contributo a catenaria, il massimo carico sopportabile può essere valutato come segue:

$$P_{MAX,CAT} = 2 \frac{\delta}{l} A_{s,cont} f_t$$

Dove δ è la capacità di spostamento del punto dove è stata rimossa la colonna, $A_{s,cont}$ è il quantitativo di armatura continua sulla trave lunga $2l$ e f_t è la tensione di rottura dell'armatura. Il valore δ è ancora oggi in fase di valutazione per cui si fa affidamento a valori sperimentali.

Infine, affinché il comportamento a catenaria incrementi la capacità portante dell'elemento rispetto al comportamento flessionale è necessario che $P_{MAX,CAT} \geq P_{MAX,FL}$.

Capitolo 2

2 Modellazione del degrado strutturale

2.1. Introduzione

Le principali normative europee e internazionali definiscono i requisiti prestazionali da rispettare nel progetto delle costruzioni, essi sono: sicurezza (SLU), servizio (SLE), durabilità e robustezza. Il tema della durabilità è oggi sempre più discusso in quanto la stragrande maggioranza delle strutture esistenti in cemento armato si trovano alla fine della loro vita utile, intesa come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta a ordinaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali (NTC,2018). Tutti i materiali utilizzati nell'edilizia sono soggetti a degrado, inteso come una riduzione delle loro proprietà meccaniche tali da compromettere la stabilità della struttura. La corrosione delle barre di armatura è una delle cause più diffuse di degrado e uno delle più importanti, perché può portare a gravi conseguenze strutturali e quindi alla perdita di funzionalità e del livello di sicurezza. Durante la progettazione, solitamente, i processi di degrado non vengono presi in conto in maniera diretta sebbene le proprietà dei materiali vengano ridotti dai coefficienti parziali di sicurezza. Quest'ultimi ricoprono solo l'incertezza di modello e quella sui materiali. Appare chiaro, quindi, che il degrado strutturale influisce sensibilmente in maniera negativa sulla robustezza delle strutture in cemento armato.

Nel presente capitolo verrà introdotta la principale causa di degrado, la corrosione delle armature, e come essa influenza i parametri meccanici dell'acciaio e del calcestruzzo. In questo modo si getteranno le basi per l'analisi agli elementi finiti proposta al Capitolo 3.

2.1 Il fenomeno della corrosione

Sovente l'ambiente all'interno del calcestruzzo è basico, con pH intorno a 12-13, a causa della soluzione basica nei pori situati all'interno del calcestruzzo. In queste condizioni la superficie dell'armatura è protetta dalla presenza di un film di passività che evita la dissoluzione. Tuttavia, nel tempo, lo strato alcalino si riduce in presenza di umidità e ossigeno. La corrosione può avere inizio quando il film passivante verrà distrutto, cioè quando si riduce il pH all'interno del calcestruzzo. Le principali cause di riduzione del pH sono dovute alla carbonatazione del calcestruzzo o il raggiungimento del contenuto di cloruri definito critico. Nel primo caso il fenomeno prende il nome di corrosione uniforme, nell'altro di corrosione localizzata.

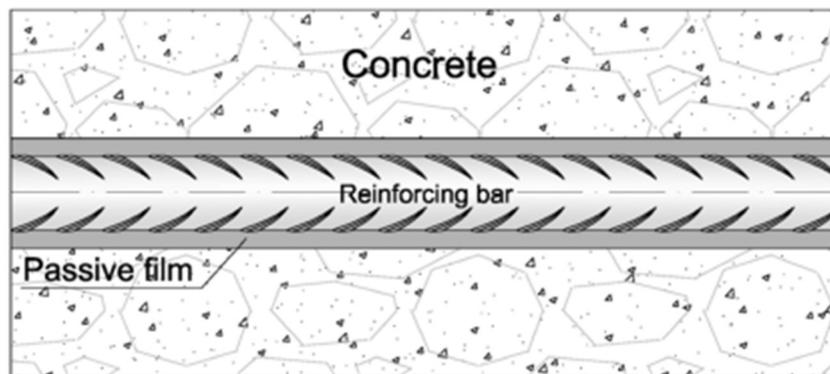
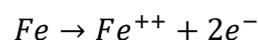


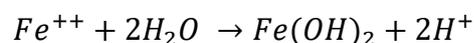
Figura 18 Film basico sulla superficie dell'armatura all'interno del calcestruzzo (Finozzi, 2015)

La corrosione è un processo elettrochimico nel quale è necessaria la presenza sia di acqua che di ossigeno. Essa è caratterizzata da due reazioni: anodica e catodica. In particolare, la corrosione avviene quando entrambe le reazioni sono possibili e perciò quando ci sono le condizioni tali che il flusso di ioni e degli elettroni sia permesso tra il catodo e l'anodo. Gli ioni sono trasportati attraverso l'elettrolita creando un flusso dall'area anodica a quella catodica.

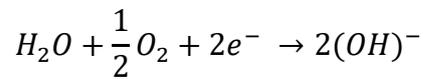
Nell'anodo avviene la seguente reazione chimica (depassivazione delle barre di armatura):



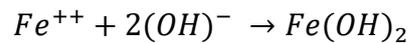
L'idrolisi del Ferro produce acidità:



Nel catodo, gli elettroni sono consumati per ridurre l'ossigeno negli ioni idrossido attraverso la reazione catodica e quindi si aumenta l'alcalinità:



L'ossigeno è tipicamente presente all'interno del calcestruzzo a causa della sua porosità, Una volta penetrato esso si diffonde e si dissolve, raggiunge le barre d'armatura formando l'idrossido di Ferro chiamato comunemente *ruggine*.



La ruggine è un composto chimico che possiede scarsa adesione, al contrario di quanto avviene nei processi di corrosione dell'alluminio o zinco. Inoltre, la reazione avviene con un aumento di volume che provoca uno stato di coazione nel calcestruzzo tale da provocare il distacco del copriferro.

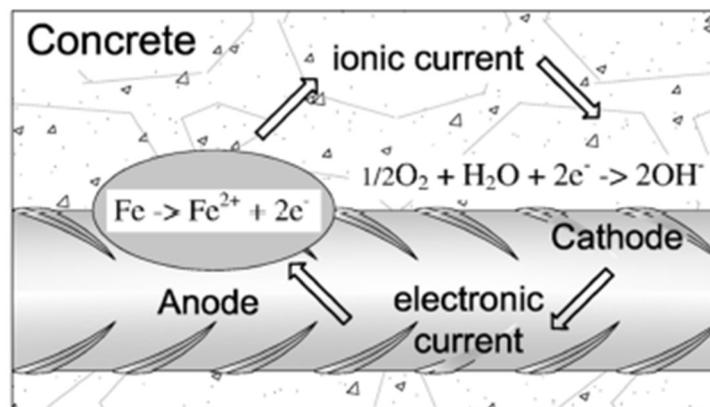


Figura 19 Reazione anodica e catodica

Tuutti (1982) propone un modello dell'evoluzione del degrado strutturale rappresentato in Figura 20 in cui sulle ascisse è riportato il tempo e sulle ordinate il danno. Si individuano due fasi nel processo di degrado della corrosione: la fase di innesco, cioè il tempo necessario affinché avvenga la distruzione del film di passività che riveste la superficie dell'armatura, la fase di propagazione dell'attacco finalizzata alla riduzione della sezione trasversale delle barre. In aggiunta, i prodotti di corrosione provocano un aumento di volume causando lo *spalling* del copriferro e infine il collasso della struttura.

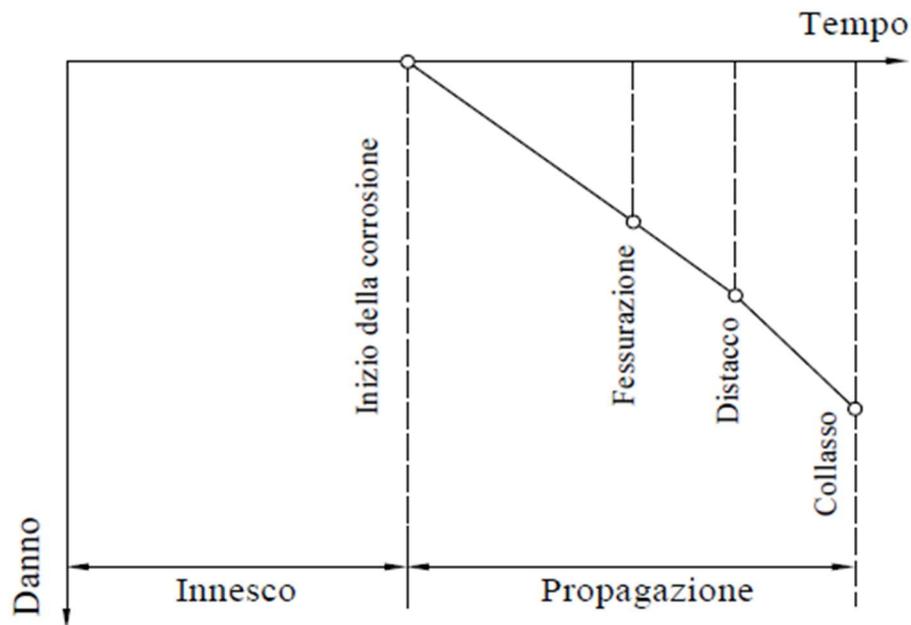
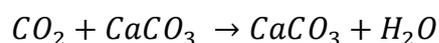


Figura 20 Evoluzione del degrado nel tempo

L'evoluzione della corrosione è governata da molti parametri quali copriferro, temperatura, concentrazione di cloruri, umidità etc. Tuttavia, negli anni sono state effettuate esperienze in laboratorio grazie alle quali sono state proposte diverse formulazioni per la stima del tempo di inizio della corrosione, funzioni dei suddetti parametri.

2.1.1 Corrosione da carbonatazione

La corrosione da carbonatazione è causata dalla presenza di CO_2 e H_2O nell'atmosfera che, reagendo con i composti alcalini del calcestruzzo presente nei pori, ne riduce il pH dissolvendo il film di passività che avvolge le armature. La reazione chimica che si instaura è la seguente:



La carbonatazione inizia in superficie, per poi diffondersi dentro il calcestruzzo nel tempo mediante la seguente legge:

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

Dove n vale solitamente 2 e K [$mm/anni^{1/n}$] è il coefficiente di carbonatazione, funzione di temperatura, umidità e concentrazione di CO_2 .

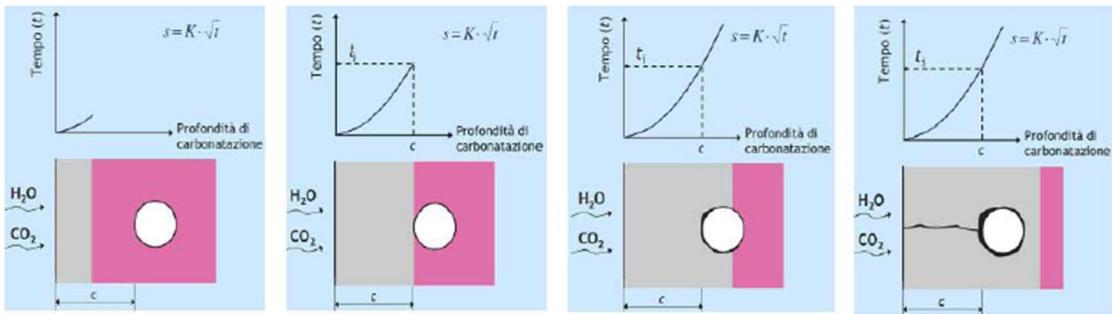


Figura 21 Evoluzione del processo di carbonatazione (Rossato, 2019)

Quando il fronte carbonatato raggiunge le armature si ha la completa distruzione del film di passività e le armature subiscono un processo di degrado uniforme. La fase di propagazione è governata dalla velocità di corrosione [mm/anno], funzione di molti parametri. Le campagne di indagini, eseguite negli anni, hanno mostrato come l'andamento delle velocità di corrosione sia funzione dell'umidità relativa. Dalla Figura 22 si evince che per valori di umidità relativa minori dell'80 % la velocità di corrosione è trascurabile.

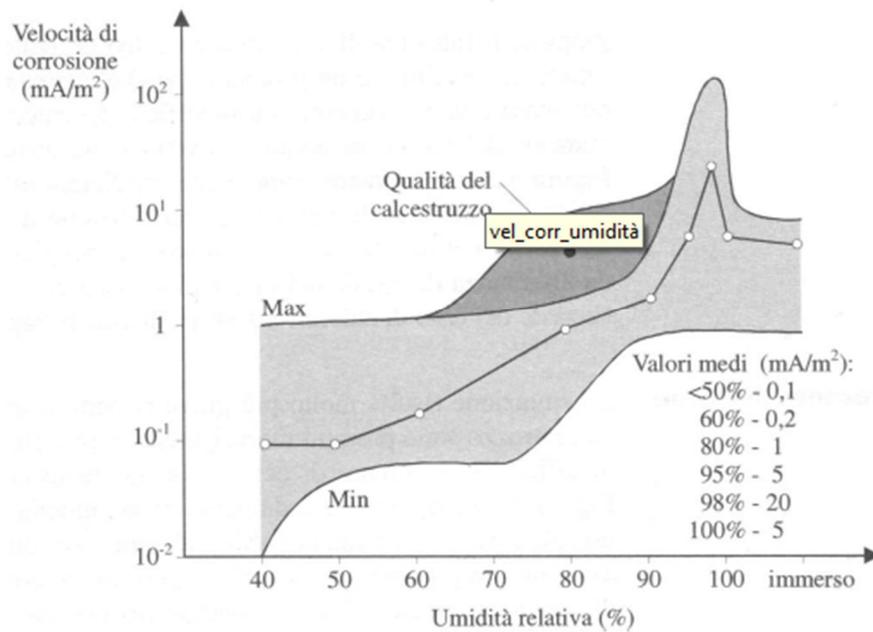


Figura 22 Velocità di corrosione funzione dell'umidità (Pedferri et al, 1996)

2.1.2 Corrosione da penetrazione di cloruri (Pitting)

Il fenomeno del pitting provoca la distruzione locale del film di passività a causa dell'ingresso di cloruri nel calcestruzzo, per tale ragione detto fenomeno è il più pericoloso.

Questo genere di attacco chimico è tipico nelle strutture in ambiente marino e nelle strutture stradali sulle quali viene utilizzato sale antigelo.

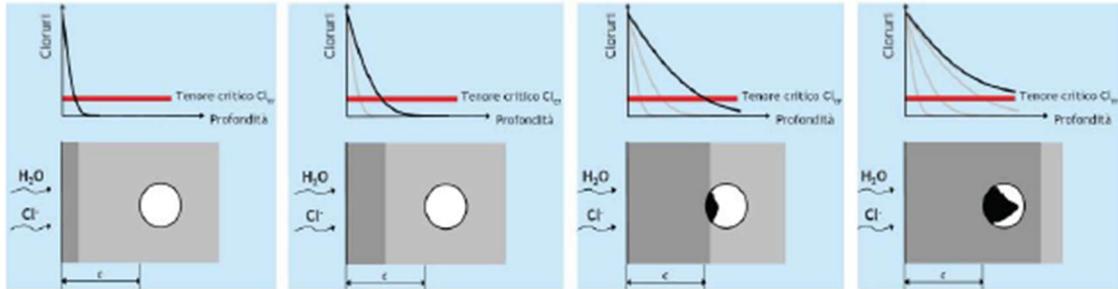


Figura 23 Processo evolutivo del pitting

L'innescò della corrosione avviene quando la concentrazione dei cloruri raggiunge quella critica alla profondità delle barre di armatura. La concentrazione critica viene solitamente espressa come contenuto totale di cloruri relativo al peso di cemento. In Figura 23 è illustrato il grafico del valore del C_{crit} in funzione dell'umidità relativa e della qualità del cemento. Il valore raccomandato è, quindi, di 0.4% sul peso di cemento.

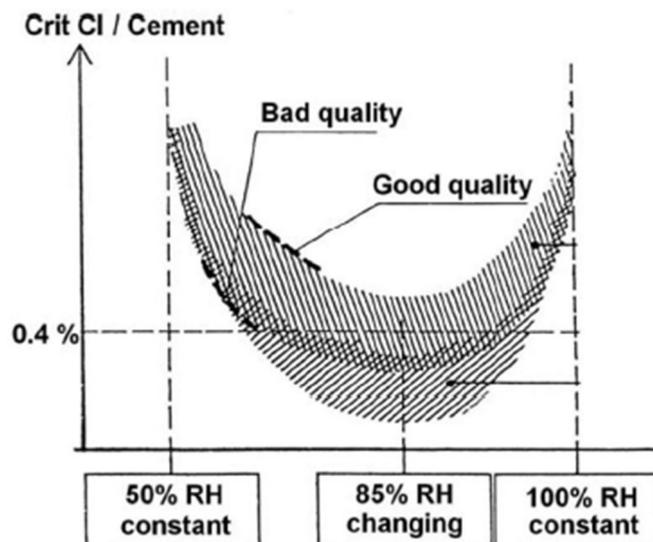


Figura 24 Relazione qualitativa tra contenuto di cloruri critico e umidità e qualità del cemento (Gjørø, 2009)

Il tempo necessario affinché in prossimità delle armature si raggiunga il contenuto di cloruri critico è funzione di molti parametri, tra i quali copriferro, concentrazione sulla superficie esterna del calcestruzzo etc. Il fenomeno del trasporto di cloruri è, quindi, molto complesso, tuttavia l'esperienza ha mostrato che la valutazione del profilo di

concentrazione nel tempo e nello spazio può essere effettuata utilizzando la seconda legge di Fick:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D(x, t) \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right)$$

La cui soluzione:

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{k_t k_e D_{RCM} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n t}} \right) \right]$$

Dove $C(x,t)$ è la concentrazione di cloruri [%] alla profondità x [m] e al tempo t [s], C_s è la concentrazione di cloruri superficiale espressa come percentuale del peso di cemento, k_t è coefficiente assunto pari ad 1 in accordo con FIB-CEB Task Group 5.6, k_e è la variabile di trasferimento ambientale, D_{RCM} è il coefficiente di diffusione dei cloruri [m^2/s], t_0 è il tempo di riferimento pari a 0.07676 anni (28 giorni), t è il tempo trascorso, n è un esponente che tiene conto dell'invecchiamento, infine erf è la funzione errori di Gauss. Invertendo la funzione $C(x,t)$ si ricava il tempo di innesco T_i della corrosione:

$$T_i = \left(\frac{x^2}{4k_t k_e D_{RCM} t_0^2} \left(\operatorname{erf}^{-1} \left(1 - \frac{C_{crit}}{C_s} \right) \right)^{-2} \right)^{\frac{1}{1-n}}$$

Alla fase di innesco, seguendo il modello di Tuutti, segue la fase di propagazione, anch'essa governata dalla velocità di corrosione. Una delle tecniche utilizzate per la determinazione della velocità di corrosione V_{corr} [$\mu m/anno$] nelle strutture esistenti è la polarizzazione lineare. Quando l'interfaccia metallo-elettrolita è perturbata da una corrente esterna I , il potenziale E subisce una piccola variazione dE , cioè il metallo si polarizza; il rapporto dE/i è inversamente proporzionale alla velocità di corrosione i_{corr} . Sfruttando la legge di Faraday:

$$V_{corr} = 11.6 i_{corr}$$

Esistono diversi modelli nella letteratura scientifica per la determinazione di i_{corr} , tra i quali il modello proposto da Liu and Weyers (1998) considera molti fattori ambientali:

$$i_{corr} = 0.926 \exp (7.98 + 0.7771 \ln(1.69 C_t) - \frac{3006}{T} - 0.000116R_c + 2.24 t^{-0.215})$$

Dove i_{corr} è l'intensità di corrente [$\mu\text{A}/\text{cm}^2$], C_t è la concentrazione dei cloruri [kg/m^3] al tempo t , T è la temperatura [K], R_c ha la seguente formulazione:

$$R_c = \exp [8.03 - 0.549 \ln(1 + 1.69 C_t)]$$

Nel caso di corrosione localizzata la densità di corrente in corrispondenza del pit risulta molto più alta di quella media calcolata, portando ad una sottostima dell'attacco. Tuttavia, come verrà mostrato nei prossimi paragrafi questo limite verrà superato introducendo un coefficiente R chiamato *fattore di pitting*.

2.2 Effetti della corrosione sulle barre di armatura

2.2.1 Riduzione di sezione trasversale

Nel caso di corrosione per carbonatazione, le barre di armature mostrano soprattutto una penetrazione della corrosione uniforme sull'intera superficie dell'acciaio. Per questo motivo viene chiamata corrosione uniforme o generalizzata e il grado di corrosione può essere espresso come perdita media di acciaio per unità di tempo.

Sulla base della legge di Faraday un'intensità di corrente pari a $1\mu\text{A}/\text{cm}^2$ corrisponde ad una perdita di sezione di acciaio di $11.6\ \mu\text{m}/\text{anno}$. Come illustrato in Figura 25 la profondità della corrosione può essere espressa:

$$x(t) = 0.0116 (t - T_i) i_{corr}$$

Quindi la riduzione di area può essere espressa:

$$A_s(t) = \begin{cases} \frac{\pi\Phi^2}{4}, & t < T_i \\ \frac{\pi(\Phi - 2x(t))^2}{4}, & t \geq T_i \end{cases}$$

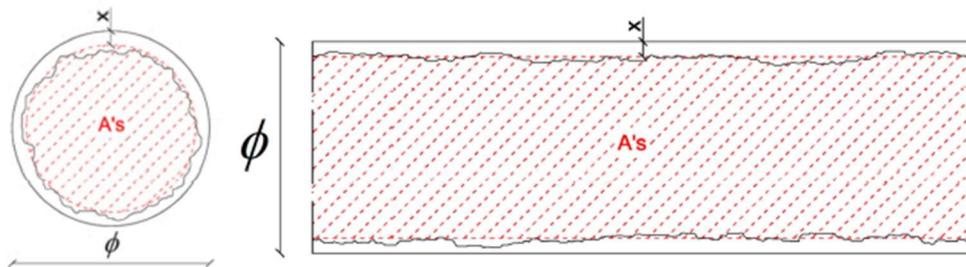


Figura 25 Rappresentazione grafica della profondità di corrosione: sezione longitudinale e trasversale (Finozzi, 2015)

Biondini & Vergani (2012) propongono un approccio alla riduzione della sezione trasversale basato su un indice di penetrazione della corrosione adimensionale compreso tra 0 ed 1:

$$\delta = \frac{2x}{D_0}$$

Dove D_0 è il diametro delle barre. L'area delle barre corrose può essere espressa come funzione dell'indice di penetrazione come segue:

$$A_s(\delta) = [1 - \delta_s(\delta)]A_{s0}$$

Dove $A_{s0} = \pi D_0^2/4$ è l'area della barra non corrosa mentre $\delta_s(\delta)$ è la funzione di danno adimensionale:

$$\delta_s(\delta) = \delta(2 - \delta)$$

La corrosione uniforme è caratterizzata da bassi valori di penetrazione rispetto alla corrosione per *pitting*, altresì da un alto quantitativo di perdita di massa delle barre, perché il processo interessa l'intero perimetro del rinforzo.

Nel caso di corrosione indotta da cloruri il danno è localizzato, pertanto la profondità del pit è più grande di quella che si avrebbe nel caso di corrosione generalizzata, quindi si introduce un coefficiente R , chiamato fattore di *pitting*, definito come rapporto tra valore medio e massimo di penetrazione dell'attacco. Il valore è compreso tra 4 e 9, ma è consigliato l'utilizzo del valore massimo in virtù della dispersione dei dati sperimentali. La profondità del *pit* può essere espressa come segue:

$$p(t) = 0.0116 (t - T_i) i_{corr} R$$

Il modello più noto per la valutazione della riduzione della sezione trasversale è quello proposto da Val et al (1998). Nonostante i *pit* abbiano una forma irregolare, gli autori ne stimano la dimensione ipotizzando che abbia inizio nel punto A di Figura 26 e cresca nel tempo seguendo un cerchio di raggio $p(t)$. L'area interessata dal *pitting* può essere calcolata come:

$$A_{pit} = \begin{cases} A_1 + A_3 & \text{se } p(t) \leq D_0/\sqrt{2} \\ A_0 - A_1 + A_2 & \text{se } D_0/\sqrt{2} \leq p(t) \leq D_0 \\ A_0 & \text{se } p(t) \geq D_0 \end{cases}$$

Dove:

$$A_1 = 0.5 \left[\vartheta_1 \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - \left| b \frac{D_0}{2} - \frac{p(t)^2}{D_0} \right| \right]$$

$$A_2 = 0.5 \left[\vartheta_2 p(t)^2 - b \frac{p(t)^2}{D_0} \right]$$

$$A_0 = \frac{\pi D_0^2}{4}$$

$$b = 2 p(t) \sqrt{1 - \left(\frac{p(t)}{D_0} \right)^2}$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin \left(\frac{b}{D_0} \right)$$

$$\theta_2 = 2 \arcsin \left(\frac{b}{2 p(t)} \right)$$

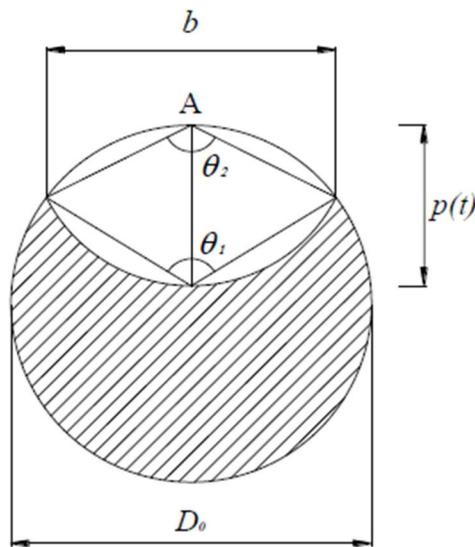


Figura 26 Dimensione del pit (Val et al, 1998)

Infine, è necessario chiarire che la distribuzione spaziale dei *pits* è molto incerta e non può essere attribuita ai picchi di momento flettente poiché essa si sviluppa nei punti in cui vi sono delle imperfezioni nel film o difetti di interfaccia (Zhang et al, 2009). Recentemente, molti studi sono stati fatti in modo da valutare la variabilità spaziale della corrosione per *pitting* con un modello probabilistico, ma i risultati devono essere presi con cautela poiché gli esperimenti non rispecchiano perfettamente la realtà.

2.2.2 Riduzione di duttilità

Un altro aspetto da sottolineare nel comportamento meccanico delle barre di armatura soggette a corrosione è la riduzione della deformazione ultima. Diversi studi hanno

mostrato come la riduzione di sezione del rinforzo è accompagnata da un comportamento progressivamente fragile.

In Figura 27 è mostrato il risultato della ricerca condotta da Almusallam et al (2001) in cui sono state eseguite delle prove di trazione a barre soggette a diverso grado di corrosione in modo da trovare una relazione tra il grado di corrosione e le proprietà meccaniche.

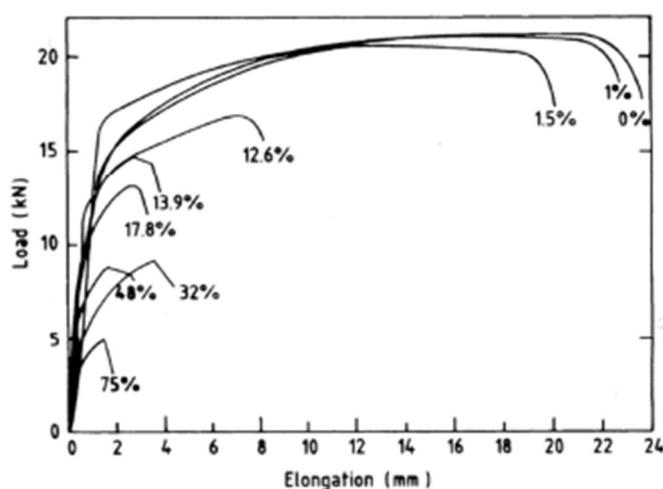


Figura 27 Risultato di prove di trazione in barre di armatura soggette a diverso grado di corrosione (Almusallan,2001)

Gli autori hanno osservato che la deformazione ultima dell'acciaio si riduceva in maniera proporzionale alla riduzione della sezione trasversale, manifestando un comportamento progressivamente più fragile. Per livelli di corrosione maggiori del 12.6% le barre giungevano a rottura con un'elongazione molto piccola. Infatti, quando la barra è soggetta ad un assottigliamento puntuale, come nel caso del *pitting*, e viene sottoposta a trazione, le deformazioni si concentrano in corrispondenza del *pit* e la tensione a rottura sarà minore rispetto alla barra non corrosa.

In Coronelli et al (2004) è proposto un modello per predire la riduzione di duttilità dell'acciaio quando è nota la perdita di sezione trasversale. Sulla base dei risultati sperimentali presenti in letteratura, è stata proposta una riduzione lineare della duttilità delle barre con la riduzione della sezione:

$$\varepsilon_{su,rid} = \varepsilon_{sy} + (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \left(1 - \frac{\alpha_{pit}}{\alpha_{pit,max}} \right) \quad \text{per } \alpha_{pit} \leq \alpha_{pit,max}$$

Dove α_{pit} è il rapporto tra l'area ridotta a causa del fenomeno del *pitting* e l'area della barra non corrosa mentre $\alpha_{pit,max}$ è la massima riduzione di area, stimata sperimentalmente pari al 10% (Botte et al, 2016).

Biondini et al (2012) interpolarono i risultati sperimentali di Apostolopouls et al. (2008) mediante una funzione esponenziale, giungendo alla seguente formulazione:

$$\begin{cases} \varepsilon'_{su} = \varepsilon_{su} & se \delta_{As} \leq 0.016 \\ \varepsilon'_{su} = 0.1521 \delta_{As}^{(-0.4583)} \varepsilon_{su} & se \delta_{As} \geq 0.016 \end{cases}$$

Dove δ_{As} è la perdita di sezione delle barre a causa della corrosione uniforme.

2.2.3 Riduzione di resistenza meccanica

I risultati sperimentali di barre corrose sottoposte a prove di trazione hanno mostrato che la riduzione di resistenza a snervamento e tensione ultima è trascurabile. Tuttavia, Du et al (2005) hanno formulato una espressione per descrivere la variazione di tensione a snervamento e ultima in funzione del livello di corrosione:

$$f'_{y,u} = (1 - \beta \alpha_{pit}) \cdot f_{y,u}$$

In cui $f_{y,u}$ è la resistenza della barra non corrosa sia a snervamento che a rottura mentre Q_{corr} è il livello di corrosione.

È da sottolineare che la riduzione della tensione di snervamento e di rottura avviene, principalmente, quando le barre sono sottoposte a corrosione localizzata.

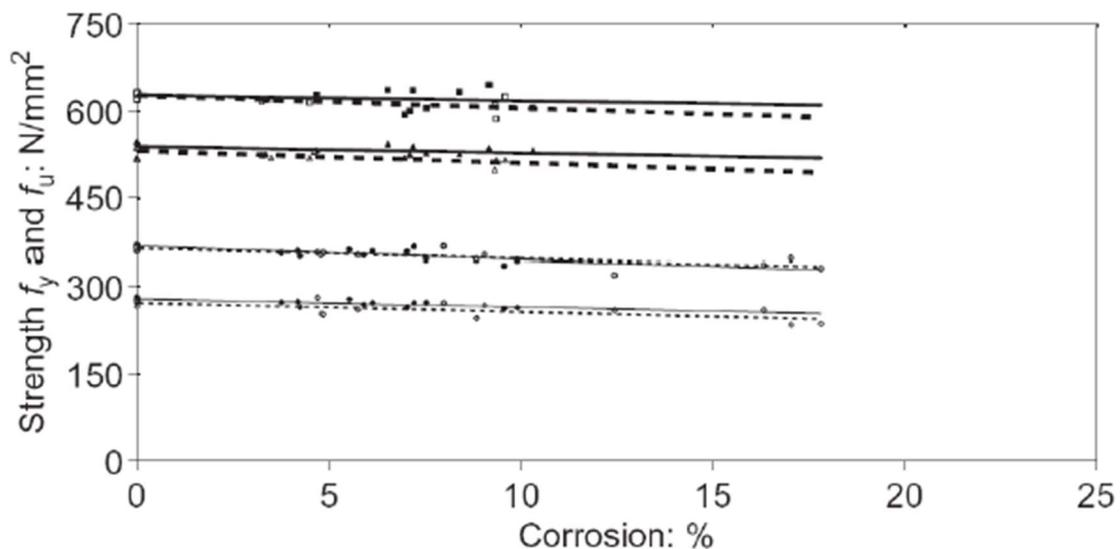


Figura 28 Resistenza a snervamento e rottura di armatura soggetta a corrosione (Du et al, 2005)

2.3 Effetti della corrosione sul calcestruzzo

2.3.1 Riduzione della resistenza meccanica

Il degrado del calcestruzzo è causato da diversi fattori quali la carbonatazione, le piogge acide e i sali ricchi di cloruri. Tuttavia, i prodotti di corrosione delle armature sono anch'essi responsabili del degrado del calcestruzzo. Il principale effetto della corrosione delle armature sul calcestruzzo è la formazione di micro e macro-fessure che possono sfociare nel completo distacco del copriferro causando problemi di sicurezza per gli utenti delle strutture. È tipico il distacco di parti di solette o di travi di copertura o impalcati da ponte.



Figura 29 Esempi di distacco del copriferro in travi in CAP soggette a corrosione

Dopo l'inizio del degrado delle armature, i prodotti di corrosione si accumulano intorno alle barre. La ruggine, possedendo un volume più grande, genera delle pressioni nel calcestruzzo e porta alla formazione di fessure nella pasta cementizia sfociando nella rottura completa del copriferro. L'espansione dei prodotti di corrosione può essere diverse volte maggiore del volume della barra originaria.

Coronelli et al (2004) propongono un metodo per considerare l'effetto della fessurazione longitudinale, legata ai prodotti di corrosione, riducendo le proprietà meccaniche del calcestruzzo fessurato. In particolare, la resistenza a compressione del calcestruzzo ridotta può essere stimata come segue:

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

Dove K è un coefficiente assunto pari a 0.1 per le barre nervate di medio diametro, f_c è la resistenza a compressione di picco (assunto pari a f_{cm} per le analisi non lineare) e ε_{c0} è la deformazione corrispondente a f_{cm} :

$$\varepsilon_{c0} = 0.0017 + 0.0010 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{70}\right)$$

mentre ε_t è la deformazione a trazione media del calcestruzzo fessurato nella direzione ortogonale alle fessure:

$$\varepsilon_t = \frac{(b_f - b_0)}{b_0}$$

Dove b_0 è la larghezza della sezione mentre b_f è l'incremento di larghezza causata dalla formazione delle fessure longitudinali. In particolare:

$$b_f - b_0 = n_{bars} \cdot w$$

In cui n_{bars} è il numero di barre e w è l'apertura dalla fessura. In letteratura sono presenti molti lavori sulla stima dell'apertura della fessura. Secondo l'approccio seguito nel progetto Duracrete (1998), w può essere stimato con la seguente espressione:

$$w(t) = \begin{cases} 0 & se \ x \leq w_0 \\ w_0 + \beta (x - x_0) & se \ x \geq x_0 \end{cases}$$

Dove $w_0=0.05$ mm è il valore della fessura iniziale, β è una costante assunta pari a 0.009 mm/ μ m; x è la profondità della corrosione, x_0 rappresenta la profondità di corrosione necessaria per produrre la prima fessura per splitting.

In Coronelli et al (2004) è proposta una formulazione derivante dagli studi di Molina et al. (1993) in cui la valutazione dell'ampiezza della fessura può essere calcolata come segue:

$$w = 2\pi (v_{rs} - 1) x$$

In cui x è la profondità della corrosione, v_{rs} è il rapporto di espansione volumetrica degli ossidi assunto pari a 2. Quando l'apertura della fessura raggiunge quella critica, pari a

1mm, si ha il distacco del copriferro. Infine, è importante sottolineare che l'effetto del distacco del copriferro provoca l'incremento del grado di corrosione poiché la concentrazione dei cloruri alla profondità del copriferro adesso diviene uguale alla concentrazione di cloruri in superficie C_s .

2.3.2 Effetti della corrosione sul confinamento

È prassi consolidata considerare il legame costitutivo del calcestruzzo come elastico lineare. Tuttavia, il reale comportamento si discosta molto dal materiale elastico lineare in virtù della natura composita del materiale. Si ricordi che il calcestruzzo è un prodotto ottenuto dal mescolamento e successivo indurimento di cemento e inerti, quindi la resistenza meccanica, alla scala degli inerti, è governata dalle concentrazioni degli sforzi all'interfaccia tra pasta cementizia e aggregati che causano microfessurazioni interne. L'inserimento all'interno del calcestruzzo delle barre di armature in acciaio provoca un miglioramento della resistenza meccanica a compressione. Sovente nelle strutture in cemento armato vengono inserite delle staffe per migliorare il comportamento delle membrature nei confronti delle azioni taglianti, inoltre esse determinano un confinamento del calcestruzzo racchiuso all'interno poiché l'espansione trasversale è impedita dalla presenza delle staffe.

Esistono molti modelli in letteratura per valutare la legge costitutiva σ - ε non lineare. Nel seguente lavoro si è fatto uso del metodo proposto da Saatcioglu e Razvi (1992). La quantificazione della resistenza e deformabilità è legata alla pressione equivalente esercitata dall'armatura trasversale. Tali pressioni non sono costanti per le usuali sezioni trasversali, rettangolari o quadrate, poiché si hanno dei picchi di sforzo nelle zone in cui si localizzano le staffe per poi diminuire allontanandosi da esse.

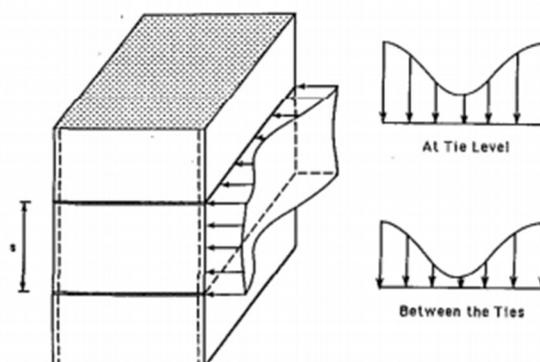


Figura 30 Distribuzione pressione laterale nella lunghezza dell'elemento (Saatcioglu and Razvi, 1992).

La distribuzione delle pressioni esercitate dalle staffe presentano un picco nelle zone dei nodi come mostrato in Figura 31 a). Tuttavia, gli autori propongono il calcolo di una pressione uniforme equivalente Figura 31 b).

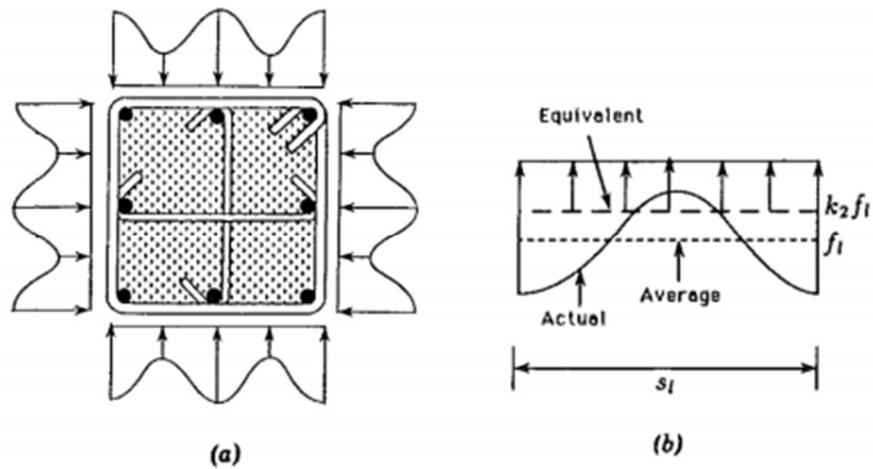


Figura 31 Pressione laterale di confinamento. a) sezione quadrata; b) pressione uniforme equivalente. (Razvi and Saatcioglu, 1999)

Le leggi σ - ε proposte dagli autori presentano 3 rami: ramo ascendente, ramo post-picco e resistenza residua. Ognuna delle seguenti fasi è caratterizzata dalla seguente formulazione:

$$f(\varepsilon) = f'_{cc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1} \right)^2 \right]^{\frac{1}{1+2K}}$$

$$f(\varepsilon) = \max \begin{cases} f'_{cc} \left[1 - 0.15 \frac{\varepsilon - \varepsilon_1}{\varepsilon_{85} - \varepsilon_1} \right] \\ 0.2f'_{cc} \end{cases} \quad \varepsilon_1 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{20}$$

$$f(\varepsilon) = 0.2f'_{cc}$$

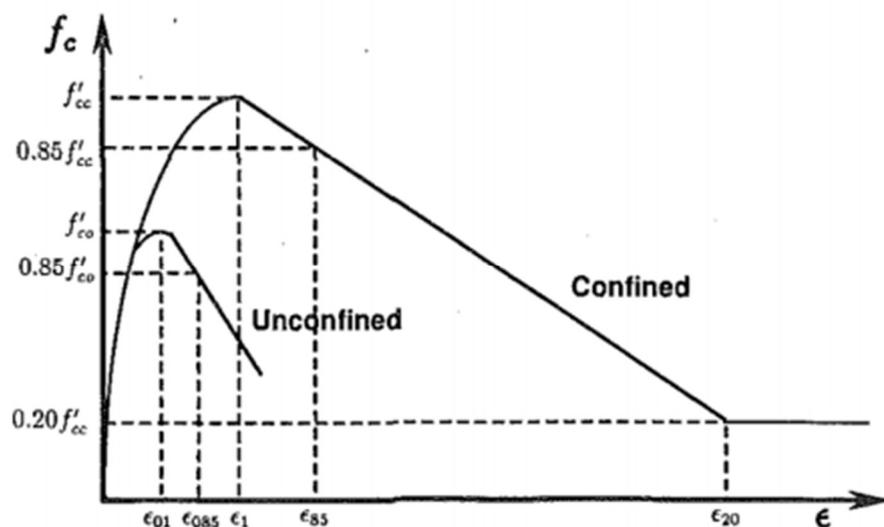


Figura 32 Legge costitutiva calcestruzzo confinato (Saatcioglu and Razvi, 1992).

I coefficienti presenti nelle formulazioni precedenti sono funzione dell'armatura trasversale, in particolare dal diametro dei bracci delle staffe.

Il processo di corrosione, come già esplicitato nei precedenti paragrafi, può interessare le armature longitudinali ma i bracci delle staffe presentano un copriferro minore quindi anch'esse sono sottoposte ad una riduzione progressiva del suo diametro. Appare evidente, quindi, che la corrosione provochi degrado al confinamento del calcestruzzo cioè una riduzione della resistenza a compressione nella zona confinata.

2.4 Effetti della corrosione sull'aderenza

La risposta strutturale delle strutture in cemento armato è governata dalle tensioni che si trasmettono tra le barre di armatura e il calcestruzzo circostante, note come aderenza. Nella pratica progettuale è sovente utilizzata l'ipotesi di perfetta aderenza tra le barre di armatura e il calcestruzzo. Tuttavia, a causa dei prodotti della corrosione formati intorno alle barre, della riduzione della sezione trasversale, della fessurazione del copriferro etc. si verifica una riduzione di aderenza tra le armature e il calcestruzzo circostante. Di conseguenza la risposta strutturale può cambiare col passare del tempo. In questo paragrafo dapprima sono introdotti inizialmente i principali meccanismi dell'aderenza in modo tale da inquadrare il fenomeno senza la corrosione, successivamente sono proposti i modelli presenti in letteratura degli effetti della corrosione sull'interazione tra calcestruzzo e barre d'acciaio.

2.4.1 Meccanismi di aderenza acciaio-calcestruzzo

I meccanismi di aderenza acciaio-calcestruzzo sono principalmente tre: adesione chimica, attrito e ingranamento meccanico (Park and Paulay (1975), Lutz and Gergely (1967)).

- Adesione chimica. Essa è dovuta al legame chimico che si instaura tra la superficie delle armature e il calcestruzzo circostante. Tale resistenza è molto bassa se paragonata alle altre due, infatti l'adesione viene persa non appena lo scorrimento raggiunge valori bassi, generalmente 0.05 mm.
- Attrito. Per definizione, l'attrito è la resistenza esercitata in opposizione ad uno spostamento parallelo tra il calcestruzzo e la superficie della barra. Le forze di compressione perpendicolari alla superficie di contatto e la rugosità delle armature sono i principali fattori che influenzano la resistenza per attrito. Nelle strutture in calcestruzzo armato il fenomeno dell'adesione per attrito è governato dal confinamento del calcestruzzo.
- Ingranamento meccanico. La presenza di nervature nelle barre ostacola lo scorrimento delle armature perché esse sono ancorate alla superficie del calcestruzzo, favorendo un incremento di resistenza per livelli di carico elevati.

Come mostrato in Figura 30, i principali meccanismi che governano l'aderenza acciaio-calcestruzzo nelle barre di armature lisce sono principalmente coesione e aderenza, mentre per le barre ad aderenza migliorata, l'ingranamento meccanico delle nervature è preponderante sul fenomeno dell'aderenza.

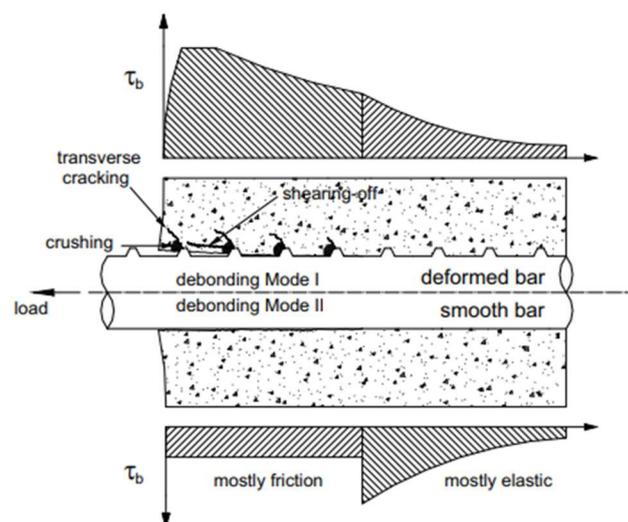


Figura 33 Meccanismi di aderenza acciaio-calcestruzzo per barre lisce e aderenza migliorata (Bamonte and Gambarova, 2007)

2.4.2 Modalità di rottura per aderenza

Le principali modalità di rottura per aderenza sono due: rottura per *pull-out* e rottura per *splitting*. Si differenziano principalmente poiché la rottura per aderenza è governata da molti fattori tra i quali confinamento, copriferro, diametro delle barre etc. Quando l'armatura, immersa nel calcestruzzo, è sottoposta a trazione si generano delle tensioni radiali sulle armature che, per il principio di azione e reazione, diventano tensioni di compressione per il calcestruzzo. Quando le tensioni di compressione sono tali da provocare la fessurazione longitudinale propagandosi fino in superficie si parla di rottura per *splitting*. Questo fenomeno è un tipico fenomeno che avviene quando il diametro delle barre è grande e/o il copriferro è piccolo.

Contrariamente, la rottura per *pull-out* si manifesta quando lo spessore del copriferro è elevato o le nervature hanno un passo elevato, in quanto la rottura è governata dal taglio del calcestruzzo tra le nervature delle barre di armatura. È da sottolineare che la rottura per *splitting* è più debole rispetto alla rottura per *pull-out*.

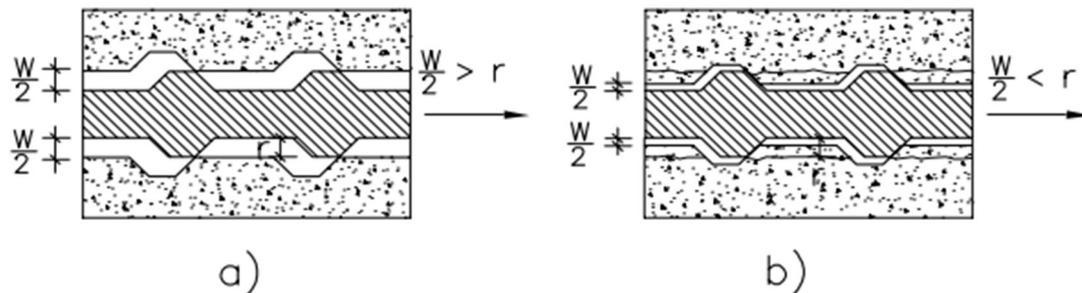


Figura 34 Rottura di aderenza per "pull-out" (a) e "splitting" (b)

2.4.3 Model Code 2010

In MC10 è proposto un modello per la valutazione della legge aderenza-scorrimento, o meglio τ - s . Per carichi monotoni le tensioni di aderenza tra calcestruzzo e barre di armatura per *splitting* e *pull-out* possono essere calcolate come funzione dello spostamento relativo s parallelo all'asse delle barre secondo la seguente equazione:

$$\tau_0 = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{se } 0 \leq s \leq s_1$$

$$\tau_0 = \tau_{max} \quad \text{se } s_1 \leq s \leq s_2$$

$$\tau_0 = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_f) \frac{(s - s_2)}{(s_3 - s_2)} \quad \text{se } s_2 \leq s \leq s_3$$

$$\tau_0 = \tau_f$$

$$se s_3 < s$$

Dove i parametri sono riportati in Tabella 5. Tuttavia, i valori riportati in tabella si riferiscono a particolari disposizioni geometriche. In particolare, le colonne 1 e 2 sono valide per calcestruzzo ben confinato (copriferro $\geq 5 \varnothing$, spaziatura tra le barre $\geq 10\varnothing$).

Le colonne dalle 3 alle 6 sono derivate dalla seguente equazione assumendo $\varnothing 25\text{mm}$, $c_{max}/c_{min} = 2.0$, $c_{min} = c_{max}$ and $K_{tr} = 0.02$

$$\tau_{u,slip} = \eta_2 6.5 \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0.25} \left(\frac{25}{\varnothing} \right)^{0.2} \left[\left(\frac{c_{min}}{\varnothing} \right)^{0.33} \left(\frac{c_{max}}{\varnothing} \right)^{0.1} + k_m K_{tr} \right]$$

Dove η_2 pari a 1 in caso di buona aderenza, f_{cm} è la resistenza a compressione media [MPa], \varnothing è il diametro delle barre ancorate [mm], $c_{min} = \min\{c_s/2, c_x, c_y\}$, $c_{max} = \max\{c_s/2, c_x\}$ (Figura 32), $k_m = 12$ mentre $K_{tr} = n_t A_{st} / (n_b \varnothing s_t) \leq 0.05$ in cui n_t è il numero di bracci delle staffe, A_{st} è l'area della sezione trasversale del braccio delle staffe, s_t è la spaziatura delle staffe e infine n_b è il numero di barre ancorate.

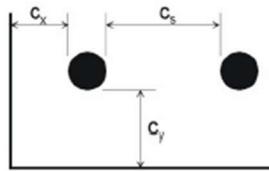


Tabella 5 Significato geometrico dei coefficienti c_y , c_x e c_s

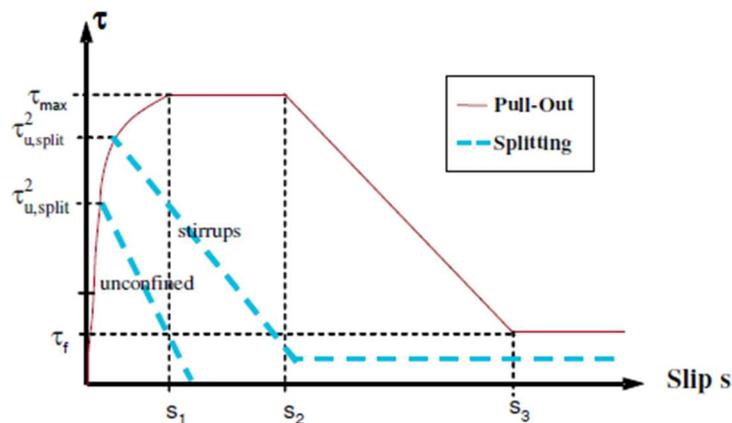


Tabella 6 Legame τ -slip per "pull-out" e "splitting"

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|--------------|-------------------------------------|----------------------|---|---|---|---|
| | Pull-Out (PO) | | Splitting (SP) | | | |
| | $\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$ | | $\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$ | | | |
| | Good bond cond. | All other bond cond. | Good bond cond. | | All other bond cond. | |
| | | | unconfined | stirrups | unconfined | stirrups |
| τ_{max} | $2.5\sqrt{f_{cm}}$ | $1.25\sqrt{f_{cm}}$ | $7.0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$ | $8.0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$ | $5.0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$ | $5.5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0.25}$ |
| s_1 | 1.0mm | 1.8mm | $s(\tau_{max})$ | $s(\tau_{max})$ | $s(\tau_{max})$ | $s(\tau_{max})$ |
| s_2 | 2.0mm | 3.6mm | s_1 | s_1 | s_1 | s_1 |
| s_3 | $c_{clear}^{1)}$ | $c_{clear}^{1)}$ | $1.2s_1$ | $0.5c_{clear}^{1)}$ | $1.2s_1$ | $0.5c_{clear}^{1)}$ |
| α | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| τ_f | $0.40\tau_{max}$ | $0.40\tau_{max}$ | 0 | $0.4\tau_{max}$ | 0 | $0.4\tau_{max}$ |

1) c_{clear} is the clear distance between ribs

Tabella 7 Parametri per il calcolo della relazione tra tensione di aderenza media-scorrimento

2.4.4 Effetti della corrosione

Negli ultimi decenni molti ricercatori hanno investigato sugli effetti della corrosione sull'aderenza acciaio-calcestruzzo sia sperimentalmente che analiticamente. È difficile generalizzare i risultati ottenuti a causa della complessità del fenomeno e dei molti parametri interessati. Tuttavia, i risultati di gran parte dei ricercatori affermano che la riduzione aderenza diminuisca con l'avanzare della corrosione. In Barghava et al (2007) è proposta una formulazione matematica sulla base dei risultati di *pull-out* test ottenuti da diverse esperienze nelle quali si è osservato che per livelli di corrosione compresi tra 1-4% l'aderenza aumenta, mentre per livelli di corrosione oltre il 4% l'aderenza si riduce significativamente. La formulazione matematica del modello è la seguente:

$$\frac{\tau_{max,red}}{\tau_{max,0}} = 1 \quad se \alpha \leq 1.5 \%$$

$$\frac{\tau_{max,red}}{\tau_{max,0}} = 1.192e^{-0.117\alpha} \quad se \alpha \leq 1.5 \%$$

Dove $\tau_{max,0}$ [MPa] è l'aderenza acciaio-calcestruzzo per campioni non soggetti a corrosione, calcolata come descritto nel precedente paragrafo e $\tau_{max,red}$ [MPa] è l'aderenza ridotta, funzione del grado di corrosione α [-]. Il modello proposto è valido per campioni senza armatura trasversale, tuttavia, molti ricercatori hanno notato che la riduzione di aderenza per campioni con e senza armatura trasversale è dello stesso ordine

di grandezza. In Finozzi (2015) sono riportate tutte le formulazioni presenti in letteratura per il calcolo della riduzione delle tensioni di aderenza a causa della corrosione.

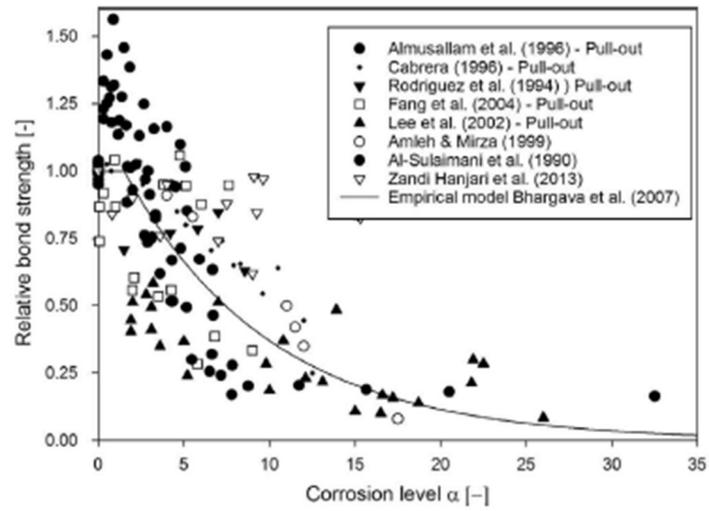


Figura 35 Riduzione di aderenza acciaio-calcestruzzo funzione del grado di corrosione (Botte et al. 2016)

Capitolo 3

3 Analisi FEM: *Atena2D*

3.1 Introduzione

Alla luce di quanto riportato al Capitolo 1 in materia di robustezza strutturale, dichiarare che una struttura è robusta, cioè che possiede la capacità di sostenere carichi eccezionali evitando un collasso sproporzionato, richiede l'ausilio di codici di calcolo sofisticati in grado di effettuare analisi più complesse della più semplice analisi statica lineare. Nel seguente lavoro si è fatto uso dell'analisi statica non lineare utilizzando il software *Atena*. Nel presente capitolo sono trattate inizialmente le specificità del software di calcolo e a descrizione degli step necessari per la costruzione di un modello in *Atena*, successivamente viene descritto il telaio in esame a partire dal lavoro svolto da Mauro (2019) e la modellazione di tale struttura in *Atena*.

3.2 Introduzione al software *Atena 2D*

Atena è un software agli elementi finiti capace di effettuare analisi non lineari per le strutture in cemento armato, e grazie al quale è possibile utilizzare legami costitutivi complessi in modo da simulare il reale comportamento non lineare del calcestruzzo e dell'acciaio sfruttando la teoria della plasticità e la meccanica della frattura.

Il programma permette la modellazione di altri materiali: oltre il calcestruzzo e l'acciaio sono implementati modelli più sofisticati per tenere in conto il reale comportamento di altri materiali utilizzati nell'ingegneria civile quali la muratura, terreni e rocce. È possibile implementare modelli di materiali fibro-rinforzati come SHCC, ECC, HPRFC, UHPFRC.

Il software permette di effettuare analisi di diversa natura: statiche non lineari, dinamiche e con comportamenti dipendenti dal tempo e dalla temperatura quali viscosità e incendi.

L'utilizzo nel campo dell'ingegneria strutturale risiede nella capacità di modellare le barre di armatura sia in forma di barre discrete che diffuse all'interno del calcestruzzo. Inoltre, è possibile inserire sia cavi interni che esterni utilizzati nel caso di precompressione. Il software permette, altresì, di visualizzare la deformazione della struttura e il quadro fessurativo in ogni step di carico (vedi Figura 36).

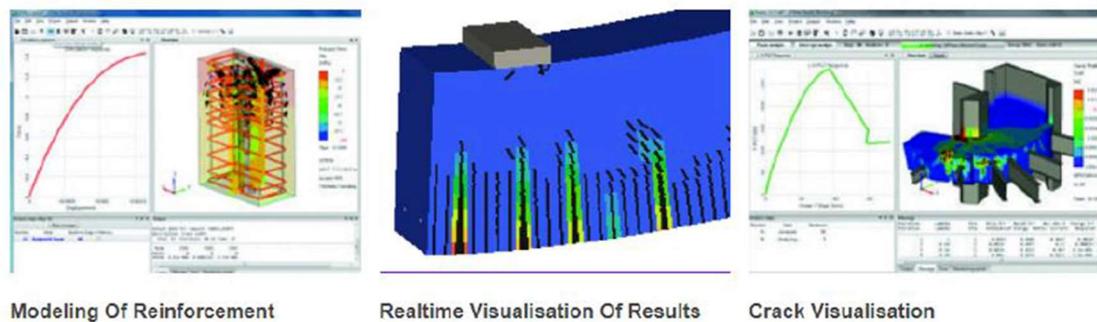


Figura 36 Principali caratteristiche di Atena 2D (www.cervenka.cz)

I passi principali per effettuare un'analisi agli elementi finiti in *Atena 2D* sono principalmente due: fase di *pre-processing* in cui viene definita la geometria, i materiali, i carichi, le condizioni di vincolo e, infine, le impostazioni, e il *post-processing* in cui vengono mostrati i risultati dell'analisi in termini di deformazione della struttura, quadro fessurativo e campi di tensione sia nel calcestruzzo che nelle barre di armatura. Nei prossimi paragrafi si illustrano i passi salienti per la costruzione di un modello in *Atena 2D*, successivamente saranno applicati al telaio in esame.

3.3 *Pre-processing*

Durante la fase di *pre-processing* vengono definite tutte le informazioni preliminari del modello matematico. In Figura 37 viene riportata l'interfaccia di *pre-processing* di *Atena 2D*. La fase iniziale si articola in 5 stadi principali: informazioni generali, definizione dei materiali, modellazione geometrica, condizioni al contorno quali vincoli e carichi applicati e infine le impostazioni di analisi.

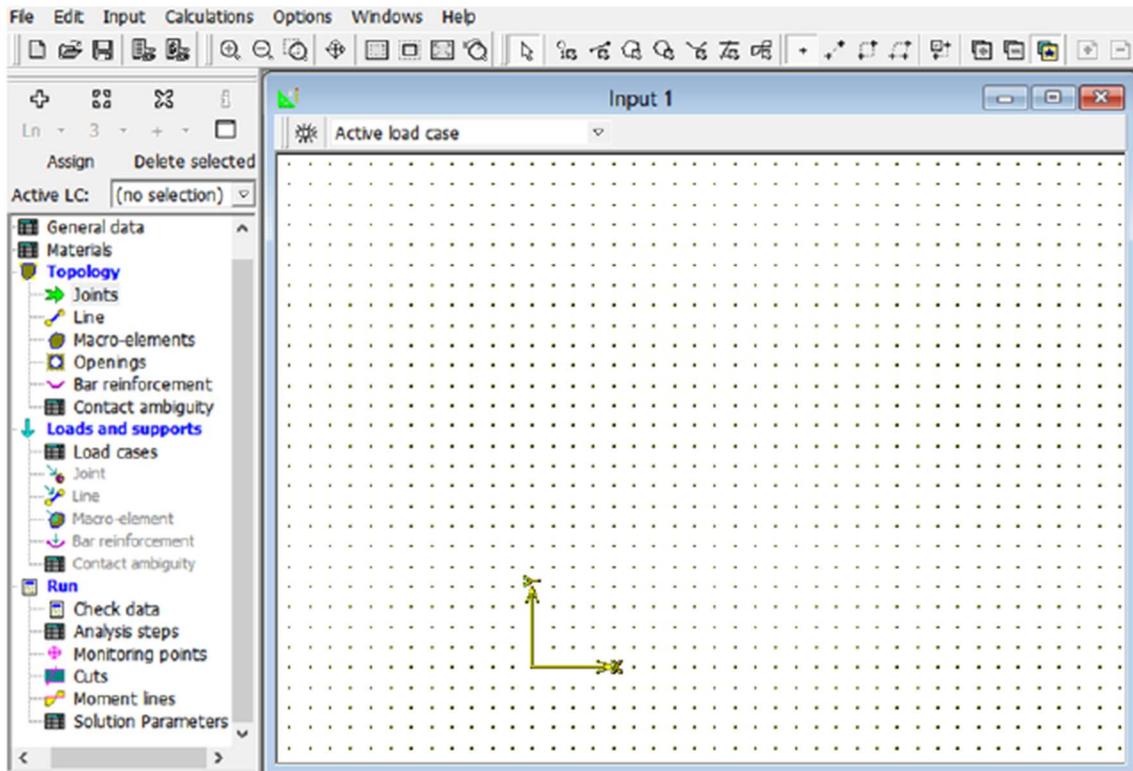


Figura 37 Interfaccia grafica di Atena 2D, fase di pre-processing

3.3.1 Proprietà dei materiali

La definizione dei materiali è il primo passo da compiere nella fase di *pre-processing*.

Nel software è possibile definire le seguenti tipologie di materiali:

- *Plane Stress Elastic Isotropic;*
- *Plane Strain Elastic Isotropic;*
- *3D Non linear cementitious;*
- *SBeta Material;*
- *Microplane4 Material;*
- *3D BiLinear Steel Von Mises;*
- *2D Reinforcement;*
- *Spring;*
- *Bond for Reinforcement;*
- *3D Drucker Prager Plasticity;*
- *Material with Random Field;*

Le strutture in calcestruzzo armato, come nel caso in esame, sono modellate inserendo un legame costitutivo per il calcestruzzo definito come *SB Material* mentre le barre di armatura sono modellate come *Reinforcement*.

Il nome *SBeta* ha origine dal programma *StahlBETonAnalyse*, software utilizzato per la prima volta per la modellazione di tale materiale. È possibile tenere in conto i seguenti effetti del comportamento del calcestruzzo:

- criterio di resistenza in regime biassiale;
- riduzione fissa o variabile della rigidezza a taglio dopo la fessurazione;
- due modelli di fessurazione: direzione fissa e ruotata della fessura;
- comportamento non lineare in compressione, considerando sia il ramo di *softening* che di *hardening*;
- fessurazione del calcestruzzo in accordo con la meccanica della frattura non lineare;
- effetto di *tension stiffening*;

La definizione del materiale richiede l'inserimento dei parametri all'interno di cinque sezioni:

- nella sezione *Basic* riportata in figura 38 si inseriscono i parametri meccanici quali modulo elastico tangente E , il coefficiente di Poisson μ , e la resistenza a trazione e a compressione rispettivamente indicati con f_t e f_c .

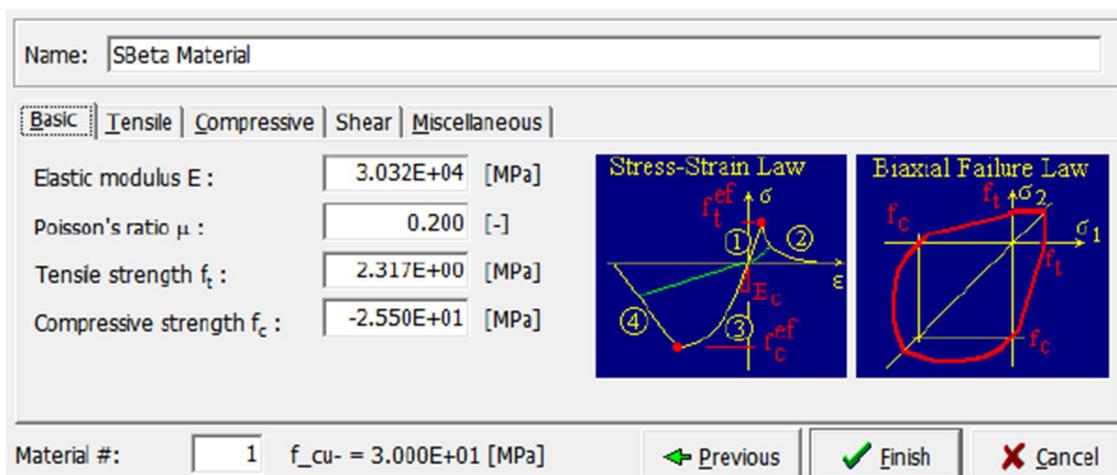


Figura 38 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo I

- nella sezione *Tensile* (Figura 39) viene determinata la tipologia di legge in trazione tra quella lineare, esponenziale e deformazione locale. È possibile definire il parametro di *softening* e il modello della fessura.

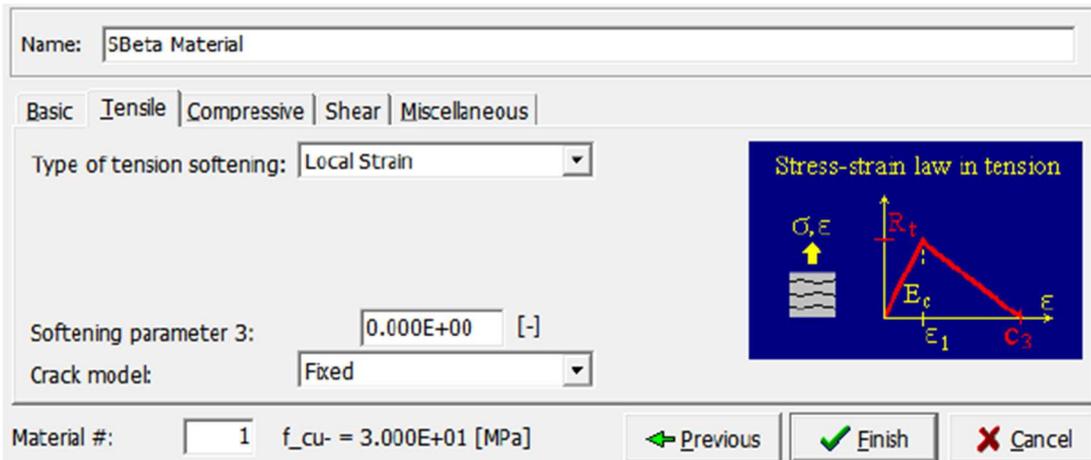


Figura 39 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo II

- nella sezione *Compressive* (Figura 40) viene inserito il valore della deformazione corrispondente al picco di resistenza a compressione f_c , la riduzione della resistenza a compressione in seguito alla fessurazione, la tipologia di *softening* relativa alla compressione e il relativo parametro c_d .

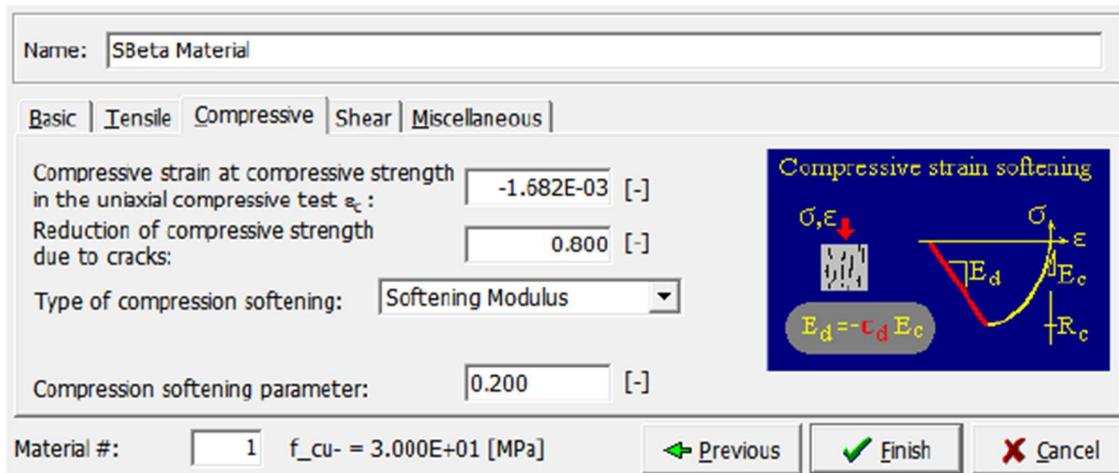


Figura 40 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo III

- nella sezione *Shear* (Figura 41) è richiesta la scelta della modalità con la quale il modulo di taglio si riduce, essa può essere lineare o variabile. Inoltre, è richiesta la tipologia di interazione tra τ - ϵ , scegliendo una legge lineare o due leggi iperboliche.

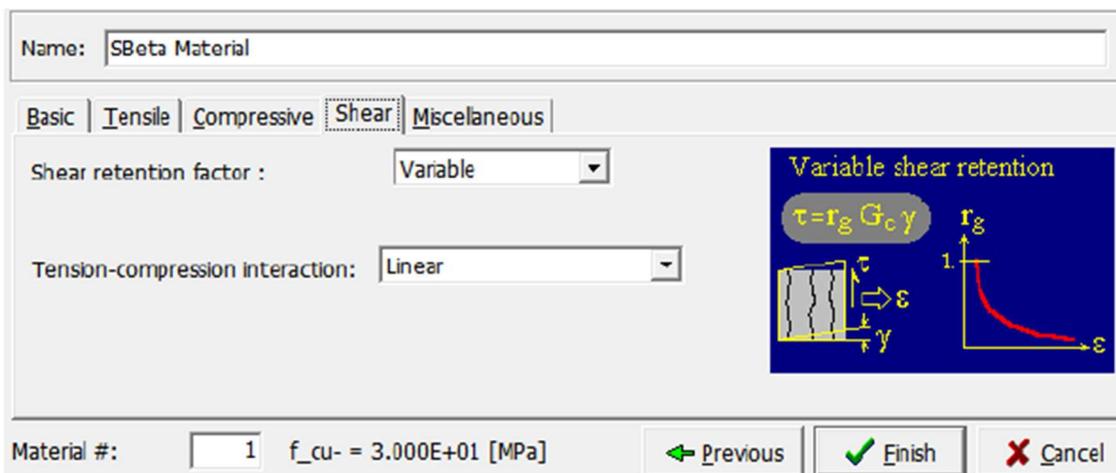


Figura 41 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo IV

- nella sezione *Miscellaneous* (Figura 35) si inseriscono i parametri del peso specifico ρ del materiale e il coefficiente di dilatazione termica α .

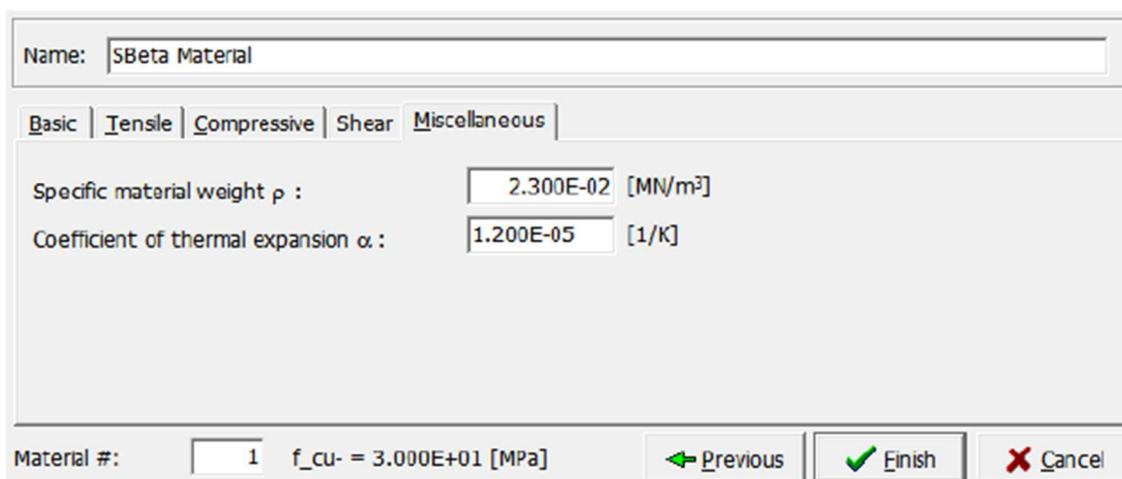


Figura 42 Inserimento proprietà meccaniche del calcestruzzo V

Per quanto concerne l'inserimento delle proprietà meccaniche delle barre e delle staffe di armatura, si rammenti che *Atena 2D* permette di definirle in due forme distinte: discrete o diffuse. Per le nostre applicazioni è più corretto inserire le armature in maniera discreta, specificando punto di inizio e fine.

Le proprietà meccaniche dell'acciaio vengono inserite in maniera analoga a quanto visto per il calcestruzzo. Nella sezione *Basic* (Figura 43) si inserisce il tipo di legge costitutiva, solitamente bilineare con *hardening*, il modulo elastico E , la tensione di snervamento σ_y e la tensione a rottura σ_t .

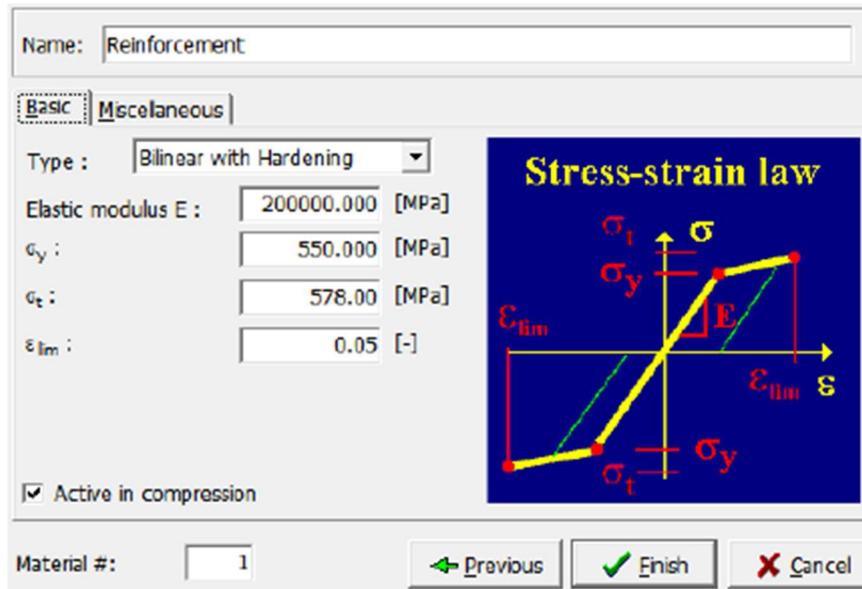


Figura 43 Inserimento proprietà meccaniche acciaio I

Infine, nella sezione *Miscellaneous* (Figura 44) si inseriscono i parametri del peso specifico ρ del materiale e il coefficiente di dilatazione termica α .

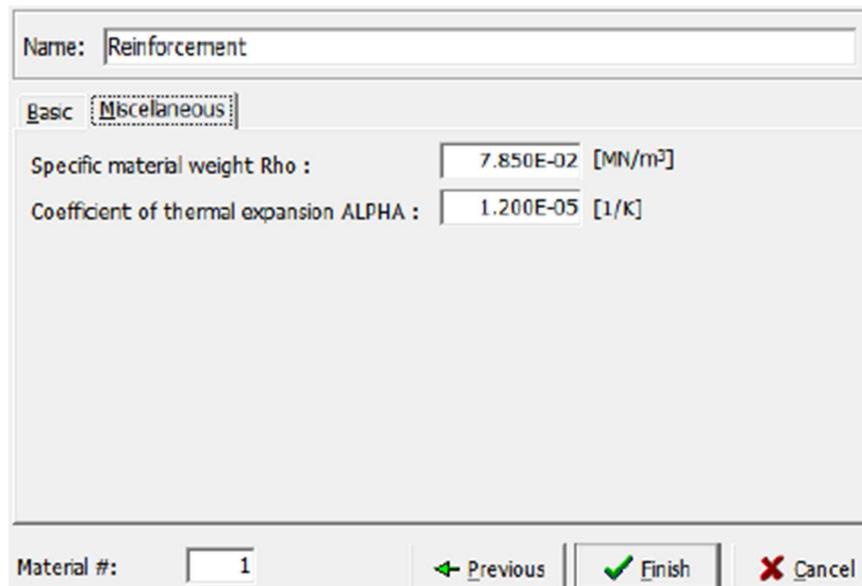


Figura 44 Inserimento proprietà meccaniche acciaio II

3.3.2 Geometria del modello

Il secondo step per eseguire una corretta analisi statica non lineare agli elementi finiti è la definizione del modello geometrico. Nella sezione *Topology*, riportata in Figura 37, sono riportate le fasi della costruzione suddivisa in: punti, linee, macroelementi, eventuali cavità, barre di armatura e il *contact ambiguity*.

Nella sezione *Joints* vengono inserite le coordinate X e Y di ogni nodo del modello. È possibile inoltre inserire eventuali molle direttamente nei nodi (Figura 45).

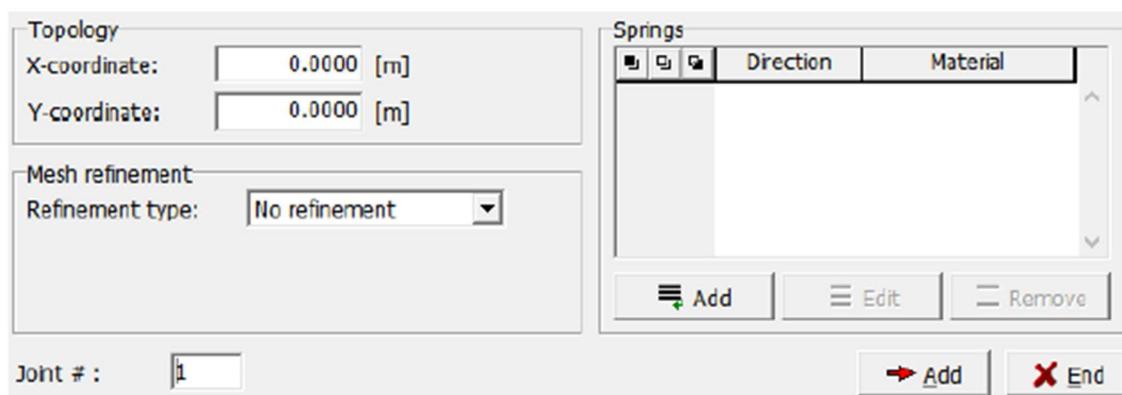


Figura 45 Inserimento dei nodi

Successivamente i nodi devono essere collegati con le linee. Nella sezione *Lines*, riportata in Figura 46, vengono definite le linee a partire dai punti, o *joints*, di inizio e fine. Anche per le linee è possibile inserire le molle distribuite su tutta la lunghezza della linea.

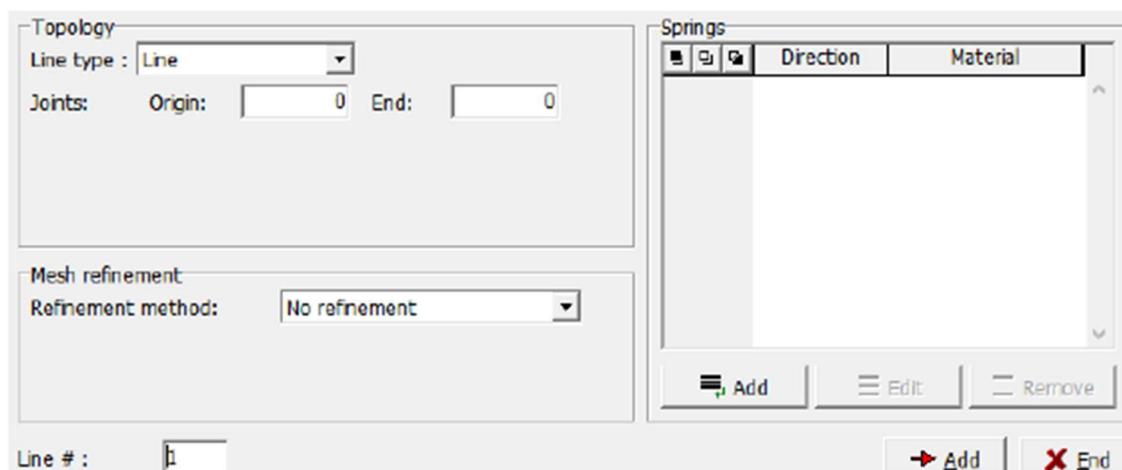


Figura 46 Inserimento delle linee

Dall'unione di almeno tre linee chiuse è possibile definire i macro-elementi. La creazione di tali elementi consiste nel definire una *Boundary List*, cioè il numero delle linee che racchiudono il macro-elemento, impostare la tipologia di *mesh* da utilizzare e le dimensioni dell'elemento finito e si attribuisce al medesimo macro-elemento la tipologia di materiale. In Figura 47 è mostrato il menù *Macroelements* di *Atena2D*.

Topology
Boundary list:

FE mesh
Mesh type:
Element size: [m]
 Smooth element shapes

Properties
Material:
Thickness: [m]
Quadrilateral elements:
 Geometrically nonlinear

Layers of smeared reinforcement

| Layer | Material of reinf. layer |
|-------|--------------------------|
| | |

No. of smeared reinf. layers should be entered within general data.

Macro-element #:

Figura 47 Inserimento dei macroelementi

Reinforcement:

Topology | Properties

Segment type:

| Seg. # | Segment type | Point | | Center | | Radius Rs [m] | Dir Dir. |
|--------|--------------|--------|--------|--------|-------|---------------|----------|
| | | X [m] | Y [m] | X [m] | Y [m] | | |
| 1 | Origin | 0.0000 | 0.0000 | | | | |
| 2 | Line | 0.0000 | 1.0000 | | | | |

Items: 2

Reinforcement bar:

Figura 48 Inserimento coordinate delle barre di armatura

Reinforcement:

Topology | Properties

Basic parameters
Material:
Area: [m²]
 Geometrically nonlinear

Reinforcement bond
Connection to the material:
Bar perimeter: [m]
Bond material:
 Disable slip at bar beginning
 Disable slip at bar end

Reinforcement bar:

Figura 49 Inserimento proprietà meccaniche e geometriche delle barre di armatura

Infine, nella sezione *Bar Reinforcement* si inseriscono le barre di armatura in forma discreta definendo le posizioni di inizio e fine nella sezione *Topology* (Figura 48) e le proprietà meccaniche e geometriche nella sezione *Properties* (Figura 49).

3.3.3 Disposizione dei carichi, vincoli e spostamenti imposti

Dopo aver creato il modello geometrico, lo step successivo consiste nell'inserimento di condizioni al contorno in termini di forze e spostamento. Nella sezione *Load and Supports* di *Atena 2D* si definiscono preliminarmente i *Load Cases*. In essi è possibile definire i vincoli della struttura, i carichi applicati, gli spostamenti imposti e altre tipologie di carichi (ved. Figura 50).

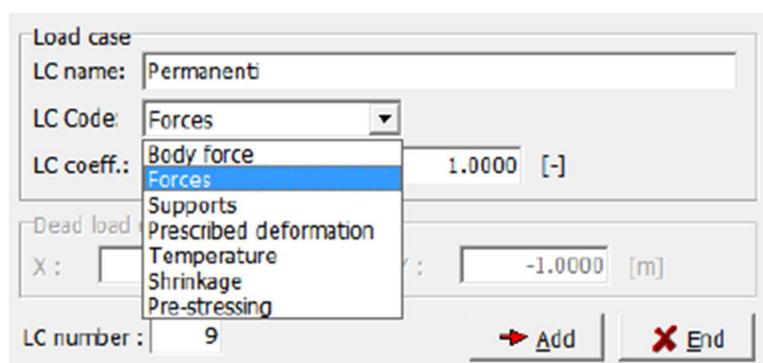


Figura 50 Tipologie di Load Cases

I *Load cases* definiti devono essere applicati ai nodi o linee o macro-elementi. Tale operazione è possibile seguendo tre fasi principali: selezionare uno dei *Load cases* creati precedentemente cliccando su *Set active* come mostrato in Figura 51, selezionare i nodi, le linee e i macro-elementi dal modello geometrico, infine come mostrato nelle Figure 52, 53 e 54 si inseriscono le tipologie di vincolo, carichi e deformazioni impresse agli elementi selezionati.

| LC Numb | Title | Code | Coefficient [-] |
|---------|---------------------------|------------------------|-----------------|
| 1 | Vincolo BASE | Supports | 1.0000 |
| 2 | Peso proprio | Body force | 0.0000 |
| 3 | Perm strutt | Forces | 0.0000 |
| 4 | Variabili | Forces | 0.0000 |
| 5 | Perm non strutt | Forces | 0.0000 |
| 6 | Spostamento imposto 1.5cm | Prescribed deformation | 1.0000 |
| 7 | Spostamento imposto 3cm | Prescribed deformation | 1.0000 |
| 8 | Vincolo LATERALE | Supports | 1.0000 |

Figura 51 Esempio di creazione e attivazione dei Load cases

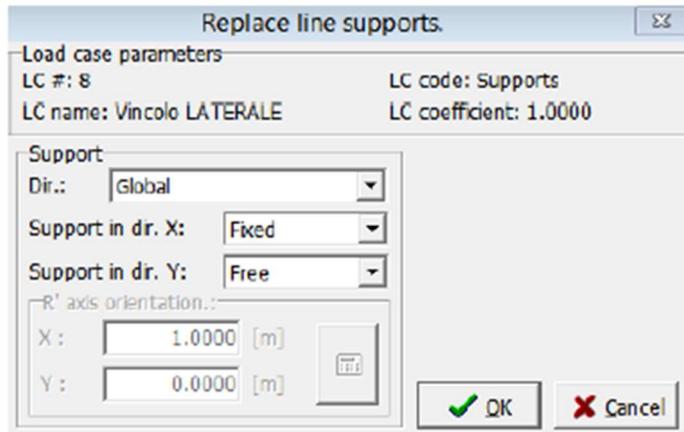


Figura 52 Inserimento di vincoli su una linea

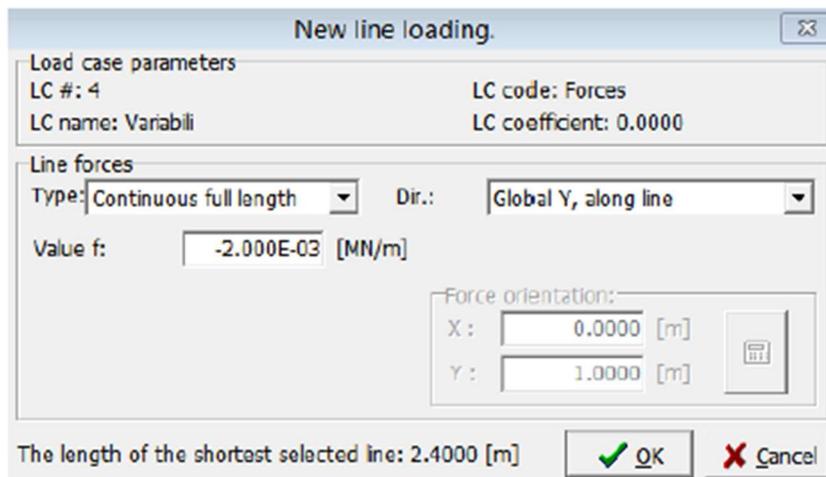


Figura 53 Inserimento carico uniformemente distribuito su una linea

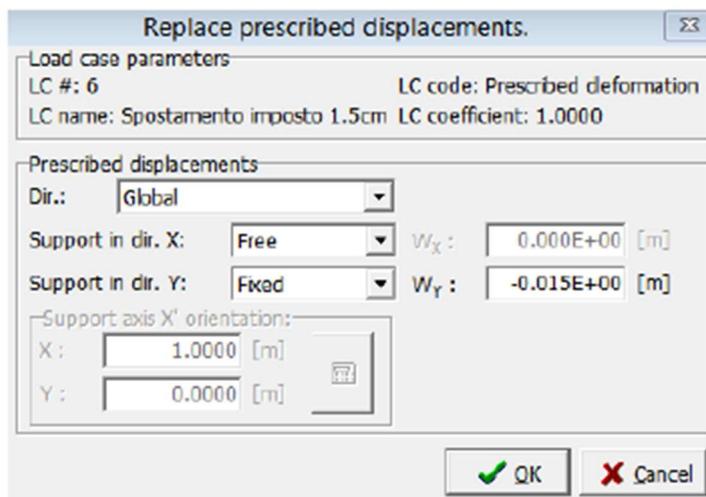


Figura 54 Inserimento di spostamenti imposti

3.3.4 Impostazioni

Nella sezione *Run* del *pre-processing* di *Atena2D* si inseriscono i parametri necessari per la risoluzione del problema matematico. Il software permette di inserire dei punti di monitoraggio, chiamati *Monitoring points*, in modo da controllare la curva di *pushdown* in punti sensibili. Per la loro definizione è sufficiente inserire le coordinate dei punti che si vuole monitorare nella omonima sezione specificando il valore da controllare tra quelli disponibili (Figura 55).

| Monitoring points | | | | | | | |
|-------------------|-----------------|---------|---------|----------|-----------------|-----------------------|-------------|
| Number | Title monitoru | X [m] | Y [m] | Position | Coefficient [-] | Monitored value Value | Item |
| > 1 | Reazione | 10.3000 | 15.4000 | Nodes | 1.0000 | Reactions | Component |
| 2 | Spostamento | 10.3000 | 15.3000 | Nodes | 1.0000 | Displacement | Component 2 |
| 3 | Spostamento p.5 | -0.1000 | 15.0000 | Nodes | 1.0000 | Displacement | Component 1 |
| 4 | Spostamento p.4 | -0.1000 | 12.0000 | Nodes | 1.0000 | Displacement | Component 1 |
| 5 | Spostamento p.3 | -0.1000 | 9.0000 | Nodes | 1.0000 | Displacement | Component 1 |
| 6 | Spostamento p.2 | -0.1000 | 6.0000 | Nodes | 1.0000 | Displacement | Component 1 |
| 7 | Spostamento p.1 | -0.1000 | 3.0000 | Nodes | 1.0000 | Displacement | Component 1 |

Figura 55 Tipologie di Monitoring points

Per quanto concerne i carichi, nella sezione *Analysis steps* il software permette di applicare i carichi, precedentemente descritti, in step elementari riducendoli o amplificandoli con opportuni coefficienti e associando ad essi un metodo di risoluzione. I più utilizzati metodi di risoluzione per le analisi non lineari sono: *Standard Newton-Raphson* e *Standard arc length*. In Figura 56 è riportato un esempio *Analysis steps*.

| Analysis steps | | | | | |
|----------------|----------------|-----------------|---------------------|--------------|--------------------|
| Number | Load case list | Coefficient [-] | Parameters analysis | Save results | Calculated results |
| > 1 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton | Yes | Not analyzed |
| 2 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |
| 3 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |
| 4 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |
| 5 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |
| 6 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |
| 7 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |
| 8 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |
| 9 | 1,6,8 | 1.0000 | Standart Newton-R | Yes | Not analyzed |

Figura 56 Esempi di Analysis steps

Esistono molti metodi per la risoluzione di problemi non lineari con l'utilizzo di metodi numerici, i più utilizzati sono: metodo incrementale, metodo iterativo e il metodo misto. Il metodo utilizzato nel presente lavoro è quello iterativo *Standard Newton-Raphson*. Nel menù *Solution parameters* è possibile settare i parametri dell'analisi come il numero di iterazioni e le tolleranze sugli errori.

3.4 Post-processing

Dopo aver definito tutti i parametri della fase di *pre-processing* il passo successivo è la generazione delle matrici di rigidezza mediante la creazione della *mesh* e la risoluzione del problema invertendo la matrice di rigidezza in modo da ricavare le reazioni in ogni nodo della *mesh*. Tale operazione solitamente può richiedere molto tempo tuttavia, il software *Atena* permette la visualizzazione dei risultati anche durante l'analisi, in particolare sia alla fine di ogni iterazione sia alla fine di ogni step.

È possibile la visualizzazione dei seguenti risultati:

- Deformazioni della struttura (Figura 57)

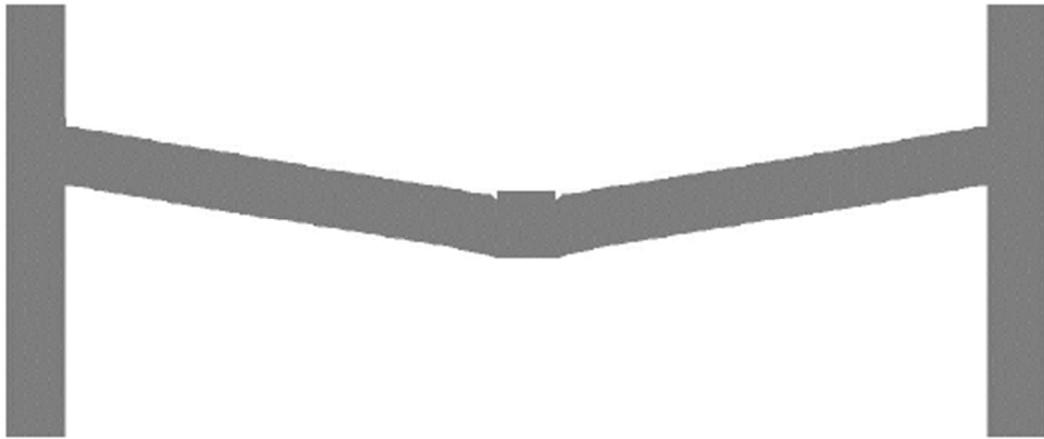


Figura 57 Esempio di deformazione della struttura

- Curva carico-spostamento

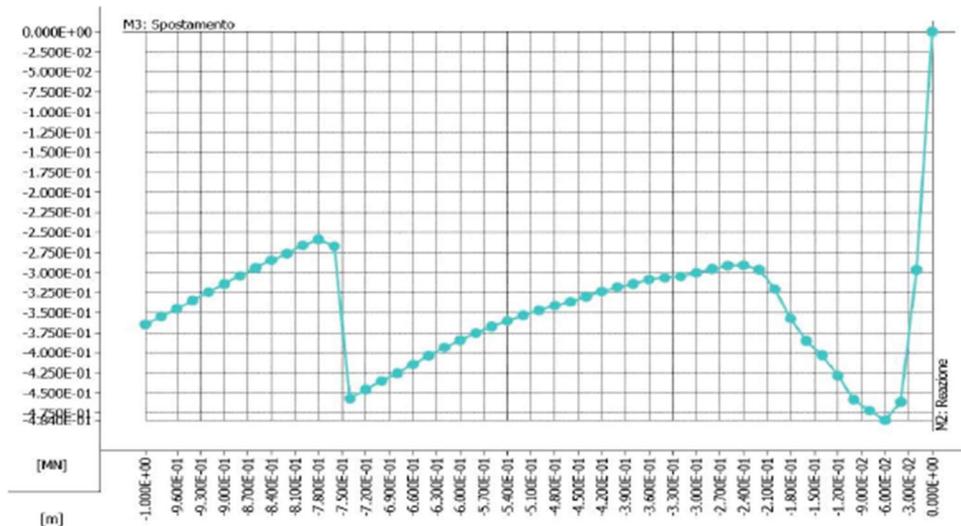


Figura 58 Esempio di curva carico spostamento

- Fessurazione del calcestruzzo



Figura 59 Esempio di quadro fessurativo del calcestruzzo

- Tensioni e deformazioni delle barre di armatura

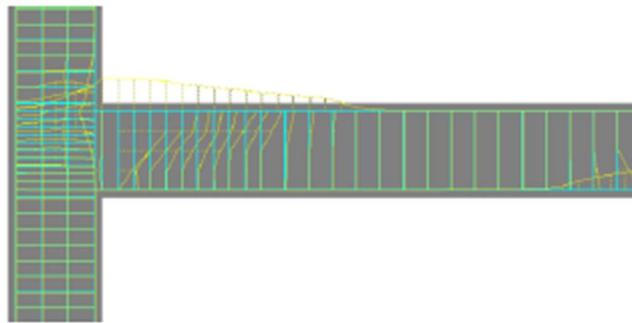


Figura 60 Esempio di tensioni nelle barre di armatura

- Tensioni e deformazioni nel calcestruzzo



Figura 61 Esempio di deformazioni nel calcestruzzo

3.5 Modellazione del telaio piano

Lo scopo del presente lavoro è la valutazione della robustezza di un edificio in cemento armato soggetto al fenomeno della corrosione. L'edificio in questione è stato progettato in zona sismica in ottemperanza alle norme tecniche italiane ed europee. Esso è costituito da quattro piani fuori terra con distanza di interpiano di 3 metri e possiede quattro campate in pianta nelle due direzioni (Figura 62).

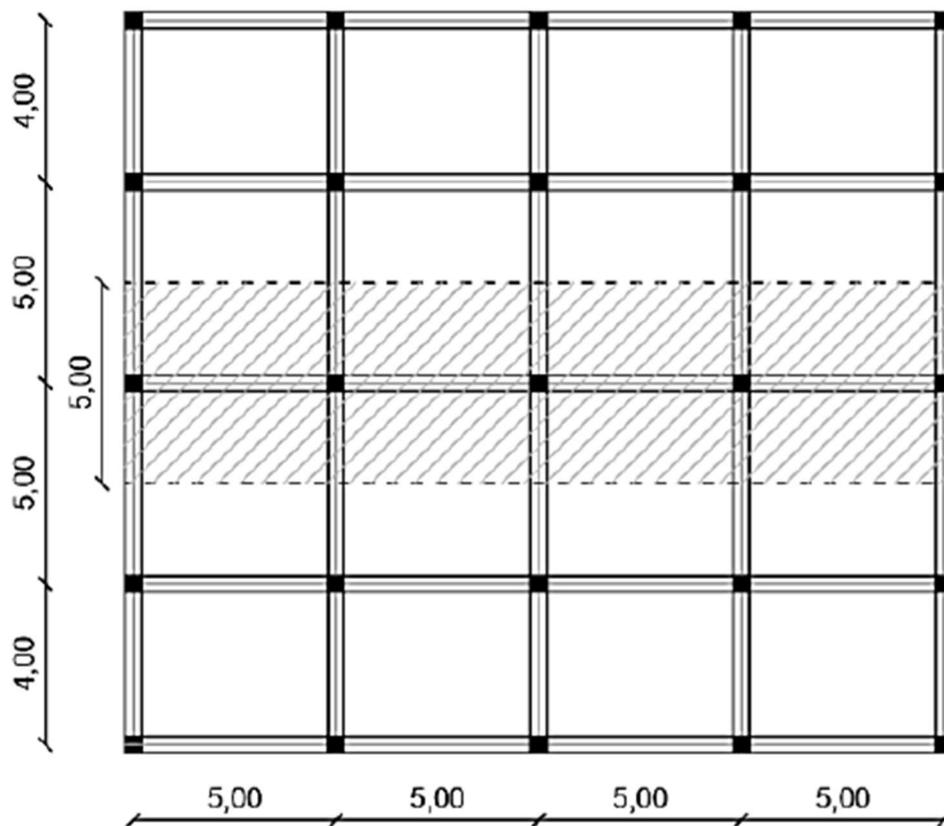


Figura 62 Pianta del piano tipo Mauro(2019)

L'edificio presenta regolarità sia in pianta che in altezza quindi è lecito eseguire singolarmente la progettazione del telaio intermedio. La progettazione è affrontata nel dettaglio nel lavoro di Mauro (2019) di cui si riportano le caratteristiche principali del telaio.

Il telaio è costituito da pilastri 60x60 con interasse di 5 metri mentre le travi hanno dimensioni 40x50 (Figura 63). L'armatura è stata progettata con il metodo degli stati limite seguendo il criterio delle gerarchie delle resistenze per le struttura poste in zona sismica rispettando i dettagli costruttivi presenti nel capitolo 4 e 7 delle NTC 2018.

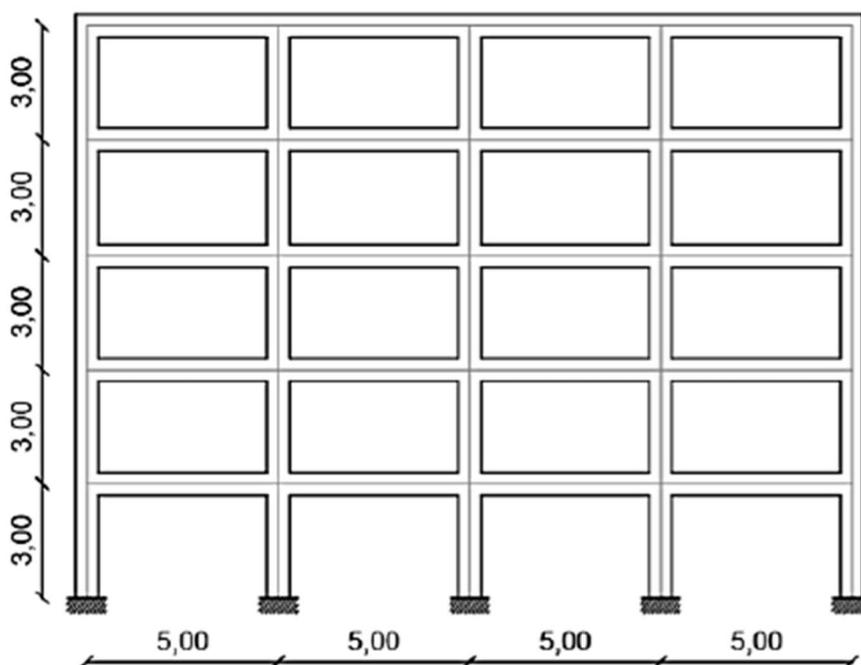


Figura 63 Dimensioni geometriche del telaio piano (Mauro,2019)

Il rinforzo dei pilastri prevede:

- Armature trasversali costituite da staffe di diametro 8 mm con 4 bracci con passo 10 cm per tutto lo sviluppo del pilastro;
- Armature longitudinali costituite da 12 barre ad aderenza migliorata di diametro 20 mm;

Le travi, invece, contengono:

- Armature trasversali costituite da staffe di diametro 8 mm con 2 bracci con passo 7.5 cm nella zona dissipativa;
- Armature trasversali costituite da staffe di diametro 8 mm con 2 bracci con passo 15 cm nella zona non dissipativa;
- Armature longitudinali costituite da $3\Phi 18$ nel corrente inferiore e una quantità variabile di armatura nel corrente superiore costituita da $2\Phi 18$ in campata e $5\Phi 18$ per assorbire i picchi di momento negativo;

I nodi trave-pilastro sono stati verificati in conformità con le prescrizioni previste dalle NTC2018 e sono dotati di armatura trasversale di diametro 8 mm con passo 5 cm.

L'edificio appena descritto è stato modellato in *Atena 2D* seguendo le fasi che sono state descritte nei paragrafi precedenti. Nella fase di *pre-processing* sono state inserite, proprietà meccaniche dei materiali, nodi, linee, macro-elementi, vincoli, carichi e spostamenti imposti. Di seguito verranno descritti con più dettaglio tutte le fasi di *pre-processing*.

3.5.1 Proprietà meccaniche del calcestruzzo

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo sono state determinate a partire dalle considerazioni sul confinamento del calcestruzzo. L'influenza della corrosione su dette proprietà meccaniche e geometriche del materiale verrà descritto al Capitolo 4.

La progettazione della struttura è stata effettuata ipotizzando un calcestruzzo di tipo C25/30. I numeri presenti in tale terminologia indicano rispettivamente la resistenza a compressione cilindrica e cubica. Quando il materiale è inserito in opera le armature possono conferire al calcestruzzo un incremento delle proprietà meccaniche. Per tenere in conto il confinamento operato dalle staffe e il comportamento non lineare del materiale è stato utilizzato il modello di *Saatcioglu e Razvi* (1992). Sono stati ottenuti cinque diversi legami costitutivi in ragione del fatto che la struttura presenta cinque zone con passo delle staffe differente: trave in zona dissipativa, trave in zona non dissipativa, nodi, pilastri e calcestruzzo non confinato (copriferro). In Figura 64 sono riportati i legami costitutivi per il materiale calcestruzzo.

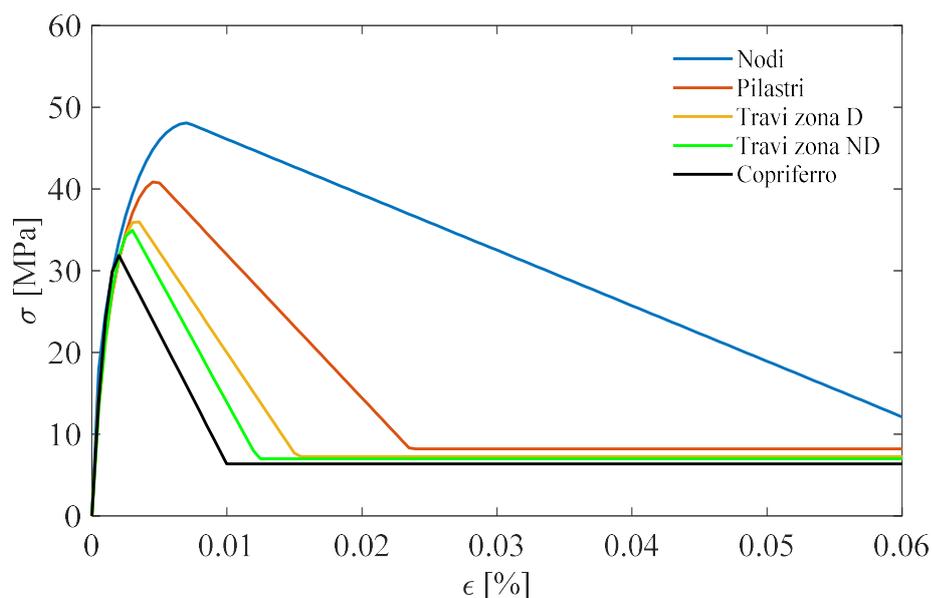


Figura 64 Legami costitutivi per il materiale calcestruzzo

Tale modello è stato implementato in *Atena2D* come materiale *SB material*, in cui nella sezione *Tensile* è stata considerata la legge a trazione di deformazione locale e il modello di fessura fisso, nella sezione *Compressive* è stata adottata la legge di tipo *Softening Modulus* infine in *Shear* è stato inserita la riduzione del modulo di taglio variabile. In Tabella 8 sono riportati i parametri numerici inseriti nel software.

| | BASIC | | | | TENSILE | COMPRESSIVE | | | MISCELLANEOUS | |
|----------|------------|--------------|----------------|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | E [MPa] | μ [-] | f_t [MPa] | f_c [MPa] | c_3 [-] | e_c [-] | r.c.s [-] | c.s.p [-] | ρ [kN/m ³] | α [K ⁻¹] |
| Travi D | 3.43E+04 | 0.2 | 2.56 | -37.48 | 7.45E-04 | -3.76E-03 | 0.8 | 0.05 | 25 | 1.20E-05 |
| Travi ND | 3.36E+04 | 0.2 | 2.56 | -35.02 | 7.60E-04 | -2.99E-03 | 0.8 | 0.082 | 25 | 1.20E-05 |
| Pilastro | 3.53E+04 | 0.2 | 2.56 | -40.99 | 7.25E-04 | -4.86E-03 | 0.8 | 0.05 | 25 | 1.20E-05 |
| Nodi | 3.70E+04 | 0.2 | 2.56 | -48.13 | 6.91E-04 | -7.10E-03 | 0 | 0.016 | 25 | 1.20E-05 |
| CLS-NC | 3.27E+04 | 0.2 | 2.56 | -32 | 7.83E-01 | -2.00E-03 | 0.8 | 0.097 | 25 | 1.20E-05 |

Tabella 8 Proprietà meccaniche inserite in *Atena2D*

3.5.2 Proprietà meccaniche dell'acciaio

Nel progetto del telaio in calcestruzzo armato si è fatto uso di acciaio B450C. Tale materiale è caratterizzato da una tensione di snervamento di 450 MPa e una classe di duttilità C tipica degli acciai laminati a caldo.

La modellazione dell'acciaio, utilizzato sia per armature longitudinali che trasversali, è stata eseguita inserendo un legame costitutivo σ - ε bilineare con incrudimento. È prassi consolidata nelle analisi non lineari utilizzare come resistenze dei materiali non i valori caratteristici, cioè con una probabilità di essere superati del 95%, bensì i valori medi. Questi ultimi sono ricavati a partire da una distribuzione log-normale con deviazione standard del 5%:

$$\sigma_y = f_{yk} e^{1.645 \cdot 0.05}$$

$$\sigma_t = 1.15 \sigma_y$$

I limiti di deformabilità sono stati assunti sulla base di opportuni modelli presenti in letteratura scientifica. Si è ipotizzato che l'acciaio presenti una notevole duttilità, la deformazione ultima è stata assunta pari al 20%.

Infine, si rammenti che il peso specifico dell'acciaio non è stato considerato poiché tale peso è stato preso in conto nella formulazione del peso specifico del calcestruzzo. In Tabella 9 vengono riportati i valori inseriti in *Atena2D*, tuttavia, come verrà illustrato nel prossimo capitolo, tali valori verranno modificati per la presa in conto della corrosione.

| BASIC | | | | MISCELLANEOUS | |
|------------|--------|------------|---------------------|----------------------|--------------------|
| σ_y | E | σ_t | ε_{lim} | ρ | α |
| [MPa] | [MPa] | [MPa] | [-] | [kN/m ³] | [K ⁻¹] |
| 489 | 200000 | 562 | 0.2 | 0 | 1.20E-05 |

Tabella 9 Proprietà meccaniche dell'acciaio

3.5.3 Modello geometrico

La modellazione del telaio è stata effettuata in linea con le indicazioni presenti nei precedenti paragrafi. Innanzitutto, è necessario definire le coordinate dei punti ai quali si uniranno le linee e che a loro volta definiscono i macro-elementi. La scelta dei punti non è stata eseguita in maniera casuale ma cercando di suddividere il modello in zone dove il comportamento meccanico dei materiali è il medesimo.

Come spiegato al Capitolo 2, la distribuzione spaziale della corrosione è molto aleatoria, tuttavia, per la struttura in esame è stata ipotizzata la presenza di un piano *pilotis*, quindi l'assenza di rivestimenti nei pilastri e nell'intradosso delle travi del primo piano fa sì che è lecito assumere che la corrosione avvenga proprio in corrispondenza di tali zone. Inoltre, a causa della natura localizzata della corrosione per *pitting*, questo è stato considerato in corrispondenza dei nodi travi pilastro per una lunghezza di 15 cm.

In definitiva, lo schema utilizzato prevede la suddivisione di travi, pilastri e nodi coerentemente con le leggi costitutive e l'applicazione della corrosione:

- I pilastri del piano *pilotis* sono stati suddivisi in 5 zone: la prima fascia, pur essendo inserita nella zona dissipativa, è quella interessata dalla corrosione per una lunghezza di 15 cm, segue la zona dissipativa del pilastro, successivamente la zona non dissipativa e infine, in maniera speculare, vi è la zona dissipativa e la zona in cui verrà applicata la corrosione. I pilastri dei restanti piani sono stati suddivisi, invece, in quattro fasce poiché non è stata considerata la corrosione in tali zone. Ciascuna zona è stata suddivisa in trasversale in quattro fasce, due esterne alle quali verrà applicato il materiale adatto per copriferro e due interne che dividono l'asse baricentrico, in tale zona verrà applicato un materiale differente in virtù del confinamento eseguito dalle staffe.
- Le travi sono state suddivise in accordo con quanto fatto nei pilastri. Quelle del primo piano sono state suddivise anch'esse in 5 fasce: le fasce estreme sono quelle alle quali verrà applicato il degrado dovuto alla corrosione mentre le fasce più

interne saranno quelle delle zone non dissipative e zone dissipative. Le travi dei restanti piani sono suddivise in 3 fasce che rappresentano le zone dissipative e le zone non dissipative. In trasversale, tutte le travi sono state divise in 3 zone: le due estreme modellano il copriferro mentre quella interna considera il confinamento effettuato dalle staffe.

In Figura 65 sono riportate le linee, i nodi e i macro-elementi rappresentativi di un pilastro del primo piano e di un pilastro dei successivi piani.

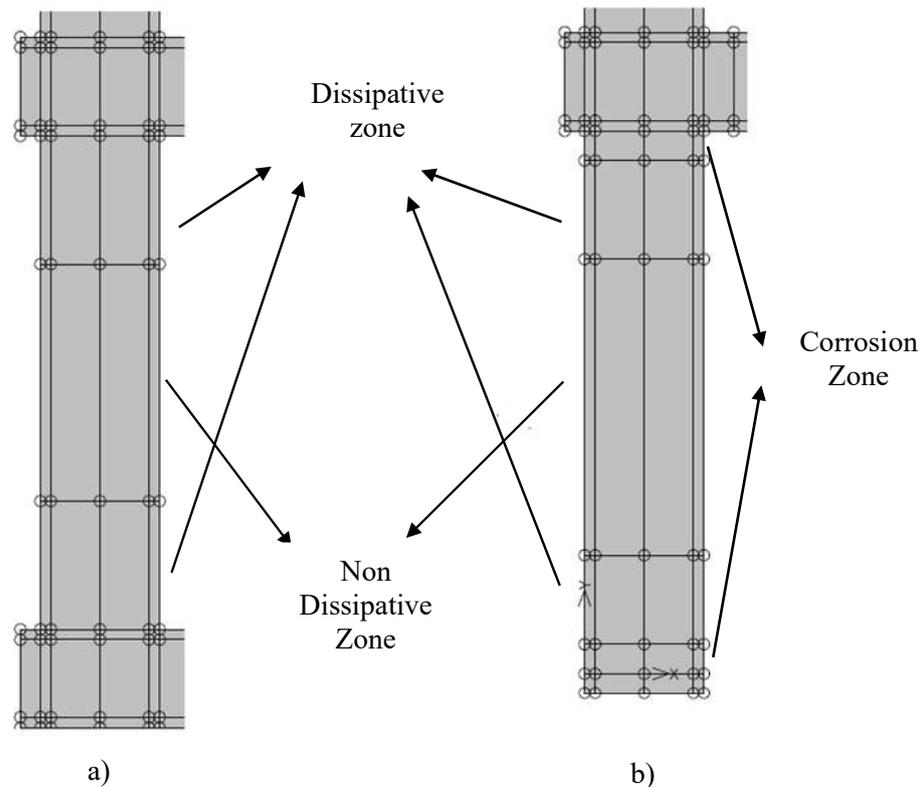


Figura 65 Modellazione pilastro piano pilotis b) e piani successivi a)

Nel modello globale sono state inserite delle piastre sia alla base che in sommità di ogni pilastrata e alle estremità di ogni travata. Tali piastre sono state modellate come elementi con comportamento elastico lineare dotati di elevata rigidezza, in questo modo i punti di monitoraggio sono stati inseriti all'interno di tali elementi in modo da evitare la presenza di concentrazioni di tensioni e deformazioni, le quali comprometterebbero i risultati.

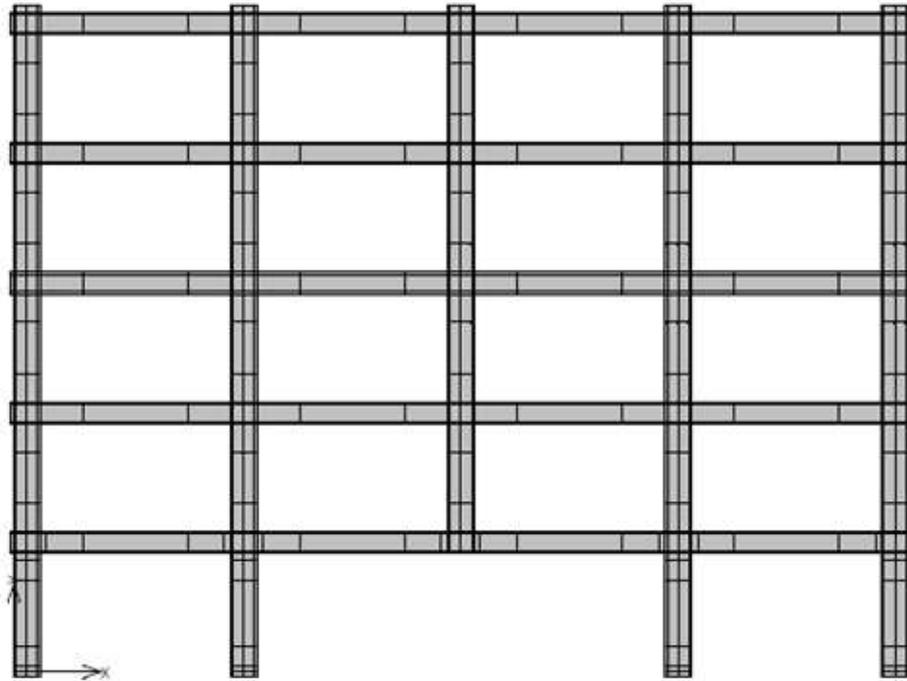


Figura 66 Modello globale senza armature

Infine, sono state inserite le armature sia longitudinali che trasversali. Queste ultime sono state inserite considerando l'effettiva spaziatura sia nelle zone dissipative che non dissipative come previste nel progetto strutturale.

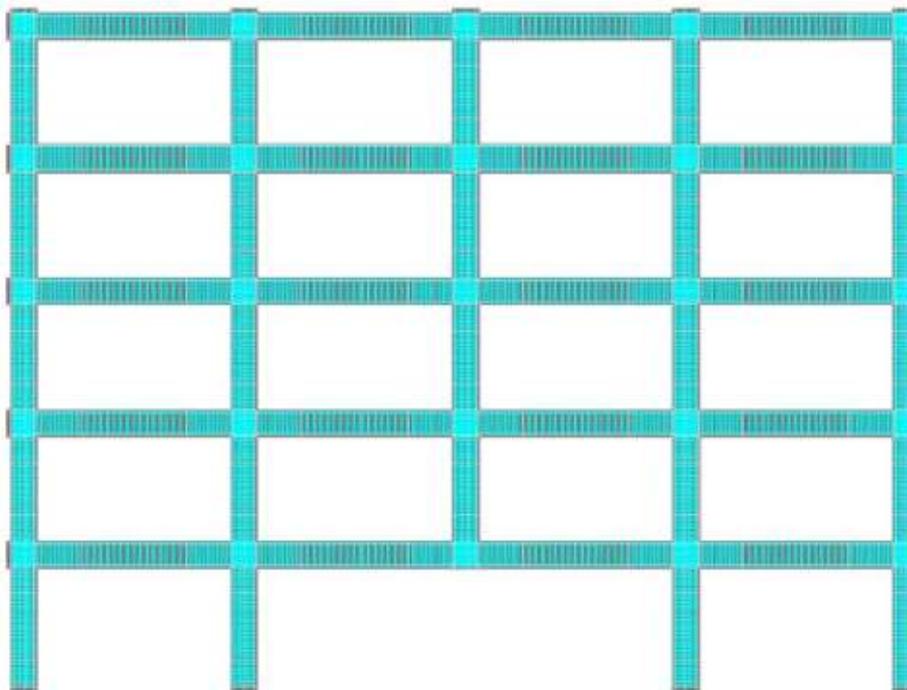


Figura 67 Modello globale in presenza di armature

3.5.4 Condizioni al contorno

Le condizioni al contorno di un problema strutturale consistono nell'inserire i vincoli alla struttura ed applicare i carichi o spostamenti imposti. In *Atena 2D* tali condizioni sono inserite mediante la creazione di *Load cases*. In Tabella 10 sono riportati il codice e il nome del *Load cases* utilizzati nel presente lavoro.

| Codice | Nome |
|--------|-----------------------------------|
| 1 | Vincoli di base |
| 2 | Peso proprio |
| 3 | Permanenti strutturali solaio |
| 4 | Permanenti non strutturali solaio |
| 5 | Variabili |
| 6 | Spostamento imposto 1.5 cm |
| 7 | Spostamento imposto 3 cm |

Tabella 10 Tipologia di *Load cases* inseriti in *Atena 2D*

Il telaio è stato vincolato alla base di ogni pilastro limitando sia le traslazioni nelle due direzioni x e y sia le rotazioni. In *Atena2D* per simulare l'incastro perfetto è necessario limitare le traslazioni alla linea alla base di ogni pilastro.

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente dal software dopo aver inserito il peso specifico del materiale. Invece per quanto riguarda i carichi permanenti strutturali, non strutturali e variabili sono stati applicati alla linea all'estradosso di ogni trave. I valori di tali carichi sono riportati in Tabella 11.

Lo spostamento imposto è necessario per valutare la capacità della struttura di sviluppare un meccanismo a catenaria, esso è applicato alla piastra superiore della pilastrata centrale

3.5.5 Impostazione di analisi

Per validare il modello appena creato è stata effettuata un'analisi preliminare dove sono stati applicati i *Load cases* 1,2,3,4 e 5 con due soli step di carico, utilizzando il coefficiente di 0.5 per ogni *Analysis steps*. In questo modo è possibile valutare la reazione alla base di ogni pilastro.

La seconda fase prevedere l'esecuzione dell'analisi di *pushdown* imponendo lo spostamento alla struttura priva del pilastro centrale, quindi sono stati attivati i *Load cases* 1,6,7. In particolare, sono stati creati 15 *Analysis steps* con coefficienti unitari applicando i codici 1 e 7 in modo da ottenere una precisione maggiore in corrispondenza del picco

flessionale, successivamente sono stati applicati i *Load cases* 1 e 7 in 25 steps di carico elementari con coefficiente di amplificazione unitario. Per la visualizzazione delle curve di *pushdown* è necessario introdurre alcuni punti di monitoraggio. In Figura 68 sono riportati i punti di monitoraggio applicati alla struttura in esame. Infine, è stato applicato il metodo di risoluzione *Standard Newton-Raphson* al quale è stato incrementato il numero di iterazioni fino a 200.

| Nome | Carico [kN/m] | Coefficiente di combinazione eccezionale |
|----------------------------|---------------|--|
| Permanenti strutturali | 13.0 | 1.0 |
| Permanenti non strutturali | 16.0 | 1.0 |
| Variabile copertura | 2.5 | 0.0 |
| Variabili piani intermedi | 10.0 | 0.3 |

Tabella 11 Valori dei carichi applicati in Atena2D

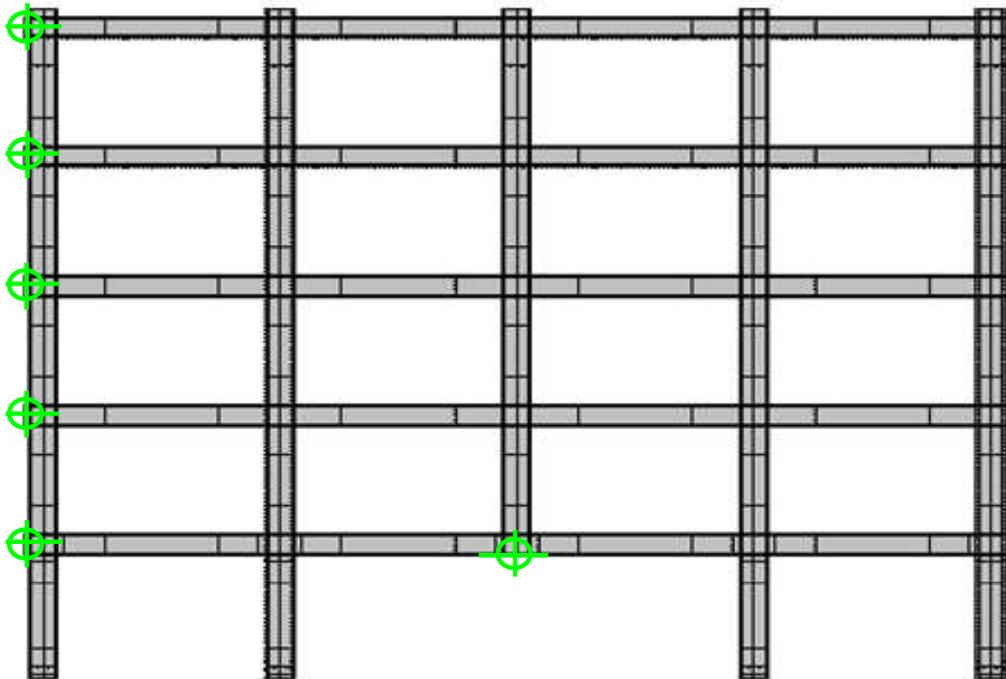


Figura 68 Posizione monitoring points nel telaio

Capitolo 4

4 Pushdown test

4.1 Premessa

La valutazione della robustezza delle strutture in cemento armato soggette a fenomeni di degrado è il tema principale del presente lavoro di tesi. Nello specifico, è stato progettato un edificio regolare in pianta e in altezza, in modo da poter analizzare singolarmente un telaio intermedio (Mauro,2019), e sono state eseguite analisi non lineari in 2D. Lo studio della robustezza è stato affrontato applicando alla struttura in esame il metodo del *Percorso alternativo dei carichi*, con il quale è possibile valutare la capacità della struttura di ridistribuire i carichi portati da un elemento strutturale che ha subito danneggiamenti in seguito ad un evento eccezionale. L'implementazione del metodo non richiede l'identificazione preliminare delle minacce e la loro quantificazione, quindi è possibile definirlo a *minaccia generica*. Sovente, la redistribuzione è eseguita rimuovendo un elemento strutturale e verificando, mediante analisi statiche non lineari o dinamiche non lineari, che il resto della struttura sia capace di trasmettere le azioni nella combinazione di carico eccezionale. Quindi, al telaio è stato rimosso il pilastro centrale come mostrato in Figura 69 ed è stata eseguita un'analisi statica non lineare imponendo uno spostamento alla sommità del pilastro centrale e registrando il valore del carico corrispondente fino a rottura. Eseguendo, quindi, una prova non a controllo di forza bensì a controllo di spostamento è possibile osservare tutti i meccanismi resistenti che la struttura possiede. Le analisi statiche non lineari sono state eseguite senza considerare gli incrementi di resistenza e rigidezza offerti dal solaio in latero-cemento e dalle travi perpendicolari alla facciata in quanto di difficile quantificazione per l'applicazione in un modello piano.

Il risultato di un'analisi di *pushdown* di una struttura in cemento armato presenta due principali meccanismi resistenti: il primo è quello flessionale valutabile analiticamente con il teorema cinematico dell'analisi limite, segue un comportamento a catenaria delle

sole armature che può portare ad incrementi significativi della capacità portante. Quest'ultimo meccanismo resistente è possibile osservarlo solo in presenza di analisi non lineari poiché tengono in conto sia della non linearità meccanica ma soprattutto la non linearità geometrica, cioè eseguendo l'equilibrio nella configurazione deformata. Fare ricorso a tutti i meccanismi resistenti è un aspetto imprescindibile per la determinazione della robustezza strutturale. L'interesse del progettista nei confronti di un evento eccezionale è rivolto alla salvaguardia della vita umana, è ammesso il danneggiamento, anche in maniera irreversibile, ma la struttura deve espletare le proprie funzioni statiche.

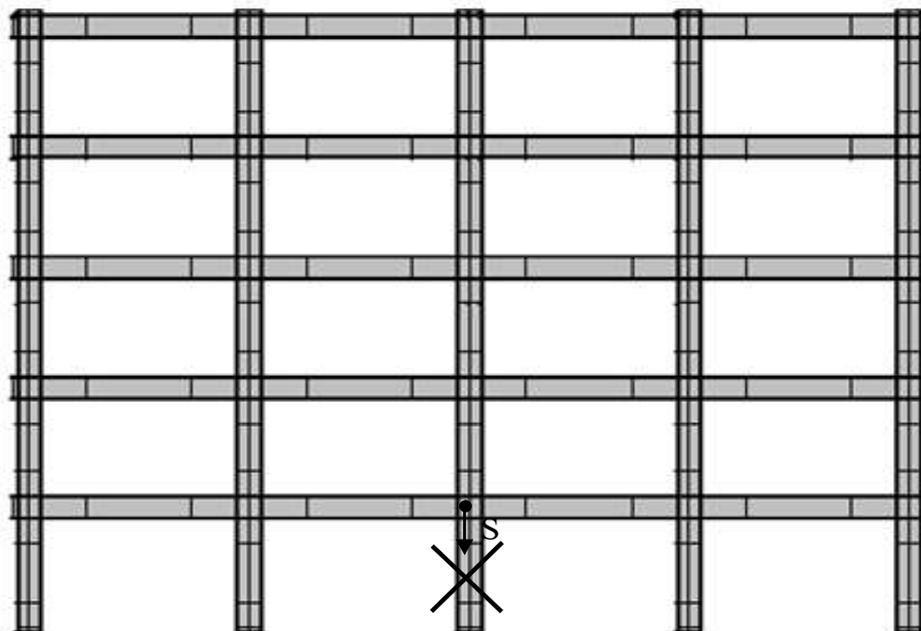


Figura 69 Rimozione pilastro centrale nella prova di pushdown

Infine, un aspetto da approfondire è la quantificazione numerica della robustezza. In letteratura sono proposti diversi metodi per la valutazione dell'indice di robustezza, alcuni autori propongono una misura probabilistica basata sul rapporto tra il rischio di collasso o l'indice di affidabilità della struttura danneggiata e quello relativo alla struttura integra, altri studiosi, invece, propongono un approccio semi-probabilistico o deterministico confrontando la capacità della struttura con la domanda, cioè confrontando la risultante dei carichi gravitazionali sopportati dalla struttura localmente danneggiata, ricavata da un'analisi statica lineare non lineare, con la risultante dei carichi gravitazionali di progetto, considerati nella combinazione di carico eccezionale, amplificata di un opportuno coefficiente che tiene in conto gli aspetti dinamici del problema.

4.2 Scelta del progetto strutturale ottimale (Mauro,2019)

Preliminarmente all'applicazione del degrado, alla luce di quanto espresso al Capitolo 2, è stato scelto il progetto strutturale. La scelta è basata a partire dal lavoro svolto da Mauro (2019) nel quale sono state condotte diverse analisi statiche non lineari su telai in c.a. che si distinguono sia per la differente altezza delle travi che per il quantitativo di armatura, con lo scopo di valutare la soluzione ottimale in termini di robustezza.

Sono stati progettati, preliminarmente, due telai in cemento armato ubicati in zona sismica seguendo l'approccio semi-probabilistico agli stati limite rispettando le prescrizioni del progetto in capacità proposte al capitolo 7 dalle NTC 2018.

I telai, denominati H50 e H60, si distinguono per la differente altezza delle travi, rispettivamente 50 cm e 60 cm, e per il passo delle staffe in zona dissipativa. Le principali caratteristiche geometriche e i quantitativi di armatura sono:

- Pilastri: 60x60 cm per entrambi i telai;
- Travi: 40x50 per il telaio H50 e 40x60 per il telaio H60;
- Staffe a 4 bracci $\Phi 8/10$ cm sui pilastri per entrambi i telai;
- Staffe a 2 bracci $\Phi 8/7.5$ per il telaio H50 e $\Phi 8/10$ nella zona dissipativa delle travi;
- Staffe a 2 bracci $\Phi 8/15$ nella zona non dissipativa;
- Staffe a 2 bracci $\Phi 8/5$ nei nodi trave pilastro;
- Armatura longitudinale pari a 10 $\Phi 20$ nei pilastri;
- Armatura longitudinale delle travi costituita da 3 $\Phi 18$ nel corrente inferiore e 2-5 $\Phi 18$ nel corrente superiore;

Prima di eseguire le analisi di *pushdown* è stata condotta un'analisi statica lineare al modello con pilastro centrale applicando i carichi permanenti strutturali, non strutturali e variabili in modo da determinare la reazione esplicata dal pilastro centrale nella combinazione di carico eccezionale:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2,1}Q_k + \psi_{2,2}Q_k + \dots$$

I valori delle reazioni vincolari sono: 1032 kN per il telaio H50 e 1056 kN per il telaio H60. Nell'ipotesi di eliminare la colonna centrale, tali reazioni devono essere ridistribuite alle membrature restanti. Tuttavia, la rimozione della colonna non avviene in maniera statica per cui molti studiosi affermano di aumentare del 50% il valore delle reazioni per

tenere in conto della natura dinamica dell'avvenimento. Così facendo i valori delle reazioni vincolari del pilastro centrale per i telai sono rispettivamente:

- $P_{est}=1548$ kN per il telaio H50;
- $P_{est}=1584$ kN per il telaio H60;

Successivamente sono state eseguite le analisi di *pushdown* ottenendo le curve come mostrato nella Figura 70.

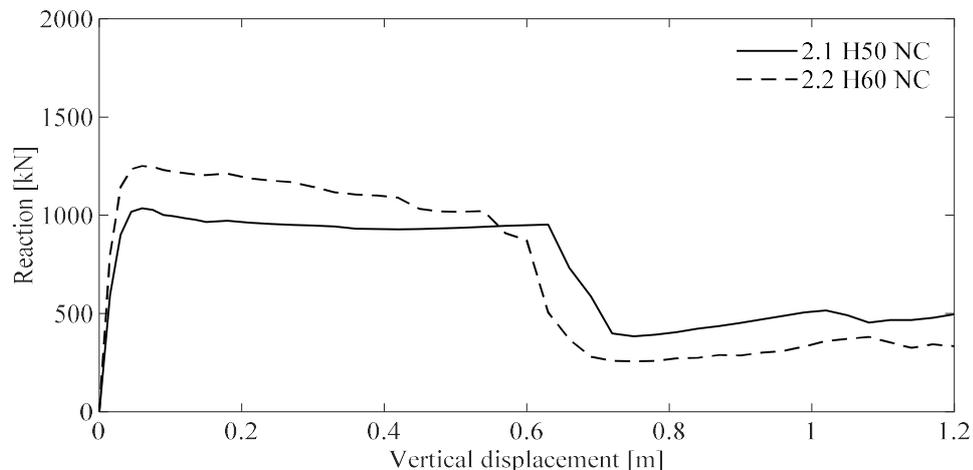


Figura 70 Curve di *pushdown* per il telaio H50 e H60

Dai risultati è possibile notare come la geometria delle travi e il passo delle staffe influenzi sensibilmente il comportamento meccanico. Il telaio H60 mostra un picco flessionale maggiore rispetto al telaio H50 a causa del maggiore braccio di leva interno, tuttavia non riesce a manifestare un aumento della capacità portante dovuto allo sviluppo dell'effetto catenaria poiché le barre di armatura giungono a rottura prima di tale meccanismo resistente, quindi un aumento dello spostamento verticale è accompagnato da una riduzione della forza. Di contro il telaio H50, sebbene manifesti un picco flessionale più basso, possiede una maggiore, seppur minima, duttilità seguito da un tentativo di sviluppo del meccanismo resistente a catenaria.

È opportuno eseguire un confronto tra le resistenze di calcolo e quelle sperimentali. Nel documento *CNR-DT 214/2018* sono riportate le formule analitiche per la stima del comportamento puramente flessionale e per il comportamento a catenaria:

$$P_{MAX,FL} = \frac{2(M_p^+ + M_p^-)}{l}$$

Dove M_p^+ e M_p^- sono rispettivamente il momento plastico positivo e negativo in corrispondenza delle colonne calcolati nel seguente modo:

$$M_p^+ = 0.9A_s^+ f_y d$$

$$M_p^- = 0.9A_s^- f_y d$$

Dove A_s^+ è l'armatura longitudinale in corrispondenza della connessione con la colonna rimossa, A_s^- è l'armatura longitudinale in corrispondenza della connessione con le colonne esterne, f_y è la resistenza a snervamento dell'acciaio e d l'altezza utile della sezione interessata. Per quanto riguarda il contributo a catenaria, il massimo carico sopportabile può essere valutato come segue:

$$P_{MAX,CAT} = 2 \frac{\delta}{l} A_{s,cont} f_t$$

Dove δ è la capacità di spostamento del punto dove è stata rimossa la colonna, $A_{s,cont}$ è il quantitativo di armatura continua sulla trave lunga $2l$ e f_t è la tensione di rottura dell'armatura. L'applicazione delle espressioni riportate sopra al telaio in esame è riportata nelle Tabelle 12, 13 14 e 15 per il telaio H50 e H60.

| Telaio | h [mm] | d [mm] | Piano | app. laterali | | app. centrale | | $P_{MAX,FL,i}$ [kN] | $P_{MAX,FL}$ [kN] |
|--------|-----------|-----------|-------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------|------------------------|----------------------|
| | | | | A_s^- [mm ²] | M_{PL}^- [kNm] | A_s^+ [mm ²] | M_{PL}^+ [kNm] | | |
| H50 | 500 | 448 | 1 | 1272 | 269 | 763 | 161 | 172 | 818 |
| | | | 2 | 1272 | 269 | 763 | 161 | 172 | |
| | | | 3 | 1272 | 269 | 763 | 161 | 172 | |
| | | | 4 | 1018 | 215 | 763 | 161 | 151 | |
| | | | cop | 1018 | 215 | 763 | 161 | 151 | |

Tabella 12 Determinazione $P_{max,fl}$ per il telaio H50

| Telaio | h [mm] | d [mm] | Piano | app. laterali | | app. centrale | | $P_{MAX,FL,i}$ [kN] | $P_{MAX,FL}$ [kN] |
|--------|-----------|-----------|-------|-------------------------------|---------------------|-------------------------------|---------------------|------------------------|----------------------|
| | | | | A_s^- [mm ²] | M_{PL}^- [kNm] | A_s^+ [mm ²] | M_{PL}^+ [kNm] | | |
| H60 | 600 | 548 | 1 | 1272 | 329 | 763 | 197 | 211 | 974 |
| | | | 2 | 1272 | 329 | 763 | 197 | 187 | |
| | | | 3 | 1018 | 263 | 763 | 197 | 165 | |
| | | | 4 | 1018 | 263 | 763 | 197 | 165 | |
| | | | cop | 1018 | 263 | 763 | 197 | 165 | |

Tabella 13 Determinazione $P_{max,fl}$ per il telaio H60

| Telaio | Piano | $A_{s,cont}^-$ [mm ²] | $A_{s,cont}^+$ [mm ²] | $P_{MAX,CAT,i}$ [kN] | $P_{MAX,CAT}$ [kN] |
|------------|-------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|-----------------------|
| H50 | 1 | 509 | 763 | 160 | 897 |
| | 2 | 509 | 763 | 160 | |
| | 3 | 763 | 763 | 192 | |
| | 4 | 763 | 763 | 192 | |
| | cop | 763 | 763 | 192 | |

Tabella 14 Determinazione $P_{max,cat}$ per il telaio H50

| Telaio | Piano | $A_{s,cont}^-$ [mm ²] | $A_{s,cont}^+$ [mm ²] | $P_{MAX,CAT,i}$ [kN] | $P_{MAX,CAT}$ [kN] |
|------------|-------|--------------------------------------|--------------------------------------|-------------------------|-----------------------|
| H60 | 1 | 509 | 763 | 160 | 833 |
| | 2 | 509 | 763 | 160 | |
| | 3 | 509 | 763 | 160 | |
| | 4 | 763 | 763 | 192 | |
| | cop | 509 | 763 | 160 | |

Tabella 15 Determinazione $P_{max,cat}$ per il telaio H60

Dalla curva di *pushdown* è possibile ricavare i corrispondenti valori di calcolo sperimentali della resistenza flessionale e quella a catenaria. Essi sono riportati in Tabella 16.

| Telaio | $P_{MAX,FL}$ [kN] | $P_{MAX,CAT}$ [kN] |
|------------|----------------------|-----------------------|
| H50 | 1035 | 942 |
| H60 | 1251 | 1021 |

Tabella 16 Parametri resistenti ricavati dalla curva di *pushdown*

È possibile constatare che i valori calcolati con le formule analitiche sottostimano la capacità resistente flessionale di circa il 20% rispetto a quella ricavata dall'analisi non lineare. Il motivo è da ricercare nella natura approssimata dalla formulazione analitica poiché il calcolo è riferito ad uno schema statico ben diverso da quello rappresentato nel telaio in oggetto. Analogo ragionamento può essere fatto per il comportamento a catenaria.

Infine, volendo valutare la robustezza di tale struttura con un approccio deterministico occorre confrontare la reazione del pilastro centrale, amplificata del 50% nella combinazione di carico eccezionale, con la massima capacità della struttura, in questo caso rappresentata dal contributo flessionale. Si perviene alla conclusione che la

progettazione sismica non è sufficiente nei confronti della robustezza perché non è in grado di redistribuire le sollecitazioni evitando il collasso sproporzionato, ragione per la quale non può essere scelto il presente progetto strutturale poiché non garantisce un adeguato incremento di capacità portante.

Il contributo principale per l'incremento della capacità sia flessionale che a catenaria è il quantitativo di armatura da come si evince dalla formulazione della $P_{max,fl}$, maggiore è il quantitativo di armatura maggiore è la sua capacità flessionale. Sebbene quest'ultimo fattore influenzi sicuramente anche il comportamento a catenaria, nella formula della $P_{max,cat}$ è importante la continuità dell'armatura longitudinale su tutta la zona interessata dalla rimozione del pilastro in modo da garantire un adeguato comportamento a tirante.

È lecito, quindi, modificare il progetto strutturale dei due telai incrementando sia l'armatura longitudinale che la continuità delle barre. Questo è stato fatto dall'autore, il quale ha apportato diverse modifiche al progetto al fine di incrementare la robustezza della struttura.

La prima modifica consiste nel rendere continua, su tutta la travata, l'armatura massima di ogni piano, in questo caso il quantitativo di armatura non è uguale tra il corrente inferiore e quello superiore poiché l'armatura inferiore in tutti i piani è pari a 3 $\Phi 18$ mentre quella superiore varia da 2 a 5 $\Phi 18$, essendo progettata in modo da assorbire i picchi di momento negativo in prossimità dei pilastri. Tuttavia, la perdita di una colonna centrale inverte il segno del momento flettente nelle travi che concorrono alla colonna, quindi è richiesto un quantitativo di armatura longitudinale nel corrente inferiore maggiore, motivo per il quale la seconda modifica consiste nel considerare un'armatura simmetrica e pari alla massima presente tra i due correnti. Infine, l'ultima modifica consiste nell'inserire lo stesso quantitativo di armatura in tutte le travi determinata a partire dalla trave più armata ossia la trave del primo piano. Nelle Tabelle 17, 18 e 19 sono riportati i quantitativi di armatura su ogni trave in funzione dalla modifica effettuata.

| Piano | Corrente | n° di barre $\Phi 18$ | |
|-----------|-----------|-----------------------|------------|
| | | Telaio H50 | Telaio H60 |
| copertura | superiore | 4 | 4 |
| | inferiore | 3 | 3 |
| 4 | superiore | 4 | 4 |
| | inferiore | 3 | 3 |
| 3 | superiore | 5 | 4 |
| | inferiore | 3 | 3 |
| 2 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 3 | 3 |
| 1 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 3 | 3 |

Tabella 17 Numero di barre prima modifica

| Piano | Corrente | n° di barre $\Phi 18$ | |
|-----------|-----------|-----------------------|------------|
| | | Telaio H50 | Telaio H50 |
| copertura | superiore | 4 | 4 |
| | inferiore | 4 | 4 |
| 4 | superiore | 4 | 4 |
| | inferiore | 4 | 4 |
| 3 | superiore | 5 | 4 |
| | inferiore | 5 | 4 |
| 2 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 5 | 5 |
| 1 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 5 | 5 |

Tabella 18 Numero di barre seconda modifica

| Piano | Corrente | n° di barre $\Phi 18$ | |
|-----------|-----------|-----------------------|------------|
| | | Telaio H50 | Telaio H50 |
| copertura | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 5 | 5 |
| 4 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 5 | 5 |
| 3 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 5 | 5 |
| 2 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 5 | 5 |
| 1 | superiore | 5 | 5 |
| | inferiore | 5 | 5 |

Tabella 19 Numero di barre terza modifica

Il grafico in Figura 71 mostra il confronto tra le curve di *pushdown* del modello originale e quello successivo alla prima modifica, la quale mostra l'invarianza del picco flessionale sia per il modello H50 che H60 in ragione del fatto che il momento plastico, quindi quello

resistente, rimane costante per entrambi i modelli poichè in prossimità delle cerniere plastiche il quantitativo di armatura è il medesimo. Per quanto concerne il comportamento a catenaria, il telaio H50 mostra, ora, una risalita significativa, tuttavia non riesce a superare il picco flessionale. Il telaio H60 migliora anche il comportamento post-picco non appena si incrementa l'armatura continua, tuttavia non è sufficiente poichè si nota graficamente che il comportamento a catenaria è comunque minore rispetto a quello flessionale.

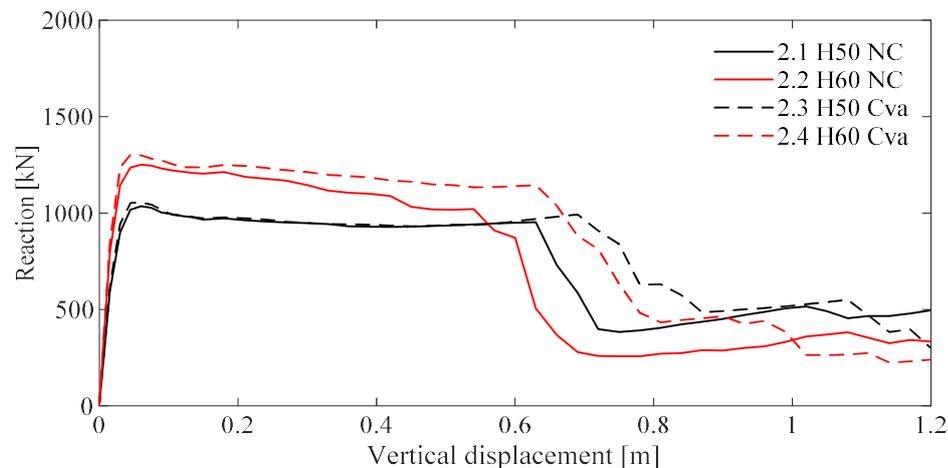


Figura 71 Curve di pushdown: confronto tra modelli con armatura simmetrica non continua (NC) e continua (Cva)

In Figura 72 sono raffigurate le curve di *pushdown* ricavate dall'analisi con il software *Atena 2D* dei telai H50 e H60 dopo l'applicazione della prima e della seconda modifica, la differenza tra le due modifiche consiste nell'aumentare l'armatura nel corrente inferiore eguagliandola a quella del corrente superiore. Appare chiaro, quindi, il motivo per il quale il picco flessionale aumenti per entrambi i telai. Anche in questo caso il beneficio maggiore lo ottiene il telaio H50 dove è evidente, anche graficamente, l'instaurarsi di un comportamento a catenaria.

Se, invece, si analizza la Figura 73 si riesce a definire la scelta del modello ottimale poichè in essa sono riportate le curve di *pushdown* dopo l'applicazione dell'ultima modifica effettuata, ossia considerare la stessa armatura in tutti i piani. L'effetto benefico risiede nel fatto che, nonostante si applichi uno spostamento imposto alla pilastrata centrale, tutte le travi adiacenti ad essa sono soggette a tale spostamento, ragione per cui se l'armatura non sarà uguale in tutte le travi, la rottura si manifesterà in corrispondenza di quella meno

armata e poiché nella progettazione sismica le travi più in alto sono quelle meno sollecitate, la rottura avviene sulla trave di copertura. Quando invece l'armatura è uguale in tutti i piani si evitano variazioni di tensioni sia nelle barre di armatura che nel calcestruzzo da un piano all'altro e la rottura interessa tutte le travi adiacenti alla pilastrata centrale.

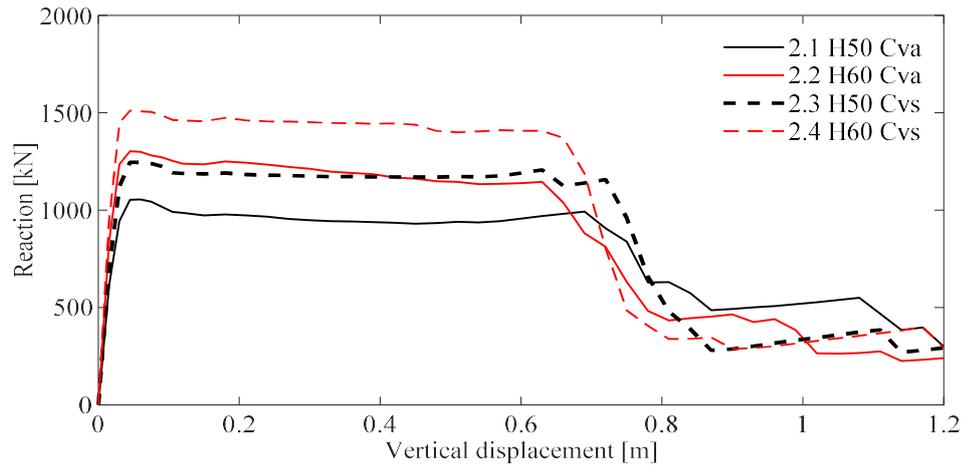


Figura 72 Curve di pushdown: confronto tra telai con armatura continua asimmetrica (Cva) e simmetrica (Cvs)

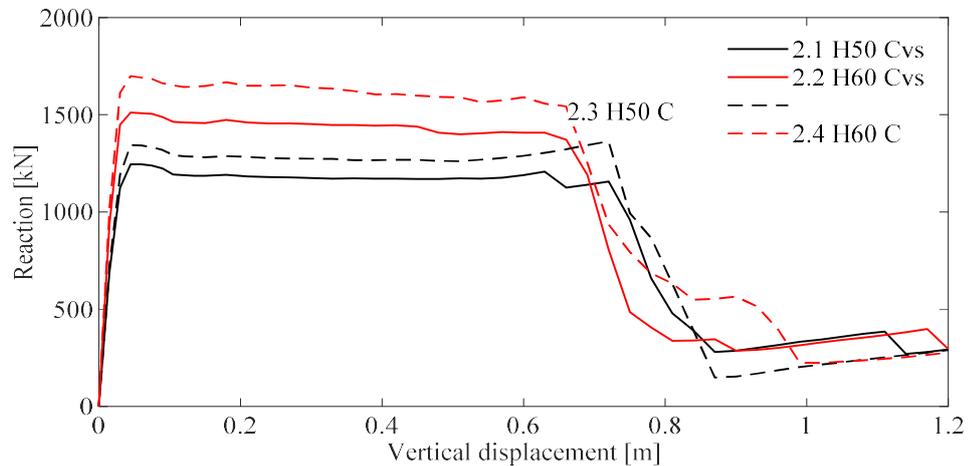


Figura 73 Curve di pushdown: confronto tra telai con armatura continua asimmetrica, continua o variabile (Cvs) o costante in altezza (C)

Questo miglioramento induce nel telaio H50 un incremento di capacità flessionale ma soprattutto ne aumenta sia la duttilità che il comportamento a catenaria, per la prima volta il contributo membranale supera quello flessionale. Tale miglioramento è poco marcato per il telaio che possiede un'altezza delle travi di 60 cm, quindi alla luce di quanto appena

esposto la scelta del modello “ottimale” ricade nel modello H50 con armature uguali in tutte le travi.

Infine, è possibile affermare che, sebbene un miglioramento nei confronti della robustezza richieda un quantitativo aggiuntivo sia di armatura longitudinale che trasversale, tale incremento è localizzato a circa il 10 % per il telaio in esame ragion per cui nonostante non si raggiunga la piena robustezza si ottiene un ottimo rapporto costi-benefici.

4.3 Modellazione del degrado

Dopo aver determinato il progetto ottimale nei confronti della robustezza, a tale modello è stato inserito il degrado associato alla corrosione per *pitting*. Esso è stato applicato sia alle travi che al pilastro del primo piano, in particolare è stato applicato, per l’ipotesi di presenza di piano *pilotis*, alle barre presenti nel corrente inferiore della trave ma anche in zone concentrate del pilastro. In Figura 74 sono riportati tutti i punti di applicazione della corrosione al telaio in esame. L’analisi parametrica è stata condotta con cadenza quinquennale, ossia sono stati determinati tutti i parametri necessari alla modellazione della corrosione ogni cinque anni a partire dal tempo di inizio della corrosione.

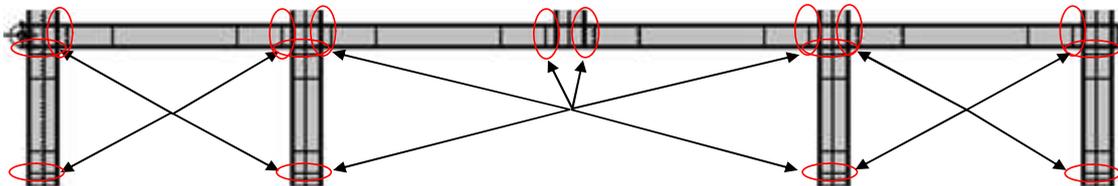


Figura 74 Punti di applicazione del fenomeno della corrosione al telaio in esame

Affinché la corrosione per *pitting* si instauri è necessario che la concentrazione dei cloruri raggiunga quella critica C_s . La variazione nel tempo della concentrazione di cloruri all’interno del calcestruzzo è calcolata analiticamente con la seguente espressione:

$$C(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2 \sqrt{k_t k_e D_{RCM} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n t}} \right) \right]$$

I valori dei coefficienti presenti all’interno della formula sono riportati in Tabella 20, essi sono stati considerati come valori medi. Qualora si conducesse un’analisi probabilistica in Castaldo et al. (2016) sono proposte tutte le funzioni di distribuzione cumulata associate ad ogni parametro.

Eguagliando l'espressione della $C(x,t)$ con il corrispondente valore critico $C_{crit}=0.4$ è possibile determinare il tempo di inizio della corrosione T_i che risulta pari a **7 anni**.

| Parametri | x (copriferro) | k_t | k_e | D_{RCM} | t_0 | n | C_s |
|-----------------|----------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------|
| Unità di misura | [m] | [-] | [-] | [m ² /s] | [ore] | [-] | [%cem] |
| Valore medio | 0.035 | 1 | 0.67 | 1.6E-11 | 2419200 | 0.3 | 1.2825 |
| Origine | Progetto strutturale | FIB-CEB Task Group 5.6 | Castaldo et al (2016) | Castaldo et al (2016) | Maturazione cls 28 giorni | Castaldo et al (2016) | Progetto Duracrete 1998 |

Tabella 20 Valori medi dei parametri di propagazione

In Figura 74 è riportata la variazione di concentrazione dei cloruri durante la vita utile della struttura. Il salto della curva a circa 35 anni è dovuto al distacco del copriferro, il quale espone le armature a diretto contatto con l'aria quindi ad una concentrazione pari a C_s .

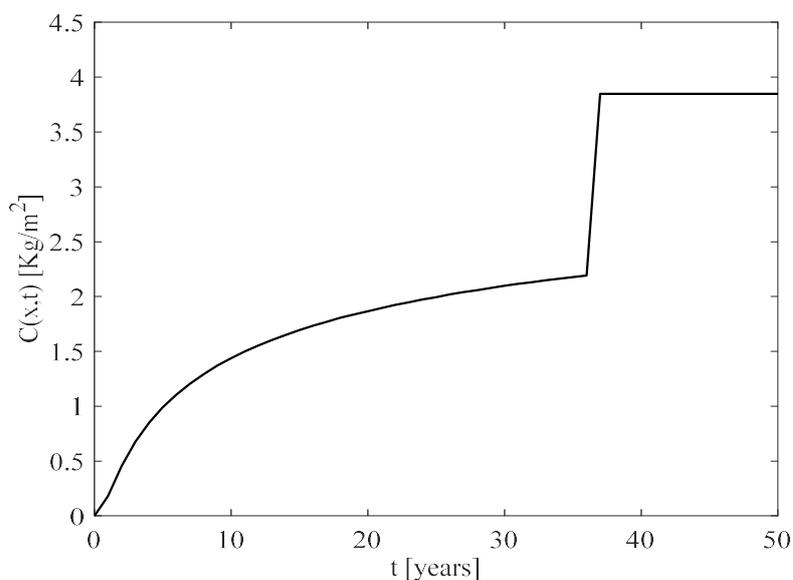


Figura 75 Rappresentazione grafica della legge di variazione $C(x,t)$

È da sottolineare che la curva sopra riportata è invariante qualora si applichi la formula alla trave o al pilastro a causa dello stesso valore di copriferro assunto, pari a 35mm, per i due elementi strutturali. Il passo successivo è determinare il tasso di corrosione calcolato con la seguente formula, i cui parametri sono spiegati nel dettaglio al Capitolo 2:

$$i_{corr} = 0.926 \exp(7.98 + 0.7771 \ln(1.69 C_t) - \frac{3006}{T} - 0.000116 R_c + 2.24 t^{-0.215})$$

In questo modo è possibile determinare la velocità di corrosione espressa in mm/anno utile per il calcolo della riduzione di sezione trasversale delle barre. In Figura 76 è riportato l'andamento dell'intensità di corrente al variare degli anni e in Tabella 21 i relativi valori numerici. Anche in questo caso la presenza di un salto nella funzione a 36 anni è dovuta allo *spalling* del copriferro, poiché i_{corr} è funzione della concentrazione dei cloruri.

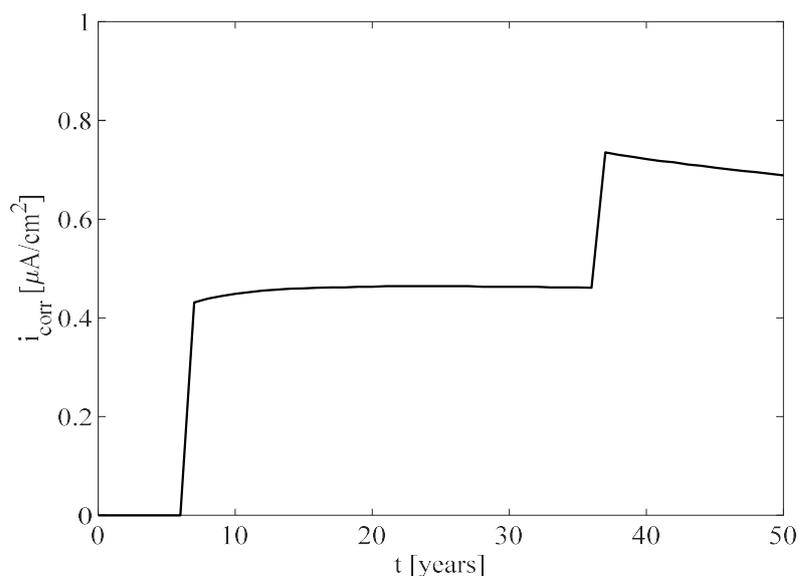


Figura 76 Rappresentazione grafica della legge di variazione dell'intensità di corrente

| t | Tasso di corrosione | | | | |
|--------|----------------------|--------|--------|-----------------------|-------------------|
| | C_t | T | R_c | i_{corr} | V_{corr} |
| [anni] | [Kg/m ³] | [K] | [-] | [μA/cm ²] | [μm/anno] |
| 7 | 1.21 | 284.15 | 1668.5 | 0.431 | 5.0 |
| 10 | 1.44 | 284.15 | 1561.2 | 0.449 | 5.2 |
| 15 | 1.69 | 284.15 | 1462.7 | 0.460 | 5.3 |
| 20 | 1.87 | 284.15 | 1405.2 | 0.463 | 5.4 |
| 25 | 2.00 | 284.15 | 1366.5 | 0.464 | 5.4 |
| 30 | 2.10 | 284.15 | 1338.1 | 0.463 | 5.4 |
| 35 | 2.18 | 284.15 | 1316.2 | 0.462 | 5.4 |
| 40 | 3.85 | 284.15 | 1016.0 | 0.722 | 8.4 |
| 45 | 3.85 | 284.15 | 1016.0 | 0.704 | 8.2 |
| 50 | 3.85 | 284.15 | 1016.0 | 0.689 | 8.0 |

Tabella 21 Valori numerici dell'intensità di corrente

Integrando la velocità di corrosione V_{corr} è possibile determinare la riduzione di area delle barre di armatura. In primo luogo, è stata determinata la riduzione di sezione trasversale dovuta al fenomeno della corrosione uniforme poiché, come già anticipato al Capitolo 2,

la riduzione di resistenza del copriferro è associata a questo tipo di attacco chimico, quindi è stato utilizzato l'approccio proposto da Biondini & Vergani per la determinazione di tale riduzione, i quali propongono la determinazione dell'indice di danno adimensionale come parametro fondamentale per calcolare il degrado delle barre. In Figura 77 sono riportate le curve di riduzione dell'area trasversale rispettivamente per le barre $\Phi 18$ (a), presenti nelle travi, e quelle $\Phi 20$ (b) presenti nei pilastri.

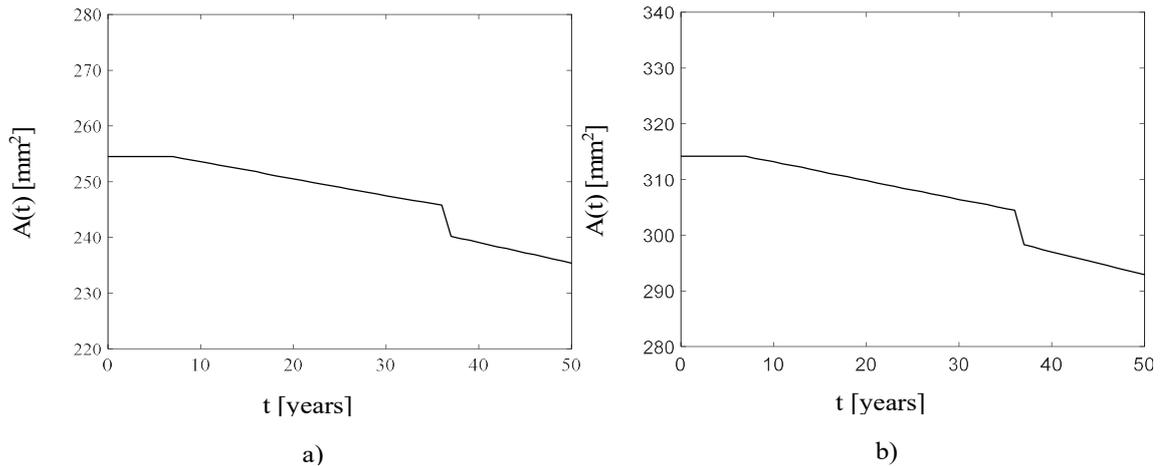


Figura 77 Rappresentazione grafica della riduzione uniforme dell'area delle barre $\Phi 18$ (a) e $\Phi 20$ (b)

| Corrosione uniforme Biondini e Vergani | | | | | |
|--|--------|----------|---------------|--------------------|-----------|
| D_0 | t | δ | δ_{As} | $A_s(\delta)$ | Riduzione |
| [mm] | [anni] | [-] | [-] | [mm ²] | [%] |
| 18 | 10 | 0.0009 | 0.0035 | 253.6 | 0.3 |
| | 15 | 0.0024 | 0.0095 | 252.1 | 0.9 |
| | 20 | 0.0039 | 0.0155 | 250.5 | 1.5 |
| | 25 | 0.0054 | 0.0214 | 249.0 | 2.1 |
| | 30 | 0.0069 | 0.0273 | 247.5 | 2.7 |
| | 35 | 0.0083 | 0.0331 | 246.1 | 3.3 |
| | 40 | 0.0154 | 0.0605 | 239.1 | 6.0 |
| | 45 | 0.0172 | 0.0678 | 237.2 | 6.8 |
| | 50 | 0.0191 | 0.0749 | 235.4 | 7.5 |

Tabella 22 Valori numerici di riduzione di sezione trasversale per barre $\Phi 18$

| Corrosione uniforme Biondini e Vergani | | | | | |
|--|--------|----------|---------------|--------------------|-----------|
| D_0 | t | δ | δ_{As} | $A_s(\delta)$ | Riduzione |
| [mm] | [anni] | [-] | [-] | [mm ²] | [%] |
| 20 | 10 | 0.0008 | 0.0031 | 313.2 | 0.3 |
| | 15 | 0.0021 | 0.0085 | 311.5 | 0.9 |
| | 20 | 0.0035 | 0.0139 | 309.8 | 1.4 |
| | 25 | 0.0048 | 0.0193 | 308.1 | 1.9 |
| | 30 | 0.0062 | 0.0246 | 306.4 | 2.5 |
| | 35 | 0.0075 | 0.0298 | 304.8 | 3.0 |
| | 40 | 0.0138 | 0.0545 | 297.0 | 5.5 |
| | 45 | 0.0155 | 0.0611 | 295.0 | 6.1 |
| | 50 | 0.0172 | 0.0675 | 292.9 | 6.8 |

Tabella 23 Valori numerici di riduzione di sezione trasversale per barre $\Phi 20$

In Tabella 22 e 23 sono riportati in valori numerici delle aree delle barre di armatura soggette a corrosione uniforme a cadenza quinquennale, si noti che l'area trasversale decresce linearmente nel tempo e la massima riduzione è pari a 7.5% nel caso di barre $\Phi 18$ e 6.8% nelle barre $\Phi 20$ entrambe a 50 anni. È possibile concludere, quindi, che le barre con diametro minore sono soggette ad una riduzione più marcata a causa del fenomeno della corrosione.

La corrosione generata dall'ingresso di cloruri nel calcestruzzo genera la formazione di vaioli, in inglese *pits*, i quali riducono localmente la sezione trasversale delle barre in maniera non uniforme, inoltre la penetrazione di tale attacco è molto severo ed è stato assunto un fattore di *pitting* R pari a 9, come consigliato da molti autori. La modellazione dei *pits* è stata effettuata seguendo l'approccio proposto da Val et al i quali assumono, per semplicità, che la forma dei pits sia emisferica con raggio pari alla penetrazione della corrosione pari a $p(t)$. In Figura 78 sono riportate le curve di riduzione della sezione trasversale rispettivamente per le barre $\Phi 18$ (a) e $\Phi 20$ (b).

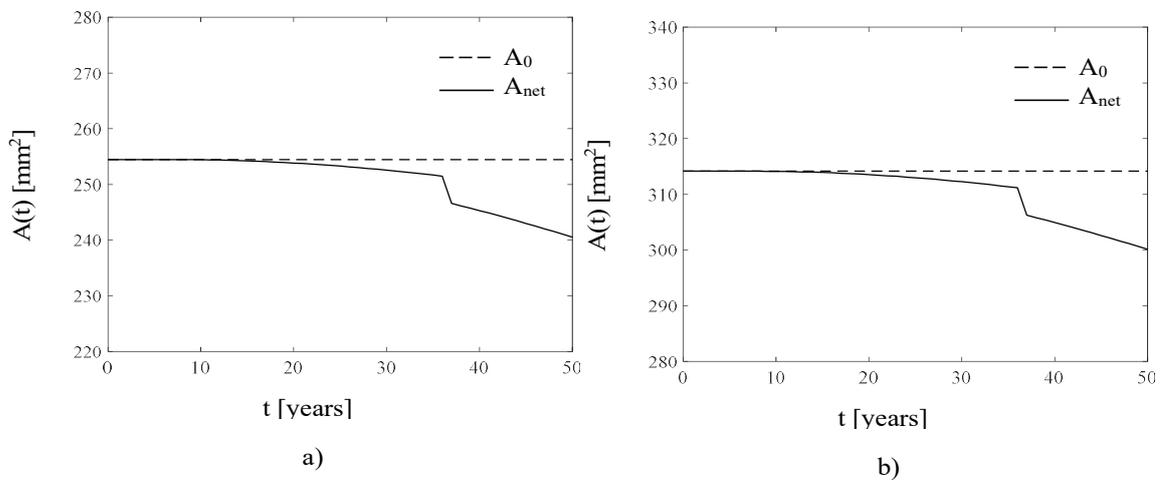


Figura 78 Rappresentazione grafica della riduzione per pitting dell'area delle barre $\Phi 18$ (a) e $\Phi 20$ (b)

Nelle Tabelle 24 e 25 sono riportati i valori numerici di riduzione di sezione trasversale delle barre, dalle quali si evince che anche per la corrosione per *pitting* le barre che possiedono un diametro iniziale minore sono maggiormente colpite dalla riduzione di area, infatti la massima riduzione è pari a 5.47% nel caso di barre $\Phi 18$ e 4.47% per i $\Phi 20$.

| Corrosione per pitting Val et al | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|--------|------|------|------------|------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------|
| D_0 | t | p(t) | b | θ_1 | θ_2 | A_1 | A_2 | A_0 | A_{pit} | A_{net} | Riduzione |
| [mm] | [anni] | [mm] | [mm] | [rad] | [rad] | [mm ²] | [%] |
| 18 | 10 | 0.14 | 0.28 | 0.03 | 3.13 | 0.00 | 0.03 | 254.47 | 0.03 | 254.44 | 0.01 |
| | 15 | 0.38 | 0.77 | 0.09 | 3.10 | 0.00 | 0.23 | 254.47 | 0.23 | 254.24 | 0.09 |
| | 20 | 0.63 | 1.26 | 0.14 | 3.07 | 0.02 | 0.59 | 254.47 | 0.61 | 253.86 | 0.24 |
| | 25 | 0.87 | 1.74 | 0.19 | 3.04 | 0.05 | 1.12 | 254.47 | 1.17 | 253.30 | 0.46 |
| | 30 | 1.11 | 2.22 | 0.25 | 3.02 | 0.10 | 1.79 | 254.47 | 1.89 | 252.58 | 0.74 |
| | 35 | 1.35 | 2.69 | 0.30 | 2.99 | 0.18 | 2.59 | 254.47 | 2.77 | 251.70 | 1.09 |
| | 40 | 2.49 | 4.93 | 0.55 | 2.86 | 1.13 | 8.02 | 254.47 | 9.15 | 245.31 | 3.60 |
| | 45 | 2.79 | 5.52 | 0.62 | 2.83 | 1.60 | 9.85 | 254.47 | 11.45 | 243.02 | 4.50 |
| | 50 | 3.09 | 6.09 | 0.69 | 2.80 | 2.17 | 11.75 | 254.47 | 13.92 | 240.55 | 5.47 |

Tabella 24 Valori numerici di riduzione per pitting di sezione trasversale per barre $\Phi 18$

| Corrosione per pitting Val et al | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|--------|------|------|----------------|----------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-----------|
| D ₀ | t | p(t) | b | θ ₁ | θ ₂ | A ₁ | A ₂ | A ₀ | A _{pit} | A _{net} | Riduzione |
| [mm] | [anni] | [mm] | [mm] | [rad] | [rad] | [mm ²] | [%] |
| 20 | 10 | 0.14 | 0.28 | 0.03 | 3.13 | 0.00 | 0.03 | 314.16 | 0.03 | 314.13 | 0.01 |
| | 15 | 0.38 | 0.77 | 0.08 | 3.10 | 0.00 | 0.23 | 314.16 | 0.23 | 313.93 | 0.07 |
| | 20 | 0.63 | 1.26 | 0.13 | 3.08 | 0.02 | 0.60 | 314.16 | 0.61 | 313.55 | 0.20 |
| | 25 | 0.87 | 1.74 | 0.17 | 3.05 | 0.04 | 1.13 | 314.16 | 1.17 | 312.99 | 0.37 |
| | 30 | 1.11 | 2.22 | 0.22 | 3.03 | 0.09 | 1.80 | 314.16 | 1.90 | 312.26 | 0.60 |
| | 35 | 1.35 | 2.69 | 0.27 | 3.01 | 0.16 | 2.62 | 314.16 | 2.78 | 311.38 | 0.88 |
| | 40 | 2.49 | 4.94 | 0.50 | 2.89 | 1.02 | 8.19 | 314.16 | 9.21 | 304.95 | 2.93 |
| | 45 | 2.79 | 5.53 | 0.56 | 2.86 | 1.45 | 10.09 | 314.16 | 11.53 | 302.63 | 3.67 |
| | 50 | 3.09 | 6.11 | 0.62 | 2.83 | 1.96 | 12.07 | 314.16 | 14.03 | 300.13 | 4.47 |

Tabella 25 Valori numeri di riduzione per pitting di sezione trasversale per barre $\Phi 20$

Un'altra osservazione può essere effettuata confrontando le percentuali di riduzione tra la corrosione uniforme e quella per *pitting*, quest'ultima mostra una riduzione minore sebbene abbia una penetrazione nove volte maggiore di quella uniforme, tuttavia l'area del *pit* è minore rispetto all'area che viene disintegrata nel caso di corrosione uniforme. Un confronto tra queste due aree è riportato in Figura 79 per la sola barra $\Phi 18$.

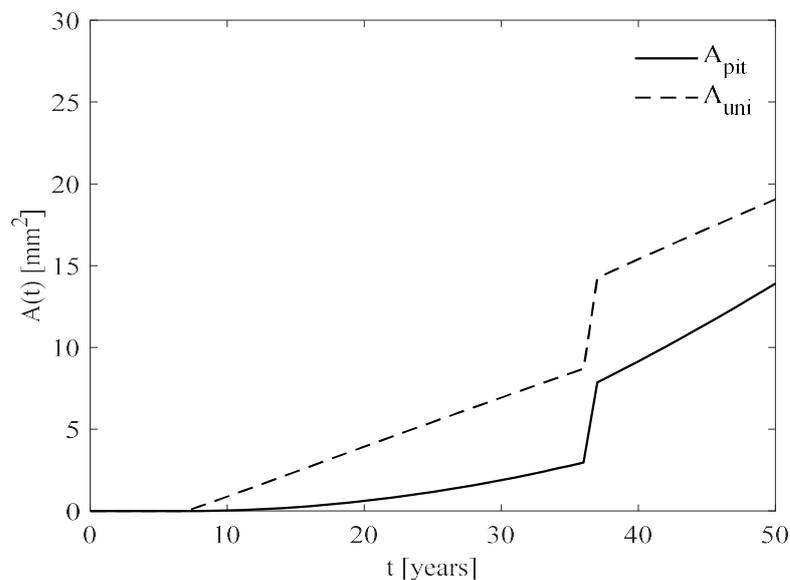


Figura 79 Confronto tra area di pitting e area di corrosione uniforme

Gli effetti della corrosione delle barre di armatura nel loro comportamento meccanico consistono nella riduzione di resistenza e di duttilità, intensa come deformazione ultima ϵ_{su} . Tuttavia, come già riportato al Capitolo 2, il degrado della resistenza meccanica è trascurabile nel caso di corrosione per *pitting* mentre il comportamento post-elastico del materiale corroso può subire variazioni importanti passando da un comportamento incoerente a quello elasto-fragile, come mostrato da Almusallam (2001).

Nel presente lavoro è stata considerata la riduzione di duttilità dell'acciaio soggetto a corrosione seguendo l'approccio proposto da Coronelli & Gambarova, i quali propongono la riduzione della deformazione ultima in maniera proporzionale alla percentuale di riduzione di sezione trasversale:

$$\varepsilon_{su,rid} = \varepsilon_{sy} + (\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}) \left(1 - \frac{\alpha_{pit}}{\alpha_{pit,max}} \right) \quad \text{per } \alpha_{pit} \leq \alpha_{pit,max}$$

In Figura 80 sono riportati i grafici di riduzione di duttilità negli anni sia per le barre avente diametro 18 mm (a) che 20mm (b).

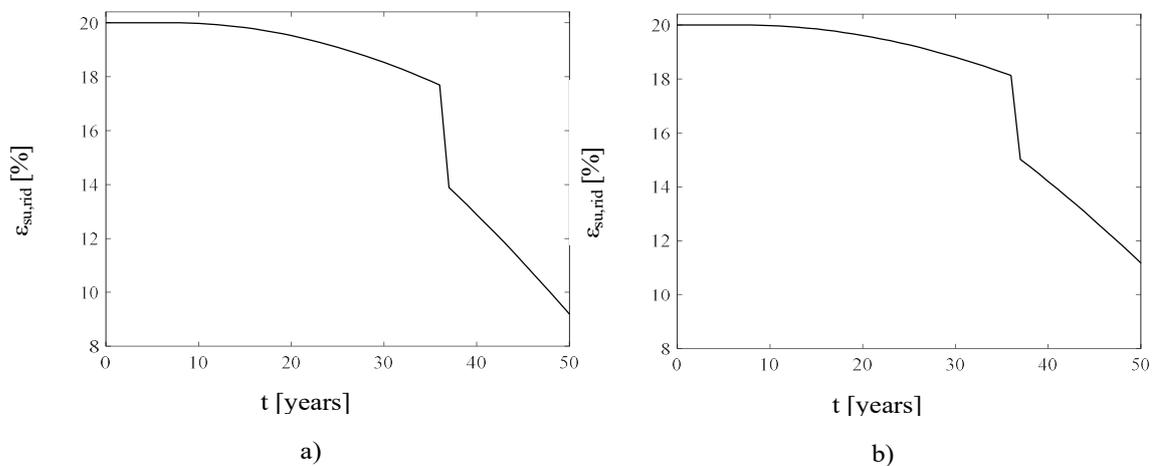


Figura 80 Rappresentazione grafica della riduzione per pitting della duttilità delle barre $\Phi 18$ (a) e $\Phi 20$ (b)

| Riduzione Duttilità Coronelli e Gambarova | | | | |
|---|--------|----------------|--------------------|------|
| $\alpha_{pit,max}$ | t | α_{pit} | ε_{su} | Rid |
| [-] | [anni] | [-] | [%] | [%] |
| 0.1 | 10 | 0.00012 | 19.98 | 0.1 |
| | 15 | 0.0009 | 19.82 | 0.9 |
| | 20 | 0.0024 | 19.52 | 2.4 |
| | 25 | 0.00459 | 19.09 | 4.5 |
| | 30 | 0.00743 | 18.53 | 7.3 |
| | 35 | 0.01089 | 17.85 | 10.8 |
| | 40 | 0.03598 | 12.89 | 35.6 |
| | 45 | 0.045 | 11.11 | 44.5 |
| | 50 | 0.0547 | 9.19 | 54.1 |

Tabella 27 Valori numeri di riduzione per pitting di duttilità per barre $\Phi 18$

| Riduzione Duttilità Coronelli e Gambarova | | | | |
|---|--------|----------------|--------------------|------|
| $\alpha_{pit,max}$ | t | α_{pit} | ε_{su} | Rid |
| [-] | [anni] | [-] | [-] | [%] |
| 0.1 | 10 | 9.8E-05 | 19.98 | 0.1 |
| | 15 | 0.00073 | 19.86 | 0.7 |
| | 20 | 0.00195 | 19.61 | 1.9 |
| | 25 | 0.00373 | 19.26 | 3.7 |
| | 30 | 0.00604 | 18.81 | 6.0 |
| | 35 | 0.00885 | 18.25 | 8.7 |
| | 40 | 0.02932 | 14.20 | 29.0 |
| | 45 | 0.03671 | 12.74 | 36.3 |
| | 50 | 0.04466 | 11.17 | 44.1 |

Tabella 26 Valori numeri di riduzione per pitting di duttilità per barre $\Phi 20$

I valori riportati in Tabella 26 e 27 mostrano come la riduzione di duttilità dell'acciaio decresce in maniera piuttosto marcata soprattutto dopo l'eliminazione del calcestruzzo presente nel copriferro, cioè dopo il salto della funzione. I valori di riduzione di

deformazione ultima massimi sono del 54.1% per le barre $\Phi 18$ e 44.1% per $\Phi 20$ e si manifestano dopo 50 anni, cioè alla fine della vita utile della struttura. Quest'ultimi valori sono congruenti con le analisi sperimentali condotte da molti ricercatori.

Sovente quando le strutture in cemento armato subiscono degrado è possibile constatare visivamente le armature presenti all'interno a causa dell'espulsione del copriferro. Ciò è dovuto a due principali fattori, *in primis* il calcestruzzo subisce per sua natura un degrado delle proprie caratteristiche meccaniche, in secondo luogo i prodotti della corrosione creano degli stati di coazione nel copriferro tali da produrre tensioni di trazione che il calcestruzzo non è in grado di sopportare. Quest'ultimo fattore è preponderante rispetto al precedente ragione per il quale è stato implementato nel seguente lavoro seguendo l'approccio di Coronelli et al (2004), i quali suggeriscono di utilizzare la seguente legge per la determinazione della riduzione della resistenza del calcestruzzo:

$$f_{c,rid} = \frac{f_{cm}}{1 + \frac{K \varepsilon_t}{\varepsilon_{c0}}}$$

$$\varepsilon_t = \frac{n_{bars} [2 \pi (v_{rs} - 1) x(t)]}{b_i}$$

È necessario operare la suddivisione tra il copriferro dei pilastri con quello delle travi poiché le dimensioni geometriche b_0 , il diametro delle armature e la profondità dell'attacco corrosivo uniforme $x(t)$ è differente tra i due elementi strutturali (Tabelle 28 e 29).

| f_{cm} | K | ε_0 | n_{bars} | b_i [mm] |
|----------|-----|-----------------|------------|------------|
| [MPa] | [-] | [-] | [-] | [mm] |
| 32.00 | 0.1 | 0.0022 | 5 | 400 |

Tabella 29 Valori numeri dei coefficienti f_{cm} , K, ε_0 , n_{bars} e b_i per la trave.

| f_{cm} | K | ε_0 | n_{bars} | b_i [mm] |
|----------|-----|-----------------|------------|------------|
| [MPa] | [-] | [-] | [-] | [mm] |
| 32.00 | 0.1 | 0.0022 | 4 | 600 |

Tabella 28 Valori numeri dei coefficienti f_{cm} , K, ε_0 , n_{bars} e b_i per il pilastro

In Figura 81 sono riportate le curve di decadimento della resistenza a compressione del calcestruzzo presente nel copriferro delle travi (a) e quello dei pilastri (b), dalle quali si evince una riduzione piuttosto elevata negli anni. Inoltre, come già ampiamente descritto al Capitolo 2, la resistenza si annulla non appena l'apertura della fessura w raggiunge la dimensione di 1 mm, ciò si manifesta a circa 36 anni per entrambi gli elementi strutturali (ved. Tabella 30 e 31). La modellazione del fenomeno dello *spalling* è stata effettuata eliminando i macro-elementi interessati da tale fenomeno così come mostrato in Figura 82.

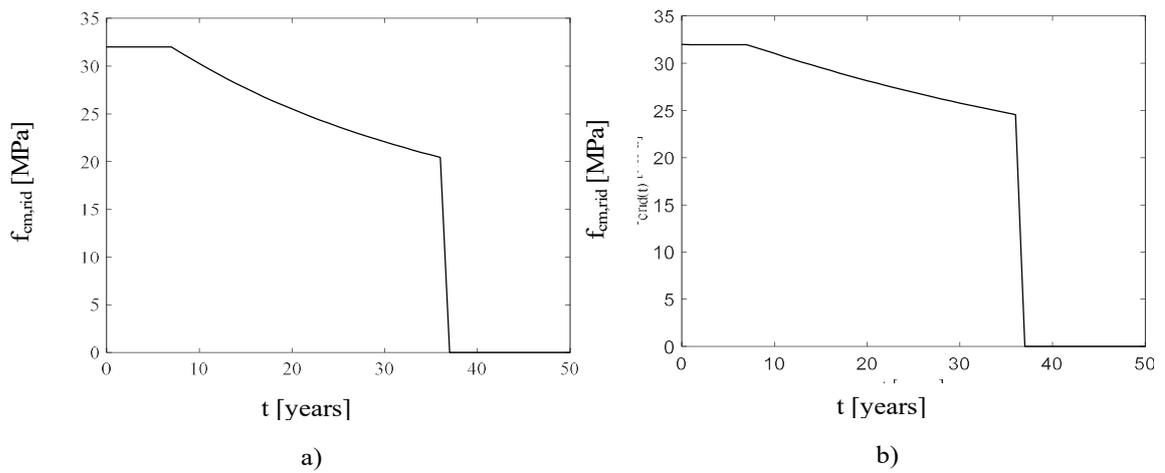


Figura 81 Rappresentazione grafica della riduzione di resistenza del copriferro per la trave a) e pilastro b).

| Riduzione resistenza copriferro | | | | |
|---------------------------------|--------------|---------|--------------------|-----------|
| t | ϵ_t | w (uni) | $f_{c,rid}$ (unif) | Riduzione |
| [anni] | [-] | [mm] | [MPa] | [%] |
| 10 | 0.0012 | 0.098 | 30.28 | 5.4 |
| 15 | 0.0034 | 0.268 | 27.69 | 13.5 |
| 20 | 0.0055 | 0.439 | 25.51 | 20.3 |
| 25 | 0.0076 | 0.608 | 23.66 | 26.1 |
| 30 | 0.0097 | 0.776 | 22.07 | 31.0 |
| 35 | 0.0118 | 0.942 | 20.69 | 35.3 |
| 40 | 0.0217 | 1.737 | 0.00 | 100.0 |
| 45 | 0.0244 | 1.950 | 0.00 | 100.0 |
| 50 | 0.0270 | 2.159 | 0.00 | 100.0 |

Tabella 31 Valori numerici di riduzione di resistenza cls per la trave.

| Riduzione resistenza copriferro | | | | |
|---------------------------------|--------------|---------|-------------|-----------|
| t | ϵ_t | w (uni) | $f_{c,rid}$ | Riduzione |
| [anni] | [-] | [mm] | [MPa] | [%] |
| 10 | 0.0007 | 0.098 | 31.05 | 3.0 |
| 15 | 0.0018 | 0.268 | 29.54 | 7.7 |
| 20 | 0.0029 | 0.439 | 28.17 | 12.0 |
| 25 | 0.0041 | 0.608 | 26.92 | 15.9 |
| 30 | 0.0052 | 0.776 | 25.80 | 19.4 |
| 35 | 0.0063 | 0.942 | 24.77 | 22.6 |
| 40 | 0.0116 | 1.737 | 0.00 | 100.0 |
| 45 | 0.0130 | 1.950 | 0.00 | 100.0 |
| 50 | 0.0144 | 2.159 | 0.00 | 100.0 |

Tabella 30 Valori numerici di riduzione di resistenza cls per il pilastro.

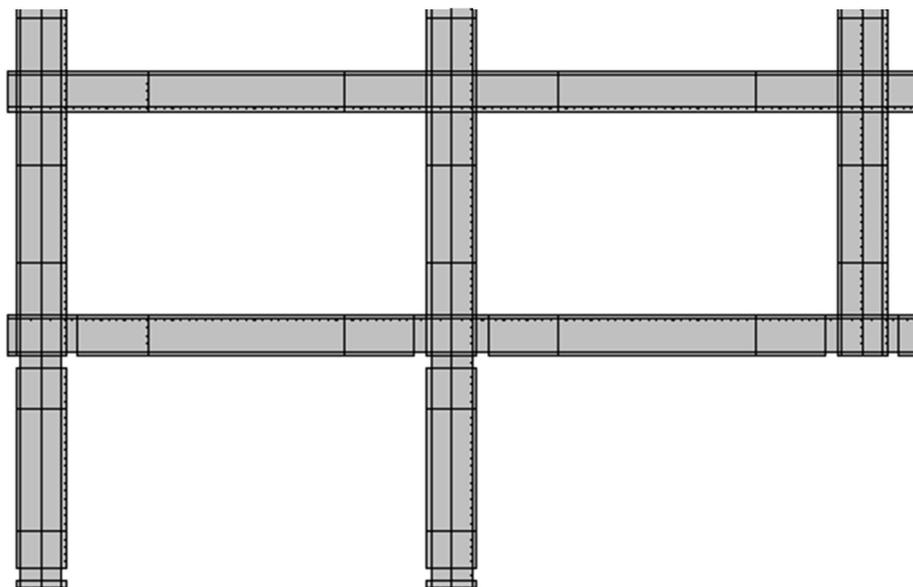


Figura 82 Modellazione del fenomeno dello spalling in Atena 2D

Ultimo aspetto da considerare è la relazione tra il grado di corrosione e il confinamento del calcestruzzo operato dalle staffe. La modellazione della corrosione ricade nella zona dissipativa sia delle travi che dei pilastri, in tale zona il passo delle staffe è più piccolo quindi esse operano un adeguato grado di confinamento al calcestruzzo situato all'interno. Come già accennato al Capitolo 3 il grado di confinamento è stato tenuto in conto aumentando la resistenza meccanica del calcestruzzo come proposto da *Saatcioglu e Razvi* (1992), la cui formulazione dipende dall'area delle staffe. Appare chiaro, quindi, che la riduzione, anche puntuale, del diametro influenzi l'efficacia del confinamento il quale potrebbe annullarsi qualora la corrosione abbia una completa penetrazione, instaurando un percorso aperto della staffa. Alla luce di ciò è stata applicata la legge del degrado di Val et al al braccio della staffa, in questo modo è stata ricalcolata la resistenza meccanica con le formule di *Saatcioglu e Razvi* aggiornando con cadenza quinquennale i valori del diametro del braccio della staffa soggetta a corrosione per *pitting*. In Figura 83 è riportata la rappresentazione grafica del decadimento dell'area della staffa soggetta al fenomeno della corrosione per *pitting*. Nelle Tabelle 32 e 33 sono riportati i valori numerici di resistenza meccanica del calcestruzzo confinato applicati ai macro-elementi interessati dal fenomeno della corrosione dalle quali si evince che la riduzione di resistenza è limitata, raggiungendo valori massimi di 2% e 2.8% rispettivamente per il calcestruzzo confinato delle travi e dei pilastri.

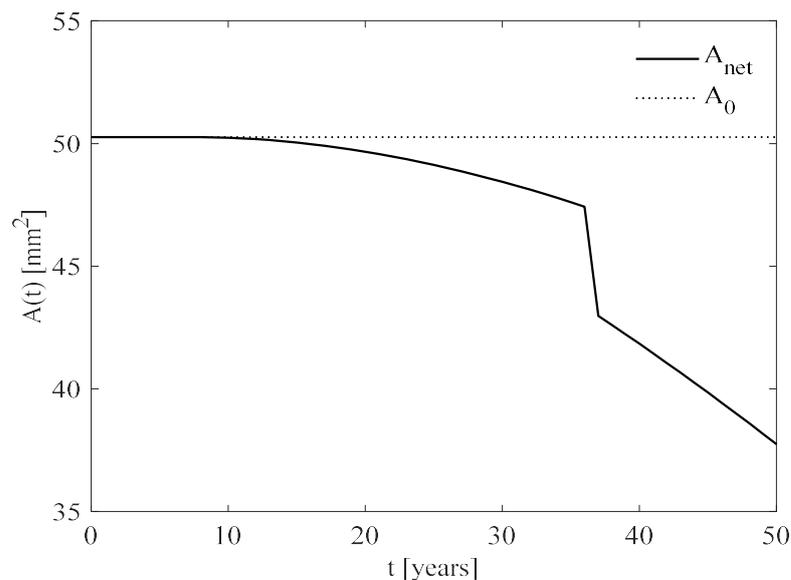


Figura 83 Rappresentazione grafica della riduzione per *pitting* dell'area delle staffe $\Phi 8$

| t | f _{cc} [Mpa] | Riduzione |
|--------|-----------------------|-----------|
| [anni] | [MPa] | [%] |
| 0 | 37.610 | - |
| 10 | 37.476 | 0.36 |
| 15 | 37.467 | 0.38 |
| 20 | 37.449 | 0.43 |
| 25 | 37.424 | 0.49 |
| 30 | 37.391 | 0.58 |
| 35 | 37.351 | 0.69 |
| 40 | 37.061 | 1.46 |
| 45 | 36.956 | 1.74 |
| 50 | 36.842 | 2.04 |

Tabella 33 Valori numerici della riduzione di resistenza del calcestruzzo confinato presente nelle travi

| t | f _{cc} | Riduzione |
|--------|-----------------|-----------|
| [anni] | [MPa] | [%] |
| 0 | 41.120 | - |
| 10 | 40.994 | 0.31 |
| 15 | 40.976 | 0.35 |
| 20 | 40.948 | 0.42 |
| 25 | 40.906 | 0.52 |
| 30 | 40.853 | 0.65 |
| 35 | 40.788 | 0.81 |
| 40 | 40.319 | 1.95 |
| 45 | 40.148 | 2.36 |
| 50 | 39.963 | 2.81 |

Tabella 32 Valori numerici della riduzione di resistenza del calcestruzzo confinato presente nei pilastri

4.4 Analisi di *Pushdown*

Le analisi di *pushdown* sono state eseguite dopo aver concluso la fase di modellazione della corrosione e inserito i parametri descritti al paragrafo precedente nel codice di calcolo agli elementi finiti *Atena 2D*. Per poter visualizzare tutti i meccanismi resistenti della struttura è stato applicato uno spostamento imposto alla pilastrata centrale, privo del pilastro del primo piano, valutando il corrispondente valore della reazione che la pilastrata offre per mantenere in equilibrio la struttura. Sono state eseguite 10 analisi di *pushdown* in modo da considerare l'effetto della corrosione sugli elementi strutturali. Poiché la modellazione della corrosione richiede la modifica del modello originale di Mauro (2019) è stata eseguita un'analisi preliminare denominata "0 anni" modo tale da controllare che le modifiche geometriche apportate non alterassero il risultato ottenuto dallo stesso autore. Non appena conclusa questa fase si è proceduto con le altre 9 analisi di *pushdown*. In Figura 84 sono riportate le curve forza-spostamento delle 9 analisi effettuate, tuttavia per un'interpretazione migliore sono stati creati gli istogrammi presenti in Figura 85 86 e 87 in cui sono stati riportati i valori dei picchi flessionali, la massima reazione post-picco e lo spostamento ultimo confrontati con i valori corrispondenti del modello a 0 anni. Per ciascun istogramma è possibile effettuare le seguenti considerazioni:

- Per quanto concerne i valori delle reazioni corrispondenti allo sviluppo del meccanismo flessionale è possibile osservare che quest'ultimi si mantengono pressoché costanti fino a 35 anni dalla costruzione dove gli incrementi e i decrementi sono dell'ordine dei decimi di percentuale. Le analisi a 40,45 e 50 anni

dalla costruzione mostrano un picco flessionale più basso rispetto a quello originale, tuttavia la riduzione si mantiene costante e pari a 1.5%. È possibile, quindi, concludere che gli effetti della corrosione non alterano il comportamento flessionale della struttura.

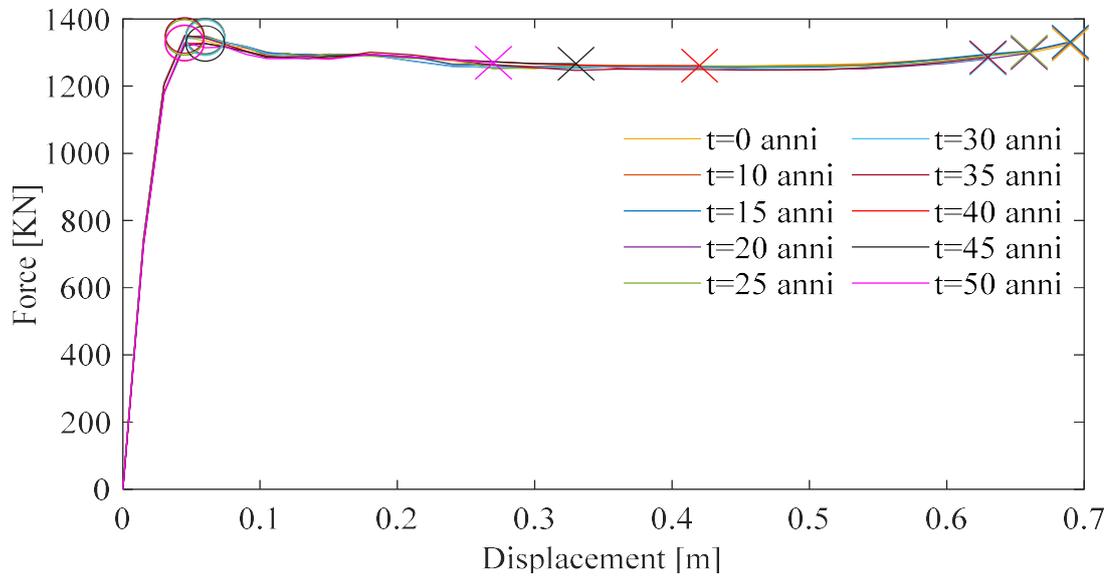


Figura 85 Curve di pushdown dopo l'introduzione della corrosione

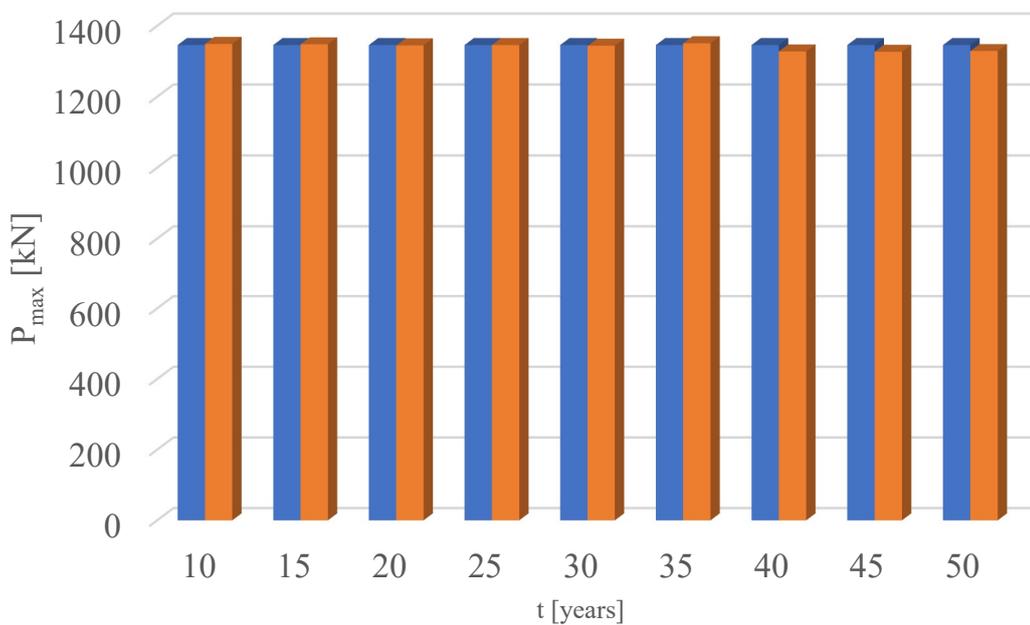


Figura 84 Istogramma di confronto tra i picchi flessionali ricavati dalle analisi.

- Gli effetti della corrosione delle armature sul comportamento post-picco della struttura sono riportati nella seguente figura, la quale mostra le massime reazioni offerte dalla pilastrata centrale prima del collasso della struttura confrontate con la reazione offerta dalla struttura integra. È possibile notare che a 10 e 15 anni dalla costruzione si hanno gli stessi valori di reazione post picco comparabili con la struttura integra, ciò è dovuto al fatto che la corrosione produce effetti quasi trascurabili sia sul comportamento meccanico delle barre che sul calcestruzzo. Le stesse considerazioni si possono fare per la struttura dopo 20 e 25 anni dalla costruzione, infatti le reazioni subiscono un decremento di circa 1.7%. Quando, invece, gli effetti della corrosione diventano importanti, il comportamento globale della struttura subisce delle modifiche sostanziali, ciò si evince a partire dall'analisi svolta a 30 anni dalla costruzione in cui la reazione subisce un decremento del 3%, tuttavia quando si ha l'eliminazione del copriferro nelle zone interessate della corrosione, cioè a partire dall'analisi a 40 anni, il decremento della reazione raggiunge il 5%. Sebbene questi valori potrebbero essere considerati trascurabili, ciò non si evince se a questi ultimi sono associati i valori di spostamento verticale massimo.

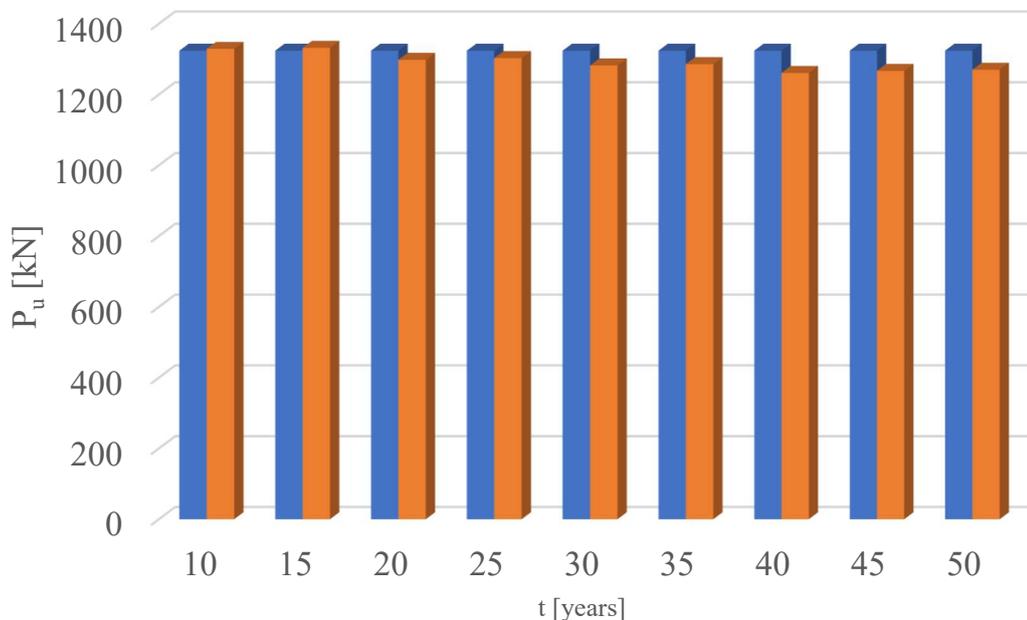


Figura 86 Istogramma di confronto tra le massime reazioni post-picco ricavate dalle analisi.

- L'aspetto maggiormente interessante emerso dallo studio delle curve di *pushdown* è la modifica negli anni del massimo spostamento verticale in corrispondenza della pilastrata centrale. In particolare, se si analizza la Figura 87 si evince che le analisi condotte dopo 10 e 15 anni non sono interessate dalla riduzione dello spostamento ultimo che si attesta a 69 cm così come per la struttura integra. Invece le analisi a 20 e 25 anni mostrano la stessa riduzione dello spostamento ultimo che risulta pari a 4.3%, stessa considerazione può essere effettuata per le analisi condotte a 30 e 35 anni dove la riduzione è la medesima e pari a 8.7%. Infine, le ultime 3 analisi, rispettivamente a 40, 45 e 50 anni, mostrano le più significative riduzioni di spostamento ultimo pari rispettivamente a 40%, 52% e 61%, esse sono associate agli effetti negativi del fenomeno dello *spalling* del copriferro che riduce la sezione resistente sia delle travi che dei pilastri.

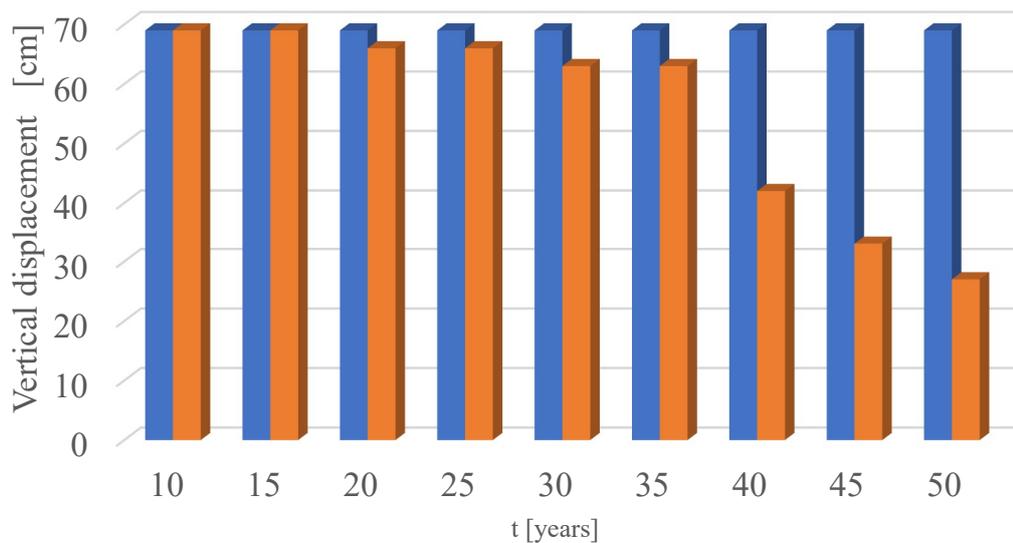


Figura 87 Istogramma di confronto tra gli spostamenti ultimi ricavati dalle analisi

Alla luce di quanto discusso appare chiaro che le strutture sottoposte a fenomeni di degrado, come quello della corrosione delle barre di armatura, subiscono delle modifiche non trascurabili sul suo comportamento globale. Sebbene alla base delle analisi svolte vi sono delle ipotesi semplificative di notevoli entità, basti pensare al contributo delle travi poste ortogonalmente al telaio in esame, è possibile concludere che la robustezza della struttura decresca negli anni poiché la struttura danneggiata non è capace di ridistribuire le sollecitazioni alle membrature adiacenti.

Capitolo 5

5 Conclusioni

Nel presente lavoro di tesi sono stati affrontati due temi oggi oggetto di studio da parte di molti ricercatori ossia la durabilità e la robustezza delle strutture in cemento armato. Come ampiamente chiarito nel corso di questo elaborato per robustezza si intende la capacità della struttura di sostenere azioni di natura accidentale evitando collassi sia sproporzionati che progressivi. Essa si incontra con la durabilità non appena si analizza una struttura esistente, la quale mostra inevitabilmente segnali di degrado a causa dei fenomeni fisico-chimici che interessano i materiali costituenti il calcestruzzo armato, ossia il cemento e l'acciaio sotto forma di barre e staffe. Tra i principali meccanismi di degrado quello della corrosione è il più studiato e il più pericoloso nei confronti della stabilità strutturale, motivo per il quale durante la prima fase del presente lavoro è stata effettuata una ricerca bibliografica sull'incidenza della corrosione sul comportamento meccanico sia delle barre che del calcestruzzo. Tali effetti sono la riduzione di area trasversale delle barre, riduzione di duttilità, riduzione di resistenza meccanica del copriferro e riduzione di confinamento. In particolare, si riscontra che le barre di armatura con diametro minore sono maggiormente interessate da una riduzione marcata sia di area trasversale che di duttilità. Per quanto concerne la resistenza meccanica del copriferro si è rilevato che la riduzione è molto marcata negli anni infatti è possibile il manifestarsi del fenomeno dello *spalling* dopo 35 anni dalla costruzione. Infine, l'effetto della corrosione sul confinamento del calcestruzzo operato dalle armature trasversali risulta essere trascurabile. Nella seconda fase sono state effettuate analisi statiche non lineari utilizzando il software agli elementi finiti *ATENA2D*, al fine di valutare la robustezza di un telaio in cemento armato, progettato in accordo con le normative vigenti, modellando il fenomeno della corrosione. È stato utilizzato il *metodo dei percorsi alternativo dei carichi* per la quantificazione della robustezza, in questo modo l'azione accidentale è stata considerata in maniera indiretta eliminando un elemento strutturale e sottoponendo il telaio a spostamenti indotti fino al collasso. I risultati delle analisi hanno mostrato che la robustezza decresce nel tempo a causa dei fenomeni di degrado, tuttavia tale riduzione è limitata fino a 35 anni dalla costruzione, successivamente gli effetti della corrosione sono significativi e le curve di capacità si riducono raggiungendo valori di spostamento ultimo

minori del 60% rispetto a quelli della struttura integra. Infine, preme sottolineare che gli effetti della corrosione, così come la valutazione della robustezza, sono stati calcolati seguendo un approccio deterministico il quale non considera la natura aleatoria di tali fenomeni, tuttavia il presente lavoro può essere di aiuto a tutti coloro i quali, in futuro, siano interessati ad approfondire lo studio sulla robustezza effettuando un'analisi affidabilistica.

Bibliografia

- Adam, J.M.; Parisi, F.; Sagasetta, J.; Lu, X.** *Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. Eng. Struct.* 2018, 173, 122–149.
- Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R., Rasheeduzzafar.** (1996). *Effect of reinforcement corrosion on bond strength. Construction and Buildings Materials*; 10(2):123–129.
- Al-Sulaimani G.J., Kaleemullah M., Basanbul. I. A., Racheeduzzafar.** (1990). *Influence of corrosion and cracking on bond behavior and strength of reinforced concrete members. ACI Structural Journal*; 87(2):220-231.
- Almusallam, A.** (2001), *Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*, Construction and Building Materials 15, 361-368
- Apostolopoulos CA, Papadakis VG.** (2008). *Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. Constr Build Mater*;22:2316–24.
- Beck M, Burkert A, Harnisch J, et al.** (2012). *Deterioration model and input parameters for reinforcement corrosion. Struct Concr*;13(3):145–55.
- Bertagnoli, G., Gino, D., Giordano, L., La Mazza, D., & Mancini, G.** (2016). *Robustness of reinforced concrete framed buildings: a comparison between different numerical models. In Key Engineering Materials (Vol. 711, pp. 814-821). Trans Tech Publications.*
- Bhargava, K., Ghosh, A. K., Mori, Y., Ramanujam, S.** (2008). *Suggested Empirical Models for Corrosion-Induced Bond Degradation in Reinforced Concrete. J. of Structural Engineering*; 134(2): 221-230.
- Biondini F, Vergani M.** (2012) Damage modeling and nonlinear analysis of concrete bridges under corrosion. In: Biondini F, Frangopol DM, editors. Proceedings of the sixth international conference on bridge maintenance, safety and management (IABMAS 2012), Stresa, Italy, 2012. Bridge maintenance, safety, management, resilience and sustainability. CRC Press, Taylor and Francis Group;
- Brett, C., & Lu, Y.** (2013). *Assessment of robustness of structures: Current state of research. Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 7(4), 356-368.
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., & Augenti, N.** (2015). *Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. Engineering Structures*, 104, 65-79.
- C. O. S. T.** (2011). *Structural robustness design for practising engineers. COST Action TU0601 Robustness of Structures*, 139.
- Cabrera, J.G.** (1996). *Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion. Cem. Concr. Compos.* 18 (1), 47–59.
- Cairns, J., Du, Y., Law, D.** (2007). *Influence of corrosion on the friction characteristics of the steel/concrete interface. Construction and Building Materials*; 21: 190-197.
- Capri G. L.** (2019) *Robustezza strutturale di opere multipiano in calcestruzzo armato: analisi parametrica di telai 2D per mezzo di modelli globali e locali.* Master's Thesis Politecnico di Torino
- Castaldo P., Palazzo B., Marianiello A.** (2017) *Effects of the axial force eccentricity on the time – variant structural reliability of aging r.c. cross–sections subjected to chloride–induced corrosion. In: Engineering Structures 130, pp. 261-274.*
- Castaldo P., Mancini G., & Palazzo B.** (2018). *Seismic reliability-based robustness assessment of three-dimensional reinforced concrete systems equipped with single-concave sliding devices. Engineering Structures*, 163, 373-387.
- Castel, A., Vidal, T., Viriyametant, K., François, R.** (2006). *Effect of reinforcing bar orientation and location on bond with self-consolidating concrete. ACI Struct J*; 103(4):559–67.
- CEB-FIP Model Code 1990** (1993). *Design Code. CEB Bulletin d'Information n. 213/214, Thomas Telford, London.*
- Cervenka V. et al.** (2015). *ATENA Documentation - Part 1: Theory. Part 2-1: User's Manual for ATENA 2D.*
- Chung, L., Cho, S.H., Kim, J.H.J., Yi, S.T.** (2004). *Correction factor suggestion for ACI development length provisions based on flexural testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars. Eng. Struct.* 26 (8), 1013–1026.

CNR-DT 214/2018, *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni*, Roma, 2018.

Consiglio Nazionale delle Ricerche (2018). *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni*.

Cornell, C.A. (1968). Engineering seismic risk analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*. 58(5), 1583-1606.

Coronelli D, Gambarova P. (2004). *Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines*. *JStructEng*;130:1214–24.[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733 9445130:8\(1214\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733 9445130:8(1214)).

Dalmasso, M. (2018). *Influenza dei tamponamenti in muratura sulla robustezza di strutture intelaiate in calcestruzzo armato*. Master's Thesis, Politecnico di Torino.

Daoud A, Lorrain M, Elgonnoul M. (2002). *Resistance à l'arrachement d'armatures ancrées dans du béton autoplaçant*. *Matériaux et Constructions*; 35:395–401.

Department of Defense (DoD) Unified Facilities Criteria (UFC-04-023-03) (2016). *Design Building to Resist Progressive Collapse*. Washington, D.C.

Droigné, D., Botte, W., & Caspeele, R. (2018). *A multilevel calculation scheme for risk-based robustness quantification of reinforced concrete frames*. *Engineering Structures*, 160, 56-70.

DuraCrete. *Modelling of degradation, EU-project* (1998). (*Brite EuRam III*) no. BE95- 1347. *Probabilistic performance-based durability design of concrete structures*. Report 4–5.

European Committee for Standardization (1990). *Eurocode: Basis of structural design*.

European Committee for Standardization (1991). *Eurocode 1: Action on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions*.

European Committee for Standardization (1992). *Eurocode 2: Concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*.

Faber M.H., Kübler O., Fontana M. & Knobloch M. (2004) *Failure Consequences and Reliability Acceptance Criteria for Exceptional Building Structures*, IBK-Report No. 285, ISBN 3-7281-2976-3, vdf Hochschulverlag AG, July 2004.

Fabio Biondini & Matteo Vergani (2012). *Damage modeling and nonlinear analysis of concrete bridges under corrosion*. In Biondini F, Frangopol DM, editors. *Proceedings of the sixth international conference on bridge maintenance, safety and management (IABMAS 2012)*, Stresa, Italy, 2012. *Bridge maintenance, safety, management, resilience and sustainability*. CRC Press, Taylor and Francis Group.

Fabio Biondini & Matteo Vergani (2015). *Deterioration beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion*, *Structures and Infrastructures Engineering*, 11:4, 519-532, DOI: 10.1080/15732479.2014.951863.

Fang, C., Lundgren, K., Chen, L., Zhu, C. (2004). *Corrosion influence on bond in reinforced concrete*. *Cem. Concr. Res.* 34 (11), 2159–2167.

Fib International Federation of Structural Concrete. (1999). *Structural Concrete: Textbook on Behaviour, Design and Performance: Updated Knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990*. *Fib Bulletin No. 1*.

Fib International Federation of Structural Concrete. (2000). *Bond of reinforcement in concrete*. *Fib Bulletin No. 10*.

fib bulletin 63, (2012). *Design of precast concrete structures against accidental actions*. FédérationInternationale du béton, Lausanne (CH), 78 pages, ISBN 978-2-88394-103-8.

Fib International Federation of Structural Concrete. (2014). *Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010*. *Fib BulletinNo.72*. Technical report, May 2014.

Fib International Federation of Structural Concrete. Model Code 2010. (2012). *Final draft*. *Fib Bulletin No. 65 & 66*. Lausanne. Vol.1, Vol.2.

Finozzi I.B.N., Berto L., Saelta A. (2015). *Structural response of corroded RC beams: a comprehensive damage approach*. *Computers and Concrete*; 15(3): 411-436.

Gambarova P.G., Rosati G.P. (1996). *Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out*. *Materials and Structures*; 29(5): 267-276.

- Gjørsv, O.E.** *Durability design of concrete structures in severe environments*, Taylor and Francis, 2009
- Haberland M., Starossek U.** (2009). Progressive collapse nomenclature. In: Griffis, L., Helwig, T., Waggoner, M., Hoyt, M. (eds.). *Structures Congress 2009 — Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role*. **JCSS (2008)**. *Risk assessment in engineering*. ISBN 978-3-909386-78-9.
- Karlos V., Solomos G.** (2013). *Calculation of Blast Loads for Application to Structural Components*. Joint Research Centre Technical Report, Ispra, Italia.
- La Mazza D.** (2018). Numerical models for the robustness assessment of reinforced concrete framed building. PhD Thesis, Politecnico di Torino.
- Lew, H. S., Bao, Y., Sadek, F., Main, J. A., Pujol, S., & Sozen, M. A.** (2011). *An experimental and computational study of reinforced concrete assemblies under a column removal scenario*. *NIST Technical Note*, 1720, 106.
- Liu Y, Weyers R.** (1998). *Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures*. *ACI Mater J*;95.
- Mauro F.** (2019) *Robustezza strutturale di edifici intelaiati in calcestruzzo armato: analisi parametrica e nuove proposte progettuali*. Master's Thesis Politecnico di Torino.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (2018). *Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*.
- Parisi, F., & Augenti, N.** (2012). *Influence of seismic design criteria on blast resistance of RC framed buildings: A case study*. *Engineering Structures*, 44, 78-93.
- Paté-Cornell M. E.** (1994). Quantitative safety goals for risk management of industrial facilities. *Structural Safety*; 13(3), 145-157.
- Pedefferri, P., Bertolini, L.** *La corrosione nel calcestruzzo e negli ambienti naturali*, ed. McGraw-Hill, 1996
- RILEM.** (1994). *Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*.
- Rijkswaterstraat** (2012). *Ministry of Infrastructure and the Environment, Guidelines for nonlinear finite element analysis of concrete structures*.
- Rodriguez J., Ortega L.M., Casal J., Diez J.M.** (1996). *Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement*. In: Dhir RK, Jones MR, editors. *Concrete repair, rehabilitation and protection*. E&FN Spon; p. 65-78.
- Rossato F.** (2019) *Parametric Analysis for the Robustness Assessment of RC Systems*. Master's Thesis Politecnico di Torino.
- Saatcioglu, M., & Razvi, S. R.** (1992). *Strength and ductility of confined concrete*. *Journal of Structural engineering*, 118(6), 1590-1607.
- Scalvenzi M., Parisi F** (2019). *Il ruolo della robustezza strutturale nella riduzione del rischio verso eventi estremi*, www.ingenio-web.it.
- Simioni P.** (2009). *Seismic response of reinforced concrete structures affected by reinforcement corrosion PhD thesis*. Faculty of Architecture, Civil Engineering and Environmental Sciences, University of Braunschweig-Institute of Technology and the Faculty of Engineering University of Florence.
- Starossek, U.** (2009). Progressive collapse of structures.
- Tuuti, K.** (1982). *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm.
- Val DV, Stewart MG, Melchers RE.** (1998). *Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges*. *Eng Struct*;20(11):1010-9.
- Vu Kat, Stewart MG.** (2000). *Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models*. *Struct Saf*;22(4):313-33.
- Way, A. G. J.** (2011). Structural robustness of steel framed buildings. SCI, Silwood Park, Ascot, Berkshire, U. K.
- Wouter Botte, Robby Caspeele, Luc Taerwe** (2016). *Membrane behaviour in RC slabs subjected to simulated reinforcement corrosion*. In: *Engineering Structures* 123, pp.45-58.

Zhang, R., Castel, A., François, R. (2009) *Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beams during chloride-induced corrosion process*, Cem. Concr. Res.

Ringraziamenti

Mi avvio alla conclusione di questo bellissimo percorso che porterò per sempre nel mio cuore per le emozioni, ansie, ma soprattutto per l'emergenza che sta interessando non solo l'Italia ma il mondo intero. Non avrei mai immaginato di passare il giorno della discussione della mia tesi seduto a casa davanti a un PC, è quasi surreale e non nascondo la delusione e l'amarezza non appena saputa la notizia, l'assenza delle persone più importanti della mia vita è ciò che mi addolora di più ma allo stesso tempo è necessario attenersi alle regole per superare questo periodo veramente difficile. Ma anche a distanza è doveroso spendere due parole per le persone che mi hanno aiutato non solo durante lo svolgimento della laurea magistrale.

Vorrei iniziare con il mio relatore, il Prof. Paolo Castaldo, persona paziente, saggia ma soprattutto disponibile a ogni confronto e ogni chiarimento. Ti ringrazio per avermi trasmesso la passione per l'ingegneria strutturale nonostante la scelta accademica non è andata in quella direzione in compenso sono ritornato da te per il mio lavoro finale. Porterò con me gli insegnamenti che mi ha trasmesso sia nei corsi sia di Tecnica che di Sismica. Ti ringrazio per aver creduto in me e per avermi concesso un'opportunità lavorativa che mi sta aiutando a crescere sia professionalmente che a livello umano.

Vorrei ringraziare l'Ing. Diego Gino per l'assistenza durante il periodo di svolgimento della tesi in "cantina", per i suoi consigli, la pazienza e la professionalità dimostrata.

È doveroso spendere due parole anche per i miei colleghi di "tesi", Giulio, Bartolomeo ed Elena, persone con le quali ho condiviso tutto nei cinque mesi trascorsi in "cantina". È stato veramente un piacere confrontarmi con voi, porterò con me le intense risate fatte insieme, le feste con i panettoni e le "future" cene ma anche i periodi più difficili e di lavoro intenso, in fin dei conti siamo stati una grande squadra e ne siamo usciti sempre a testa alta. Buona fortuna per ciò che vi riserverà il futuro!

Durante il mio percorso universitario ho avuto la fortuna di avere persone che hanno creduto in me sin dal primo giorno di lezione, vorrei ringraziare il mio grande amore Melissa che, instancabilmente, mi ha spinto a dare del mio meglio in qualunque occasione e ha creduto in me ogni singolo giorno. Con lei ho condiviso gioie e dolori ma insieme siamo arrivati alla fine di questo traguardo, ci aspetta un grande futuro insieme e sono felice di dividerlo con te!

Ringrazio i miei genitori per avermi concesso l'occasione di intraprendere gli studi universitari nonostante le difficoltà che solo noi sappiamo, dedico questo lavoro a voi che siete stati la mia ancora e il mio punto di riferimento per ogni momento di debolezza, spero di avervi resi orgogliosi di me. Un pensiero va a Gabriele, Stefania Luca e soprattutto le mie nipoti Giada e Sofia, porterò con me i rimproveri per l'impossibilità di giocare con voi perché le "maestre" mi lasciano troppi compiti, sarete sempre nel mio cuore. Vi Voglio bene!

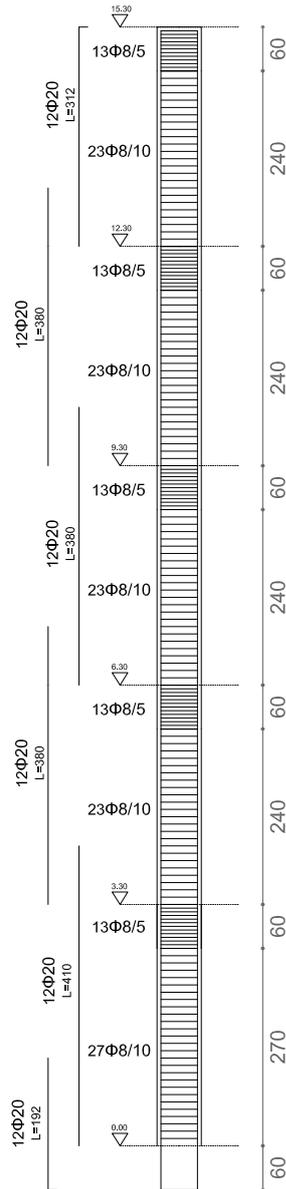
È doveroso ringraziare chi, per cinque anni, mi ha ospitato e mi ha aiutato ogni qual volta ne avessi bisogno, zio Mario e zia Concetta, persone con un cuore d'oro infinitamente gentili. Sin dal primo giorno mi avete fatto sentire come se fossi vostro figlio, a voi devo proprio tutto, il mio grazie non sarà mai abbastanza per quello che avete fatto. Vi voglio bene!

Al mio compagno di viaggio Antonio, con il quale abbiamo condiviso anche l'ultimo esame, è stato veramente un onore aver lavorato insieme a te in questi cinque anni di vita universitaria. È quasi surreale pensare, dopo tanta fatica insieme, di essere lontani nel momento in cui coroniamo il nostro sogno, ma come sempre ne usciremo a testa alta e con orgoglio. I miei più sinceri auguri per il futuro. Ad maiora Bro!

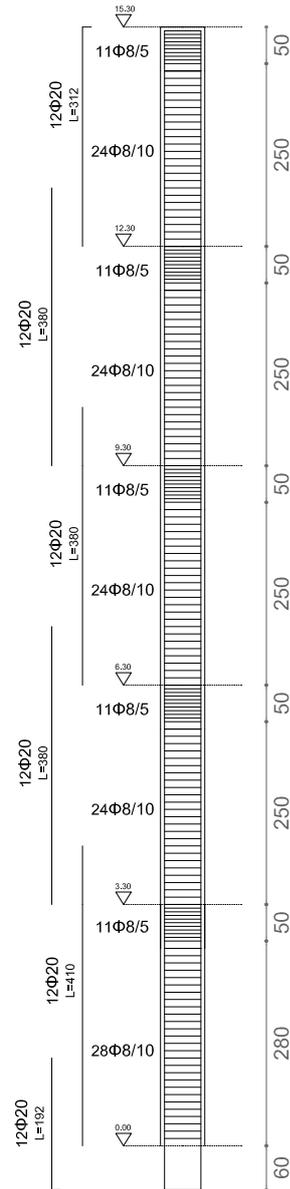
Infine, non per importanza, voglio ringraziare tutti gli amici, i miei cugini Enzo, Martina e Alice per la vicinanza dimostrata e per avermi sostenuto ogni qual volta si presentasse l'occasione.

ALLEGATI

Distinta pilastri Scala 1:100



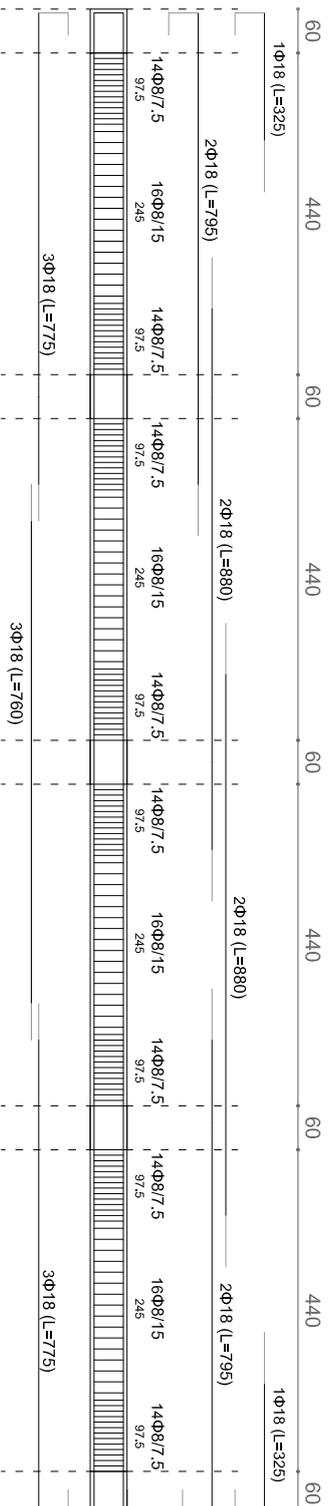
Pilastro
telaio H60



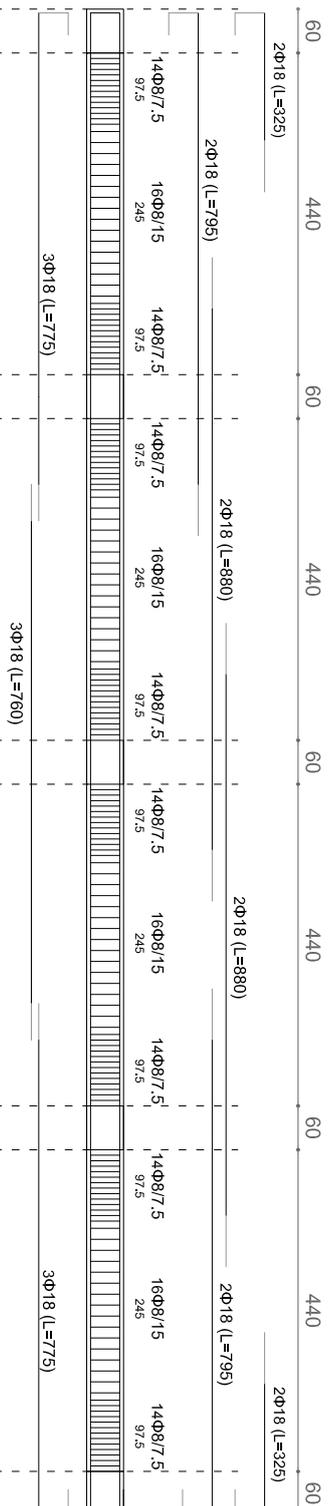
Pilastro
telaio H50

TELAIO H50
Scala 1:100

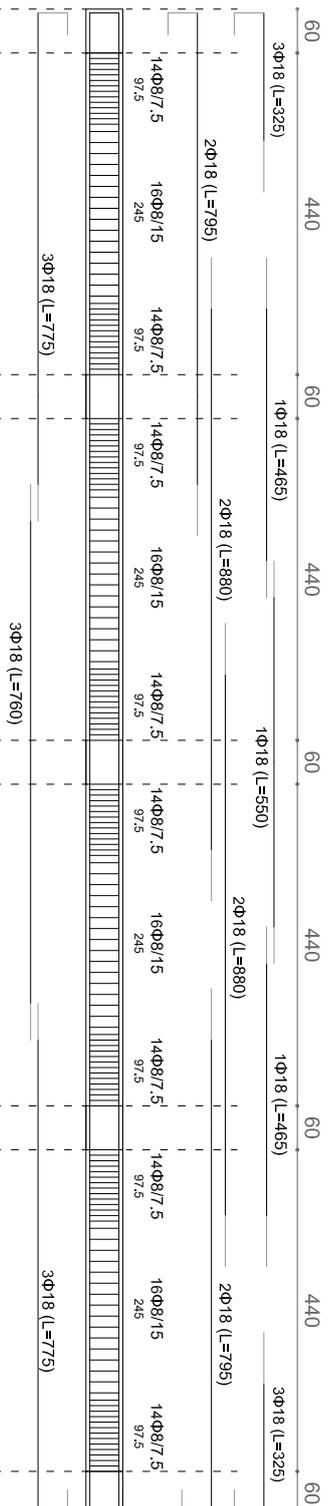
Trave
copertura



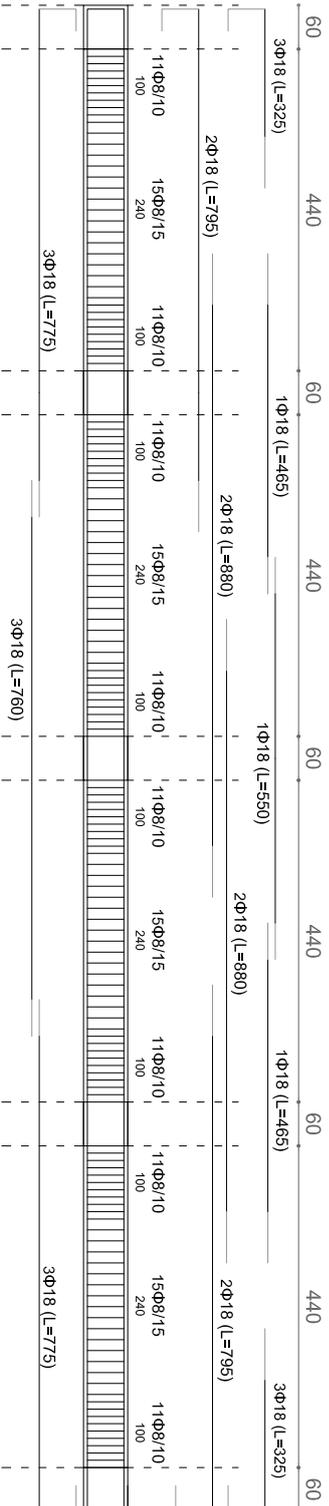
Trave
piano 4



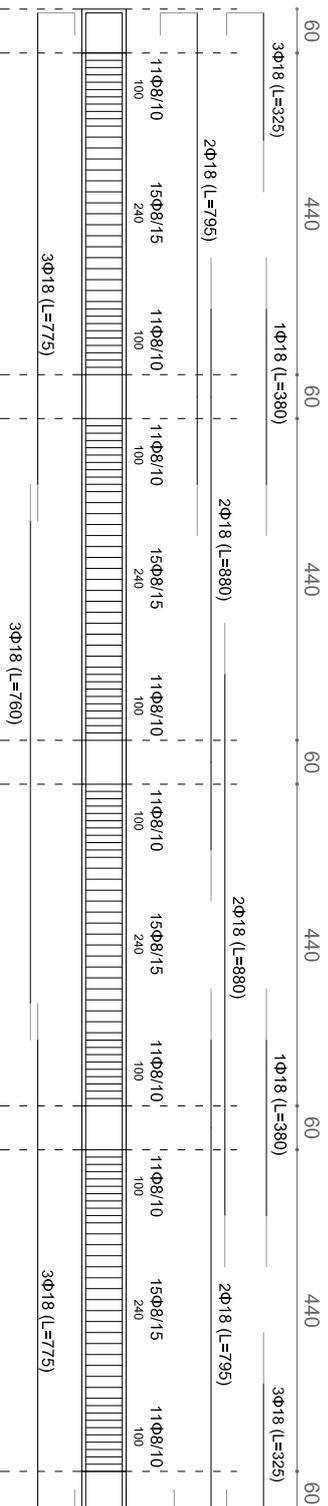
Trave
piano 1,2,3



TELAIO H60
Scala 1:100



Trave
piano 2



Trave
piano 1

