



**Politecnico
di Torino**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA EDILE

Tesi di Laurea Magistrale

Influenza dei fattori di sovraresistenza sulla valutazione dell'affidabilità di telai in calcestruzzo armato

Relatore:

Dott. Ing. Diego Gino

Correlatori:

Dott.ssa Ing. Elena Miceli

Prof. Paolo Castaldo

Candidato:

Emanuel Marotta

15 Luglio 2026

Abstract

La seguente tesi affronta la tematica dell'affidabilità sismica di telai in calcestruzzo armato, focalizzandosi, in particolare, sulla valutazione di come tale affidabilità vari al variare dei fattori di sovrarresistenza del capacity-design, prevedendo poi di proseguire lo studio analizzando gli effetti sull'affidabilità al variare del numero di piani e/o campate del telaio.

Il metodo di riferimento utilizzato nel presente elaborato per la valutazione dell'affidabilità sismica è il metodo PEER-PBEE (Pacific Earthquake Engineering Research Center – Performance Based Earthquake Engineering).

Si assume una struttura di partenza (Telaio X) progettata a L'Aquila, secondo le prescrizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC18, e vengono modificati i fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} così da ottenere nuove strutture (Telai X_i). Ogni telaio X_i avrà le medesime dimensioni del Telaio X, ma con variazioni nel quantitativo di barre longitudinali e/o nel passo delle staffe nelle varie sezioni; sarà così possibile confrontare i risultati finali tra i diversi telai. Successivamente, per ogni telaio vengono svolte le analisi dinamiche non lineari (Incremental Dynamic Analysis, IDAs) tramite il software OpenSees, tenendo conto delle incertezze aleatorie sia attraverso l'azione sismica, sia attraverso le proprietà dei materiali.

L'azione sismica è rappresentata da 30 accelerogrammi differenti, i quali fanno riferimento a 20 eventi sismici naturali diversi. Per tenere conto dell'incertezza relativa all'intensità sismica, i 30 accelerogrammi sono stati successivamente scalati a 10 livelli crescenti di IM (Intensity Measure). Si è scelto come IM le accelerazioni spettrali in un range che va da 0,1g a 1g.

Le proprietà meccaniche dei materiali sono derivate dal campionamento di cinque variabili meccaniche relative al calcestruzzo e all'acciaio ($f_c, f_y, f_u, \varepsilon_{su}$ ed E_s), eseguito per mezzo della tecnica LHS (Latin Hypercube Sampling). Si è adottato un numero di campionamenti pari a 30. A partire da queste cinque variabili vengono costruiti i legami costitutivi di calcestruzzo non confinato, calcestruzzo confinato e acciaio elasto-plastico incrudente utilizzati per le IDAs. Le IDAs, per una singola Intensity Measure, consistono in 900 analisi dinamiche non lineari derivate dalla combinazione dei 30 campionamenti e dei 30 sismi; sono quindi analizzati 900 telai geometricamente uguali, ma differenti per caratteristiche meccaniche e input sismico a cui sono sottoposti per ogni intensità, portando il totale delle analisi a 9000.

Dalle analisi, per ogni singolo telaio analizzato dei 9000, vengono ottenuti, istante per istante, i valori delle sollecitazioni nelle sezioni di travi e pilastri, le quali, compresi i nodi trave-pilastro, vengono verificate secondo quanto prescritto da NTC18 in ambiente MATLAB; in output si ottiene il vettore rappresentativo del numero di collassi relativo ad ogni IM. In funzione del numero di casi di non collasso e dei corrispondenti valori del parametro EDP (Engineering Demand Parameter)

opportunamente selezionato, nel presente elaborato viene utilizzato l'indice IDI (Intersory Drift Index), si costruiscono le curva IDAs. Successivamente vengono costruite le curve di fragilità, rappresentate da quattro Stati Limite (LS) ad ognuno dei quali corrisponde un certo valore limite IDI_{LS} e una certa probabilità di superamento nel periodo di riferimento della struttura (50 anni), e la curva di pericolosità del sito, univoca in funzione della posizione geografica e del periodo fondamentale del telaio. Mediante l'integrale di convoluzione tra le curve di fragilità e la curva di pericolosità si ottiene la curva di affidabilità della struttura, detta "Structural Performance (SP)". La curva SP viene confrontata con la curva detta "Performance Objective (PO)", ovvero la curva obbiettivo costruita definendo per ogni Stato Limite il corrispondente IDI_{LS} e la rispettiva probabilità di superamento.

Infine, vengono confrontate le curve ottenute tra i vari telai analizzati. I risultati di questo studio hanno dimostrato come, adottando i valori dei coefficienti di sovraresistenza secondo normativa, gli stati limite più restringenti (LS3 ed LS4) vengono superati.

Sommario

1	Affidabilità sismica	1
1.1	Metodi di calcolo	2
1.1.1	Metodo di terzo livello (generale).....	3
1.1.2	Metodo di secondo livello (indice di Cornell)	4
1.1.3	Metodo di primo livello	4
1.1.4	Differenze tra metodo probabilistico e metodo deterministico.....	5
1.2	Metodologia PEER-PBEE	7
1.3	Metodologia adottata per la valutazione dell'affidabilità sismica	11
1.3.1	Analisi Dinamiche Incrementali (IDA).....	12
1.3.2	Curve di fragilità	14
1.3.3	Curva di pericolosità	16
1.3.4	Curve di affidabilità	17
2	Telai oggetto di studio e progettazione	21
2.1	Materiali	22
2.2	Durabilità, classe di esposizione, classe di consistenza	23
2.3	Copriferro.....	26
2.4	Azioni.....	27
2.4.1	Azioni Permanenti (G)	28
2.4.2	Azioni variabili (Q).....	30
2.4.3	Azione sismica	37
2.5	Combinazione delle azioni.....	46
2.5.1	Combinazione SLU.....	47
2.5.2	Combinazione SLE	49
2.5.3	Combinazione sismica	49
3	Progettazione della struttura.....	53
3.1	Analisi statica lineare e analisi modale con SAP2000	54

3.2	Progettazione delle sezioni.....	57
3.3	Rappresentazione delle sezioni e disposizione delle armature	61
3.4	Casi studio oggetto di analisi	62
4	Analisi dinamica non lineare con OPENSEES	65
4.1	Modellazione del telaio oggetto di studio	66
4.2	Materiali e legami costitutivi utilizzati	67
4.2.1	Latin Hypercube Sampling (LHS)	67
4.2.2	Modello per il calcestruzzo – ‘Concrete02’	70
4.2.3	Calcestruzzo non confinato	71
4.2.4	Calcestruzzo confinato - Mander	72
4.2.5	Modello per l’acciaio – ‘Reinforcing Steel’	77
4.3	Plasticità concentrata e plasticità diffusa	81
4.3.1	Approccio Displacement-Based e approccio Force-Based	83
4.4	Definizione delle sezioni di travi e pilastri	85
4.5	Applicazione dei vincoli e dei carichi	87
4.6	Analisi eseguite su OpenSees	90
4.6.1	Analisi modale	90
4.6.2	Analisi statica lineare	91
4.6.3	Aleatorietà dell’azione sismica	91
4.6.4	Analisi dinamica non lineare mediante time history	92
5	Verifiche strutturali	97
5.1	Calcestruzzo confinato - Fardis.....	100
5.2	Acciaio elasto-plastico incoerente	104
5.3	Verifica a flessione delle travi	105
5.4	Verifica a taglio di travi e pilastri.....	106
5.5	Verifica a taglio nei nodi trave-pilastro	108
6	Risultati	111
6.1	Curve IDA.....	111

6.2	Curve di fragilità	115
6.3	Curva di pericolosità	120
6.4	Curve di affidabilità	121
7	Conclusioni	125
	Bibliografia	135

1 Affidabilità sismica

Il concetto di affidabilità deriva dalla Teoria delle Probabilità, concepita da Pierre Simon Laplace ed esposta nel 1814 con la pubblicazione del “Saggio Filosofico sulle Probabilità”. All’interno del saggio Laplace afferma che “rigorosamente parlando può dirsi ancora, che tutte quasi le nostre cognizioni non sono che probabili, e nel picciol numero di cose che possiam sapere con certezza, per fino nelle scienze matematiche istesse, i mezzi principali di giungere alla scoperta della verità, l’induzione e l’analogia, si fondano sulle probabilità; in guisa che il sistema intero delle umane cognizioni si riattacca alla teoria esposta in questo saggio” [1].

Nel campo dell’ingegneria civile è fondamentale la valutazione della sicurezza strutturale, la quale dipende dal rischio. Il rischio può essere di diverso genere: strutturale, sismico, idraulico, climatico, idrogeologico, etc. Viene calcolato come segue:

$$R = P \cdot V \cdot E \quad (1.1)$$

- R è il rischio;
- P è la pericolosità e rappresenta la probabilità di accadimento di un fenomeno caratterizzato da una certa intensità in un certo tempo;
- V è la vulnerabilità, ovvero la predisposizione al danno del sistema strutturale;
- E rappresenta l’esposizione, cioè quanto un bene materiale o immateriale può subire un effetto diretto o indiretto a causa dell’evento.

L’obiettivo della sicurezza strutturale è quello di ridurre il rischio di collasso intervenendo prevalentemente sulla vulnerabilità. Sull’esposizione si può intervenire solo limitatamente, mentre per la pericolosità non può essere fatto nulla.

Tutte le grandezze utilizzate per calcolare il rischio sono dipendenti dal tempo ed influenzate dalle incertezze. Quest’ultime si dividono in due categorie: la prima categoria riguarda le incertezze aleatorie, ovvero le incertezze casuali, come quelle relative alle proprietà meccaniche di un materiale, all’intensità di un’azione su una struttura o alla geometria di un elemento. L’aleatorietà è intrinseca degli eventi naturali, delle caratteristiche dei materiali e delle lavorazioni eseguite dall’uomo, stimare il valore di una variabile aleatoria in modo univoco non è possibile, si otterrà sempre una distribuzione casuale di valori più o meno vicini tra loro.

La seconda categoria riguarda le incertezze epistemiche, ossia quelle derivanti dai limiti dei modelli matematici impiegati per descrivere le leggi costitutive dei materiali e per

condurre le simulazioni stesse. A differenza di quelle aleatorie, le incertezze epistemiche possono essere progressivamente ridotte perfezionando le ipotesi di modellazione e affinando gli algoritmi di calcolo attraverso la ricerca.

In linea generale, non è comunque possibile rimuovere completamente le incertezze, queste possono essere solo in parte ridotte.

Nel presente elaborato di tesi sono state tenute in conto due tipi di incertezze aleatorie:

a) *Inceteezze lato materiali*: sono stati campionati 30 valori per ogni caratteristica meccanica di ogni materiale.

Nello specifico sono stati campionati:

- Calcestruzzo: f_c resistenza a compressione al picco;
- Acciaio: f_y resistenza a snervamento;
 f_u resistenza ultima;
 E_s modulo elastico;
 ε_u deformazione ultima.

Si noti che per il calcestruzzo è stato utilizzato solo il valore di resistenza al picco perché tutte le altre caratteristiche che descrivono il comportamento di questo materiale possono essere ricavate a partire da f_c .

b) *Inceteezze lato azioni*: sono state utilizzate le time history di 30 sismi differenti, in ognuna delle quali sono presenti le accelerazioni spettrali al periodo fondamentale del telaio analizzato. Per simulare l'aleatorietà dell'evento sismico sono state poi scalate in 10 IM (*Intensity Measure*) a partire da 0.1g fino a 1g con passo 0.1g.

Come sono stati effettuati i campionamenti verrà spiegato al capitolo 4.2.

1.1 Metodi di calcolo

Le incertezze hanno un grande impatto nella risoluzione dei problemi ingegneristici, i quali, solitamente, comportano il verificare che una capacità sia maggiore o uguale a una domanda. Nel caso dell'ingegneria strutturale la capacità solitamente è una resistenza (R) mentre la domanda è una sollecitazione (S). In altri casi si confrontano spostamenti o deformazioni.

$$R \geq S \quad (1.2)$$

L'equazione (1.2) è detta funzione di stato limite ed è una funzione aleatoria in quanto dipende da variabili aleatorie. È possibile definire la funzione margine di sicurezza G (1.3) come la differenza tra R ed S:

$$G = R - S \geq 0 \quad (1.3)$$

La funzione G può essere lineare o non lineare e distingue due campi; un campo è detto *safe*, l'altro è il complementare ed è chiamato *unsafe*. Rientrare nel primo campo significa avere una capacità R maggiore di una domanda S ($G \geq 0$), viceversa essere nel campo *unsafe* vuol dire avere una domanda S maggiore della capacità R ($G \leq 0$). Purtroppo, a causa dell'aleatorietà delle variabili in gioco, non basta rientrare nel campo *safe* per avere la certezza che la capacità sia maggiore della domanda: non è possibile definire univocamente la funzione G . Per questo motivo viene calcolata la probabilità di failure P_f , ovvero la probabilità che G sia inferiore a 0.

$$P_f = P(G < 0) \quad (1.4)$$

La probabilità di successo invece è il complementare, ovvero

$$P(G \geq 0) = 1 - P_f \quad (1.5)$$

Le due probabilità sono rispettivamente il Rischio e l'Affidabilità [2].

Esistono 3 metodi di calcolo per valutare la probabilità di failure:

- Metodo generale di terzo livello;
- Metodo di secondo livello (indice di Cornell β);
- Metodo di primo livello (semi-probabilistico).

1.1.1 Metodo di terzo livello (generale)

Il metodo di terzo livello (detto generale) è il metodo più complesso da cui derivano il metodo di secondo livello ed il metodo di primo livello.

Ipotizzando R ed S distribuite normalmente, dipendenti e correlate

$$R \sim N(\mu_R, \sigma_R) \quad (1.6)$$

$$S \sim N(\mu_S, \sigma_S) \quad (1.7)$$

si può definire la funzione bivariata *J-PDF* (*joint probability density function*) $f_{R,S}(r, s)$. La funzione $f_{R,S}(r, s)$ è una campana intersecata dal piano definito dalla funzione margine di sicurezza G che separa il campo *safe* dal campo *unsafe*.

$$G = R - S > 0 \quad (1.8)$$

Uno dei metodi per il calcolo della probability of failure P_f è la Tecnica di Montecarlo, la quale sfrutta l'interpretazione frequentistica della probabilità, oppure, come avvenuto in questa tesi, la tecnica *LHS* (Latin Hypercube Sampling), la quale verrà descritta al capitolo 4.2.1.

1.1.2 Metodo di secondo livello (indice di Cornell)

Il metodo di secondo livello definisce l'indice di affidabilità o indice di Cornell β . Questo metodo utilizza una combinazione lineare delle variabili aleatorie: se R ed S sono distribuite normalmente (equazioni (1.6) e (1.7)) è possibile definire la variabile aleatoria G distribuita normalmente:

$$G = R - S \geq 0 \quad (1.9)$$

$$G \sim N(\mu_G, \sigma_G) \quad (1.10)$$

tale che la media μ e la deviazione standard σ siano una combinazione lineare delle due funzioni aleatorie precedenti.

$$\mu_G = \mu_R - \mu_S \quad (1.11)$$

$$\sigma_G = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (1.12)$$

Una volta standardizzata la gaussiana viene definito l'indice di affidabilità β , secondo il seguente rapporto:

$$\beta = -\frac{\mu_G}{\sigma_G} \quad (1.13)$$

L'indice di Cornell rappresenta la distanza della media della gaussiana standardizzata dallo stato limite.

G può essere lineare o non lineare, nel secondo caso si utilizzano i metodi FORM e SORM che definiscono la funzione di stato limite mediante gli sviluppi in serie di Taylor [2].

La probability of failure è calcolata come la probabilità monovariata su una variabile aleatoria della funzione margine di sicurezza.

$$P_f = P(-\beta) \quad (1.14)$$

1.1.3 Metodo di primo livello

Il metodo di primo livello, detto anche semi-probabilistico agli stati limite, è quello adottato dalle normative europee; deriva anch'esso dal metodo generale di terzo livello ed è una sorta di semplificazione del metodo. Tramite i coefficienti parziali di sicurezza γ viene tenuto in conto dell'analisi probabilistica in modo indiretto, facilitando il lavoro ai progettisti.

A partire dallo spazio non standardizzato si passa allo spazio standardizzato dove viene calcolato l'indice di affidabilità β rispetto alla funzione di stato limite G . Successivamente

vengono calcolati i coseni direttori di β rispetto agli assi R ed S i quali sono proprio i coefficienti γ_m e γ_a .

Dalle distribuzioni di probabilità di R ed S si ricavano i frattili, rispettivamente al 5% (R_k) e 95% (S_k): R_k è il valore caratteristico delle resistenze ed ha una probabilità di essere minorato del 5%, analogamente S_k è il valore caratteristico delle azioni ed ha una probabilità di essere minorato del 95% (quindi di essere maggiorato del 5%).

R_k viene ulteriormente ridotto dividendolo per γ_m , S_k viene invece aumentato moltiplicandolo per γ_a . In questo modo si ottengono i valori di progetto utilizzati nel dimensionamento e contrassegnati dal pedice d [2].

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (1.15)$$

$$S_d = S_k \cdot \gamma_a \quad (1.16)$$

Infine, viene verificata la seguente diseuguaglianza per un dato stato limite:

$$R_d \geq S_d \quad (1.17)$$

Gli stati limite definiscono una soglia di accettabilità oltre la quale un certo parametro di risposta strutturale (sollecitazione, spostamento, tensione o deformazione) non soddisfa più i requisiti di progetto. A tale soglia è intrinsecamente associata una probability of failure P_f . All'interno della normativa italiana NTC18 [3], derivata direttamente dagli Eurocodici e dai Model Code della *fib* (Fédération internationale du béton), vengono definiti due tipi di Stati Limite: gli Stati Limite Ultimi (SLU) e gli Stati Limite di Esercizio (SLE). Entrambe le categorie comprendono diversi stati limite mediante i quali vengono verificate differenti prestazioni strutturali. Il rispetto dei requisiti imposti dalla norma per ciascuno Stato Limite garantisce una certa P_f entro i limiti accettabili; tale probabilità non è calcolata esplicitamente dal progettista, ma viene implicitamente garantita dall'osservanza delle prescrizioni e dei coefficienti parziali di sicurezza definiti dalla normativa stessa.

1.1.4 Differenze tra metodo probabilistico e metodo deterministico

I metodi appena descritti derivano tutti dall'analisi probabilistica e dalla stima delle incertezze attraverso analisi statistiche più o meno accurate. In passato, vista la minore capacità di calcolo, si preferiva utilizzare metodi che si affidassero quasi completamente all'esperienza maturata nel tempo da professionisti e costruttori. Le verifiche venivano eseguite imponendo un fattore di sicurezza FS che variava a seconda del tipo di opera e di verifica che veniva eseguita. Il fattore di sicurezza veniva calcolato come rapporto tra

i valori nominali R_N ed S_N , simili ai valori caratteristici del metodo semi-probabilistico, ma definiti conservativamente grazie all'esperienza. FS veniva aumentato in funzione delle incertezze legate al sistema.

Il metodo delle tensioni ammissibili calcola un valore di resistenza ammissibile R_a a partire dalla tensione ultima applicando a R_N un certo FS e verifica che la sollecitazione nominale S_N generi delle tensioni inferiori a R_a .

$$R_a = \frac{R_N}{FS} \quad (1.18)$$

$$R_a > S_N \quad (1.19)$$

Viceversa, il metodo delle tensioni ultime applica FS alle sollecitazioni nominali S_N (ottenendo S_a) e verifica che le tensioni applicate da queste sollecitazioni siano inferiori alla tensione ultima.

$$S_a = S_N \cdot FS \quad (1.20)$$

$$S_a < R_N \quad (1.21)$$

Infine, il metodo *LRFD* (Load Resistance Factor Design) definisce i valori nominali delle azioni e delle resistenze a partire dalle rispettive funzioni di densità di probabilità PDF, applicando coefficienti di sicurezza sia lato azioni sia lato materiali in modo analogo al metodo semi-probabilistico agli stati limite. Dal punto di vista probabilistico, l'interazione tra la variabilità dei carichi e quella delle resistenze genera un'area di sovrapposizione tra le due curve di distribuzione (vedi Figura 1.1) che il progettista vuole sia la minore possibile. La normativa si occupa proprio di minimizzare questa sovrapposizione.

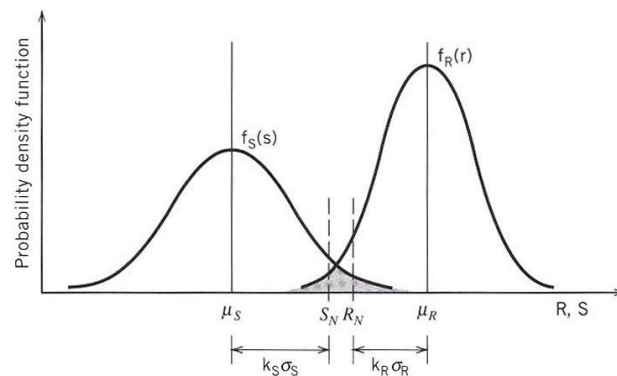


Figura 1.1 - Esempio tratto dal libro di Haldar A. e Mahadevan S. [2]

Rispetto ai metodi probabilistici, i metodi deterministici sono molto più semplici da utilizzare, il problema però è che non stimano le incertezze e le racchiudono tutte all'interno di un coefficiente (FS) che rende il metodo poco flessibile ed efficiente. Il

progettista non quantifica il rischio (P_f) (direttamente mediante i metodi di livello 2 e 3 o indirettamente con il metodo semi-probabilistico), ma si assicura semplicemente di rispettare un fattore di sicurezza che per esperienza gli garantisce che l'opera è sicura o la verifica rispettata non permettendo di ottimizzare le scelte di progettazioni, impedendo potenziali benefici in termini di sostenibilità economica, ambientale e in alcuni casi una più accurata gestione del rischio stesso [2].

1.2 Metodologia PEER-PBEE

La filosofia alla base della progettazione sismica da sempre si occupa di realizzare edifici in grado di resistere agli eventi sismici di bassa intensità, garantire la sicurezza degli occupanti per eventi di media intensità ed evitare il collasso per eventi di elevata intensità. I primi codici e normative sviluppatasi durante lo scorso secolo hanno seguito questa linea di pensiero, ma eventi come il terremoto di Northridge del 1994 o il terremoto di Kobe del 1995 [4], hanno riportato pesanti perdite economiche dovute al danneggiamento degli edifici e alla conseguente interruzione delle attività, nonostante gli edifici in questione fossero stati progettati secondo le normative più aggiornate in materia. Per questi motivi, la ricerca è stata indirizzata verso una progettazione che possa garantire, oltre alla salvaguardia della vita, anche una riduzione dei danni alle strutture in modo da ridurre le perdite economiche e i periodi di inutilizzo, che nel caso di edifici sensibili potrebbero causare ulteriori problemi alla comunità.

Il problema quindi, nei Paesi più sviluppati, non è più quello di impedire il collasso delle strutture (in Italia le strutture realizzate o adeguate sismicamente negli ultimi trent'anni), ma quello di ridurre al minimo i danni a cui seguono periodi di inutilizzo e ristrutturazione con le conseguenti perdite economiche e di servizio per la società.

Durante gli anni '90 è stata sviluppata la metodologia PBEE (Performance-Based Earthquake Engineering), basata sui livelli di prestazione. I primi documenti rilasciati sono il rapporto Vision 2000 [5] e le linee guida FEMA.

In questi documenti sono definiti i livelli di prestazione strutturali e non strutturali e i livelli di rischio del sisma. I livelli di prestazione sono i seguenti: pienamente operativo, operativo, salvaguardia della vita e vicino al collasso; i livelli di rischio, caratterizzati dal periodo di ritorno, sono: frequente (43 anni), occasionale (72 anni), raro (475 anni), molto raro (949 anni). Attraverso una matrice (Figura 1.2) che combina i livelli di prestazione e i livelli di rischio, si individuano gli obiettivi minimi di progetto delle diverse tipologie edilizie [4].

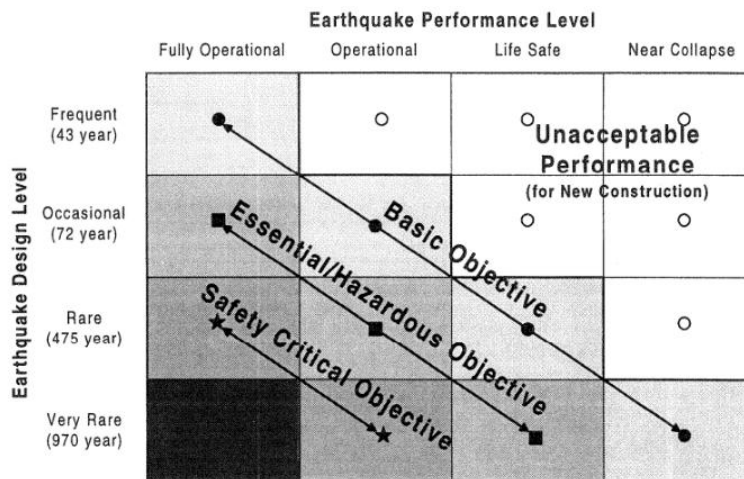


Figura 1.2 - Obiettivi di performance sismici raccomandati dal Vision2000 [5]

Dalla matrice è evidente come per eventi frequenti, il livello minimo richiesto è ovviamente quello di piena operatività. All'aumentare dell'intensità dell'evento e cioè del periodo di ritorno, si passa a livelli minimi richiesti meno stringenti, fino a raggiungere il caso di eventi estremi (Very Rare) in cui è richiesto solamente che l'edificio non collassi.

La prima generazione di PBEE era caratterizzata da due problemi principali [6]:

- Valutazione deterministica delle prestazioni*: le prestazioni dell'edificio sono valutate in termini binari secondo considerazioni deterministiche, le quali non tengono conto delle incertezze e delle analisi probabilistiche. L'edificio soddisfa gli obiettivi se l'analisi strutturale indica che le forze e le deformazioni imposte ad ogni elemento risultano inferiori ai limiti imposti.
- Difficoltà nell'interpretazione dei risultati*: viene valutato che ogni singolo elemento, strutturale e non strutturale, rispetti i limiti imposti. In questa maniera i risultati ottenuti sono molto esaustivi, ma risultano di difficile accesso ai non addetti ai lavori, complicando le decisioni di soggetti esterni, come ad esempio gli stakeholders.

Allo scopo di superare queste problematiche, il Pacific Earthquake Engineering Research (PEER), a inizio anni 2000, ha sviluppato una nuova generazione di PBEE [6] con le seguenti migliorie:

- Valutazione probabilistica delle prestazioni*: sono introdotte le incertezze all'interno dei modelli di calcolo da cui si ottengono risultati accompagnati da probabilità di accadimento, in questa maniera la progettazione diventa più consapevole.
- Valutazione delle prestazioni a livello globale*: gli output sono dati in termini di prestazioni dell'intero sistema, rendendo chiare a livello qualitativo e quantitativo le

perdite economiche, di vite umane e i danni subiti dall'edificio in questione a seconda del livello prestazionale analizzato.

- c) *Valutazione delle prestazioni tramite variabili decisionali*: le prestazioni del sistema sono definite da variabili decisionali che riflettono scelte progettuali o operative controllabili, permettendo di visualizzare diversi scenari. In questo modo è più semplice per investitori o gestori (stakeholders) prendere scelte informate, verificando da sé le differenze in termini di danni, perdite economiche, periodi di inattività causa danneggiamenti e perdite di vite umane in funzione delle diverse scelte progettuali e operative.

L'approccio è semplice ed è riassunto in Figura 1.3.

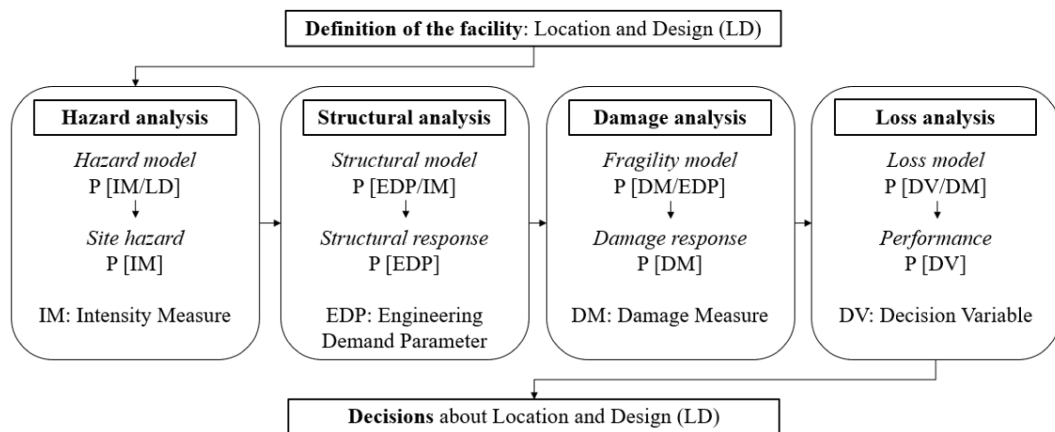


Figura 1.3 - Schema riassuntivo metodologia PBEE [4]

I passaggi della metodologia sono i seguenti [6]:

- a) *Definition of the facility (LD)*: in questa fase viene definito il luogo di costruzione e viene effettuata la progettazione come da normative vigenti nel Paese di realizzazione.
- b) *Hazard Analysis (IM)*: nell'analisi del rischio viene valutata la probabilità di superamento di una certa IM (*Intensity Measure*) al quale la struttura è soggetta, condizionata alle caratteristiche progettuali e al luogo di costruzione della stessa (LD).

$$P[IM|LD] \Rightarrow P[IM] \quad (1.22)$$

L'*Intensity Measure* rappresenta l'intensità di moto del terreno, può essere rappresentata dall'accelerazione spettrale della struttura $S_a(T)$ al periodo fondamentale T , oppure può essere espressa in termini di PGA (Peak Ground Acceleration). Tendenzialmente, all'aumentare della magnitudo del sisma si ha un aumento della IM (al capitolo 4.6.3 viene discusso come sono state ottenute le IM).

- c) *Structural Analysis (EDP)*: una volta ottenute le IM, viene creato un modello strutturale a cui seguono le analisi strutturali volte a determinare il vettore contenente

il parametro EDP (*Engineering Demand Parameters*), successivamente si calcola la probabilità di superamento di EDP rispetto ad un certo valore limite, condizionata ad IM ed al progetto D.

$$P[EPD|IM, D] \Rightarrow P[EPD] \quad (1.23)$$

L'EPD può essere rappresentato da sollecitazioni interne agli elementi o deformazioni locali o globali come, ad esempio, spostamenti interpiano relativi o cedimenti del terreno.

Le analisi devono essere eseguite su un modello non deterministico, devono quindi essere incluse le incertezze lato materiali (le azioni sismiche sono già tenute in conto dalle IM). Solitamente vengono eseguite analisi dinamiche non lineari e le incertezze vengono incluse nella modellazione delle masse, degli smorzamenti e nelle definizioni dei legami costitutivi dei diversi materiali (acciaio, calcestruzzo confinato e non confinato) da cui poi dipendono i carichi applicati.

- d) *Damage Analysis (DM)*: mediante l'utilizzo di funzioni di fragilità si ottiene la probabilità di superamento di un certo DM (*Damage Measure*) di elementi strutturali, non strutturali e apparecchiature di laboratorio/macchinari condizionata ad EDP e al progetto D.

$$P[DM|EDP, D] \Rightarrow P[DM] \quad (1.24)$$

In questa maniera si riesce a comprendere la probabilità di un certo elemento (trave o pilastro) di raggiungere e/o superare un determinato livello di danno, così da stimare in maniera più accurata i tempi e i costi di riparazione dello stesso.

- e) *Loss Analysis (DV)*: con l'analisi delle perdite si stima la probabilità di perdite condizionata alla DM e al progetto D.

$$P[DV|DM, D] \Rightarrow P[DV] \quad (1.25)$$

DV sta per *Decision Variables*.

Quest'ultima fase conclude il framework PEER-PBEE, aprendo la fase decisionale da parte degli stakeholders. Grazie ai risultati quantitativi ottenuti, i decisori acquisiscono una chiara consapevolezza dell'impatto delle proprie scelte, potendo valutare la probabilità di perdite di vite umane ed i costi economici associati a ciascuno scenario. Questa quantificazione del rischio consente di orientare le scelte secondo criteri oggettivi, bilanciando la sicurezza e l'affidabilità strutturale con l'efficienza economica e la sostenibilità dell'opera.

La forma generale del modello è descritta dalla seguente equazione [7]:

$$\lambda(DV) = \int_0^\infty \int \int G(DV|DM) | dG(DM|EDP) || dG(EDP|IM)|| d\lambda(IM) | \quad (1.26)$$

All'interno dell'equazione, il termine $G(a|b)$ descrive una funzione di distribuzione cumulativa complementare (CCDF) di a condizionata a b , ovvero la probabilità condizionata che a superi un limite specificato per un dato valore di b .

Il termine $dG(a|b)$ rappresenta la derivata rispetto ad a della probabilità condizionata $G(a|b)$, ovvero la corrispondente PDF. I tre termini $G(DV|DM)$, $dG(DM|EDP)$ e $dG(EDP|IM)$ rappresentano rispettivamente i modelli probabilistici della *Loss Analysis*, *Damage Analysis* e *Structural Analysis* descritte precedentemente. Il termine $d\lambda(IM)$ è ottenuto invece dalla curva di pericolosità sismica.

1.3 Metodologia adottata per la valutazione dell'affidabilità sismica

La metodologia adottata per la valutazione dell'affidabilità sismica nel seguente elaborato è la PBEE sviluppata dal PEER. Nello specifico, lo scopo della tesi è quello di valutare l'affidabilità sismica dei telai oggetto di studio, pertanto risulta sufficiente applicare la metodologia PEER-PBEE fino al punto *c* del paragrafo precedente.

A partire dalla formulazione generale (equazione (1.26)) si ottiene la seguente formulazione ridotta:

$$\lambda(DV) = \int_0^\infty \int \int G(EDP|IM) | d\lambda(IM) | \quad (1.27)$$

Vengono di seguito introdotti i passaggi svolti che verranno poi descritti più nel dettaglio nei seguenti capitoli:

- a) Progettazione del telaio secondo le *NTC18* [3] e *Circolare 21 gennaio 2019* [8];
- b) *Analisi dinamiche non lineari*: attraverso il software STKO (Scientific ToolKit for OpenSees) viene modellato il singolo telaio e vengono estrapolati i file Tcl all'interno dei quali viene modificato il codice che governa l'analisi, così da renderla parametrica. Dati i 30 campionamenti delle caratteristiche meccaniche dei materiali e i 30 differenti input sismici scalati alle 10 IM, le analisi dinamiche non lineari da effettuare per un singolo telaio risultano 9000, ovvero, al telaio progettato e dimensionato come da NTC18, vengono applicate le caratteristiche dei materiali da campionamento (30), viene sottoposto un input sismico (30) e questo viene fatto a

diverse scale di intensità IM (10). In questo modo viene tenuto conto di tutte le possibili combinazioni di incertezze aleatorie considerate.

Le analisi sono chiamate IDAs (Incremental Dynamic Analysis) [9] e sono eseguite mediante il software OpenSees. A seguito delle analisi, i telai che non concludono l'analisi sono considerati come collassi numerici N_{error} ;

- c) *Verifiche strutturali*: una volta concluse le analisi, vengono effettuate le verifiche strutturali in ambiente MATLAB. Per ogni telaio sono verificati pilastri, travi e nodi trave-pilastro secondo le prescrizioni delle NTC18. Nel caso anche solo uno di questi elementi non soddisfi una delle verifiche prescritte, l'intero telaio viene considerato collassato.

Si ottiene quindi un vettore di 10 elementi N_f corrispondenti alle 10 IM, ogni elemento del quale rappresenta il numero di collassi totali alla data intensità, calcolati come:

$$N_{f,TOT}(IM) = N_f(IM) + N_{error}(IM) \quad (1.28)$$

Ogni elemento del vettore può assumere come valore massimo 900.

- d) *Analisi Dinamiche Incrementali (IDA)*: per i telai che risultano verificati, viene valutata la risposta del sistema attraverso il parametro EDP scelto, in relazione all'aumentare dell'IM, ottenendo le curve IDAs (*Incremental Dynamic Analysis*);
- e) *Curve di fragilità*: viene calcolata la probabilità che l'EDP superi un certo valore limite, il quale dipende dall'IM in questione;
- f) *Curva di pericolosità*: viene valutata la probabilità di superamento di una certa IM (ad esempio la pseudo-accelerazione) in un anno;
- g) *Integrale di convoluzione*: le curve di fragilità vengono integrate con la curva di pericolosità così da ottenere i tassi annuali medi di superamento degli stati limite. I tassi in questione, attraverso un modello stocastico, vengono trasformati in probabilità di superamento nel periodo di interesse (nel nostro caso 50 anni).

Nei prossimi paragrafi vengono descritte le curve IDAs, le curve di fragilità, la curva di pericolosità e le curve di affidabilità, spiegando come sono ottenute e come vanno interpretate inserendo delle immagini esemplificative. Nei prossimi capitoli, invece, verranno descritte nel dettaglio le fasi di progettazione, analisi e verifica e infine verranno presentati i risultati conseguiti dai telai oggetto di studio.

1.3.1 Analisi Dinamiche Incrementali (IDA)

Le analisi dinamiche incrementali [9] sono delle analisi dinamiche non lineari parametriche in cui viene valutata la risposta sismica di una struttura. Per ognuna di queste

analisi viene salvato il parametro EDP di interesse; nel caso in esame, il parametro EDP considerato è l'indice di spostamento interpiano IDI (Interstory Drift Index), ovvero il rapporto tra lo spostamento interpiano e l'altezza del piano, calcolato come segue:

$$IDI = \frac{d_i - d_j}{H} [\%] \quad (1.29)$$

dove:

- $d_i - d_j$ è lo spostamento relativo orizzontale tra la sommità e la base del pilastro;
- H è l'altezza del pilastro.

Gli IDI salvati sono quelli relativi agli n piani della struttura. In ambiente MATLAB vengono elaborati i dati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari effettuate mediante OpenSees, in modo da ottenere un vettore di $n+1$ colonne; la colonna in più contiene il valore massimo tra i valori degli n piani. All'interno di ogni elemento del vettore è presente una matrice 900×10 : le 10 colonne rappresentano le 10 IM, mentre le 900 righe rappresentano i 900 telai analizzati ad ogni IM.

I valori IDI considerati per la realizzazione delle curve IDAs sono esclusivamente quelli dei telai che hanno passato con successo sia l'analisi dinamica non lineare effettuata tramite OpenSees, sia le verifiche in ambiente MATLAB.

Le curve IDA vengono rappresentate con $n+1$ grafici. Ogni grafico ha alle ascisse le 10 IM, rappresentate dalle accelerazioni spettrali $S_a(T)$, e alle ordinate i valori di IDI per i soli telai non collassati. Ad ogni IM si ha quindi una distribuzione log-normale di punti; il numero di essi tende a ridursi all'aumentare dell'IM perché aumentano ovviamente i casi di collasso (sia numerico che strutturale dato dalle verifiche).

Vengono calcolate la media logaritmica campionaria e la deviazione standard logaritmica campionaria per tutte le distribuzioni logaritmiche, mediante il metodo della massima verosimiglianza in MATLAB. Successivamente vengono calcolati tre percentili:

- 16% (lato inferiore della distribuzione, risposta conservativa);
- 50% (valore mediano, rappresenta il comportamento atteso);
- 84% (lato superiore della curva, risposta più severa).

Interpolando linearmente i punti relativi ai tre percentili si ottengono le curva IDAs.

Di seguito viene proposto un grafico esemplificativo di curve IDA ai tre percentili qui sopra elencati.

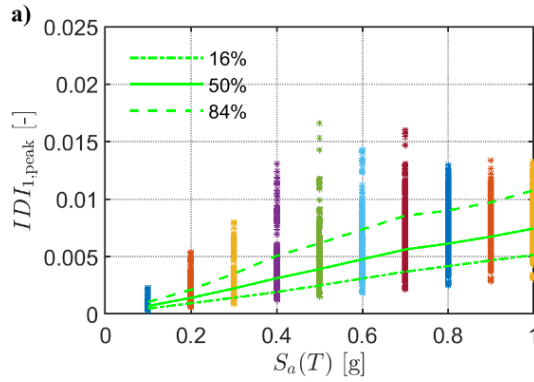


Figura 1.4 - Curve IDA esemplificative

Si può notare dall'immagine come all'aumentare dell'IM ci sia una maggiore dispersione del parametro EDP scelto e, di conseguenza, una divergenza delle tre curve rappresentanti i tre frattili nominati precedentemente. Questo comportamento è dovuto alla combinazione di campionamenti ed input sismici che genera telai geometricamente identici, ma con risposte strutturali differenti. Si tratta esattamente dell'incertezza della risposta strutturale legata alle incertezze aleatorie delle caratteristiche dei materiali e dell'input sismico agente.

1.3.2 Curve di fragilità

Le curve di fragilità descrivono la probabilità che un certo parametro di domanda strutturale EDP, l'IDI nel caso corrente, superi un certo valore limite IDI_{LS} per un dato livello di prestazione (LS). Di seguito la tabella con i valori di IDI_{LS} corrispondenti ad ogni livello di prestazione:

Tabella 1.1 – IDI_{LS} [10]

Livello di Prestazione	Stato Limite	IDI_{LS} [%]
Fully Operational	LS1	0.30
Operational	LS2	0.60
Life Safety	LS3	1.5
Near Collapse	LS4	2.5

La fragilità viene calcolata secondo il “teorema della probabilità totale” [11] con la seguente equazione:

$$P_f(IM = im) = \left(1 - F_{EDP|IDI=im}(LS_{EPD})\right) \cdot \frac{N_{not-collapses}}{N} + 1 \cdot \frac{N_{collapses}}{N} \quad (1.30)$$

i cui termini rappresentano:

- P_f : rappresenta la probabilità che l'IDI considerato sia maggiore dell'IDI_{LS} al dato livello di prestazione, per una certa IM;
- $F_{EDP|IDI=im} (LS_{EDP})$: rappresenta la probabilità di non superamento della soglia dello stato limite considerato, per il parametro EDP scelto ad una certa IM;
- N : numero totale di analisi numeriche effettuate ad ogni IM (ovvero 900).
- $N_{not-collapses}$: numero di casi che ha passato con successo sia l'analisi numerica, sia le verifiche strutturali, per ogni IM.
- $N_{collapses}$: complementare di $N_{not-collapses}$, è il numero di casi che rientrano tra i casi di collasso per ogni IM, ovvero $N_{f,TOT} (IM)$.

In questa maniera vengono ottenuti i valori di P_f ad ogni IM, ovvero i punti discreti della curva. Tramite un fitting log-normale, vengono stimati mediana e deviazione standard dei punti intermedi ai valori discreti, in modo tale da poter creare una curva di fragilità continua per ogni stato limite.

È importante sottolineare che le curve devono necessariamente rispettare un ordine gerarchico definito logicamente. La probabilità di superamento di un dato stato limite è necessariamente superiore alla probabilità di superamento dello stato limite successivo (meno restrittivo). Ad esempio, dato un sisma medio/alto (IM medio alta), la probabilità di superamento dell'LS1 (Fully Operational) è molto alta, mentre la probabilità di superamento dell'LS3 (Life Safety) è sicuramente inferiore. In altre parole, se il sisma è tanto forte da mettere in pericolo la vita umana, è logicamente intuitivo che non garantirà la piena operatività dell'edificio. Ne consegue che necessariamente:

$$P_f(LS1) \geq P_f(LS2) \geq P_f(LS3) \geq P_f(LS4) \quad (1.31)$$

Per questo motivo le curve non possono intersecarsi, al limite possono sovrapporsi. Di seguito un grafico esemplificativo. In ascisse sono presenti le Intensity Measure IM, mentre in ordinata sono presenti le Probability of Failure P_f .

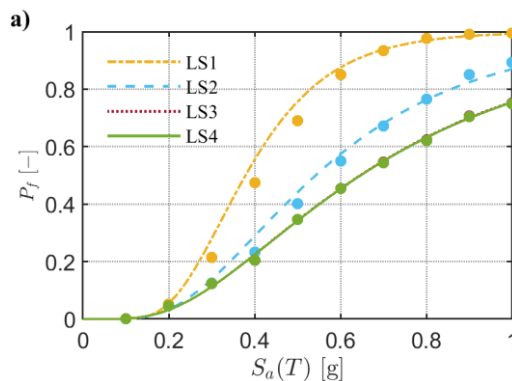


Figura 1.5 - Curve di fragilità esemplificative

Si può notare come nel grafico in questione le curve di LS3 ed LS4 risultino sovrapposte, questo significa che le probabilità di superamento dei due stati limiti per ogni intensità sismica risultano pressoché identiche. Per quanto riguarda le curve di fragilità di LS1 ed LS2, risulta chiaro come sia meno probabile non rispettare il secondo piuttosto che il primo per la quasi totalità delle intensità sismiche. È dunque rispettata la gerarchia definita con l'equazione (1.31).

1.3.3 Curva di pericolosità

La curva di pericolosità sismica varia in funzione del periodo fondamentale della struttura e della posizione geografica. Essa rappresenta il tasso medio annuo di superamento di una certa IM, nel nostro caso la pseudo-accelerazione spettrale $S_{e,50\%}(T)$.

La curva viene costruita basandosi sui dati forniti dal sito dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) [12], in accordo con quanto prescritto nelle NTC18 [3]. Una volta identificate le coordinate geografiche (L'Aquila, 13.398° E, 42.351° N) è possibile ricavare i seguenti dati dall'allegato A dell'NTC18 o dal database MPS04-S1 dell'INGV:

- PGA o a_g [g]: accelerazione massima al suolo
- F_0 [-]: fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T_c^* [s]: valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Dopo aver definito secondo NTC18 la categoria di sottosuolo e la categoria topografica, rispettivamente A e T1, e definito lo smorzamento ζ pari al 5%, è possibile definire i punti fondamentali dello spettro di risposta elastico in accelerazione:

- 1) Il periodo T_C , corrispondente al punto di inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (1.32)$$

in cui C_c è un coefficiente che tiene conto delle caratteristiche topografiche.

- 2) Il periodo T_B , corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante:

$$T_B = \frac{T_C}{3} \quad (1.33)$$

- 3) Il periodo T_D , ovvero il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 \quad (1.34)$$

Una volta definito lo spettro di risposta elastico in accelerazione è possibile, in funzione del periodo fondamentale T_1 , ricavare la pseudo-accelerazione $S_{e,50\%}(T)$ della struttura. La curva di pericolosità è costruita con i 9 punti formati dalle coppie $(S_{e,50\%}(T), \lambda)$. Quest'ultima è la frequenza media annua λ definita come:

$$\lambda = \frac{1}{T_R} \quad (1.35)$$

Tabella 1.2 – Punti discreti della curva di pericolosità

T_R	P_{vr}	λ	$S_{e, 50\%}(T)$
[anni]	[-]	[-]	[g]
2475	2%	0.0004	1.135
975	5%	0.0010	0.796
475	10%	0.0021	0.594
201	22%	0.0050	0.390
140	30%	0.0071	0.322
101	39%	0.0099	0.271
72	50%	0.0139	0.227
50	63%	0.0200	0.187
30	81%	0.0333	0.141

Di seguito il grafico della curva di pericolosità al sito de L'Aquila per una struttura con periodo fondamentale di $T = 0,37s$.

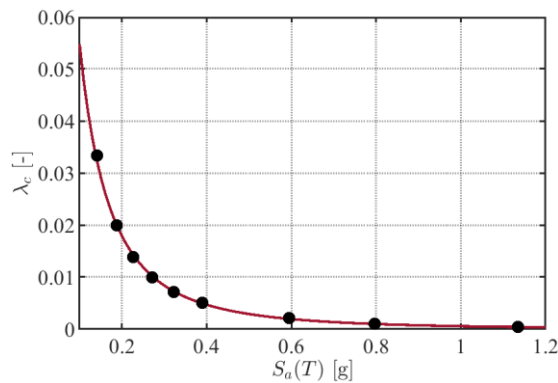


Figura 1.6 - Curva di pericolosità al sito de L'Aquila

1.3.4 Curve di affidabilità

L'ultimo passo consiste nella definizione delle curve di affidabilità. Esse vengono rappresentate in uno spazio bidimensionale detto “*Design Space*” [13], in ascissa sono presenti i valori dell'EDP scelto, mentre in ordinata, con scala logaritmica, sono presenti le probabilità di superamento.

All'interno del “*Design Space*” sono rappresentate due curve:

- a) La “*Performance Objective*” (PO) che rappresenta la curva obiettivo, ovvero la curva definita dai valori di IDI_{LS} e dalle corrispondenti probabilità di superamento per ogni Stato Limite;
- b) La “*Structural Performance*” (SP) che rappresenta la curva di affidabilità della struttura analizzata e descrive la probabilità di superamento dei vari Stati Limite da parte della risposta strutturale.

Ci si può ritenere soddisfatti del rispetto di un dato Stato Limite quando la curva SP è inferiore alla curva PO.

La curva PO è definita, a partire dal rapporto Vision 2000 [5], per i seguenti quattro LS:

- a) “*Fully Operational*” (LS1): va garantita la piena operatività di elementi strutturali, non strutturali ed impianti per eventi di bassa intensità ed alta probabilità di accadimento;
- b) “*Operational*”: va garantita la completa integrità degli elementi strutturali e si ammettono danni limitati agli elementi non strutturali per eventi di medio-bassa intensità e probabilità di accadimento minore;
- c) “*Life Safety*”: va garantita la salvaguardia della vita delle persone e la completa riparazione dei danni alla struttura a seguito del terremoto per eventi di medio-alta intensità con una minore probabilità di accadimento;
- d) “*Near Collapse*”: va evitato il collasso strutturale per sismi di elevata intensità e bassa probabilità di accadimento.

Si noti come la zona accettabile e la zona non accettabile sono nettamente distinguibili. I punti, come detto precedentemente, sono quattro e sono definiti dai valori di IDI_{LS} e probabilità di superamento definiti nella seguente tabella:

Tabella 1.3 - IDI_{LS} e probabilità di superamento in 50 anni [10]

Livello di prestazione	Stato Limite (LS)	IDI_{LS} [%]	P_f (50 anni) [-]
Fully Operational	LS1	0.30	5.0E-01
Operational	LS2	0.60	1.60E-01
Life Safety	LS3	1.5	2.20E-02
Near Collapse	LS4	2.5	1.50E-03

Nella successiva immagine viene riportata una curva PO in funzione della quale viene distinto chiaramente lo spazio accettabile da quello non accettabile.

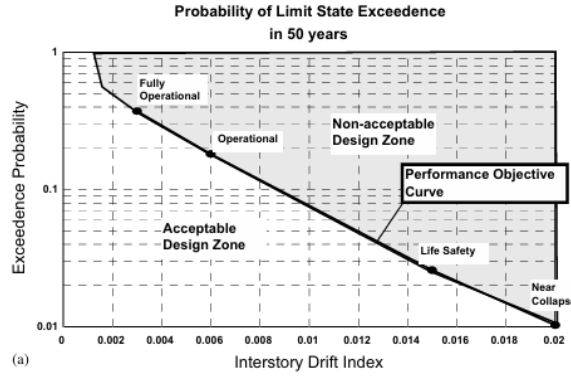


Figura 1.7 - Curva di affidabilità PO [10]

Per quanto riguarda la curva SP, bisogna fare un integrale di convoluzione tra le curve di fragilità e la curva di pericolosità, in modo da ottenere λ_{LS} (equazione (1.36)), ovvero il tasso medio annuo di superamento di un determinato Stato Limite.

$$\lambda_{LS}(EDP > y) = \int_0^{\infty} P(EDP > y | S_a(T) = x) |\lambda_{haz}(dS_a(T) > x)| \quad (1.36)$$

Nell'equazione sono definiti:

- $P(EDP > y | S_a(T) = x)$ rappresenta la curva di fragilità ed è la probabilità che l'EDP (IDI) superi una certa soglia limite y (IDI_{LS}) condizionata ad un certo valore di IM, ovvero $S_a(T) = x$;
- $\lambda_{haz}(dS_a(T) > x)$ rappresenta la curva di pericolosità ed è la derivata della curva di pericolosità, ovvero il tasso medio annuo di superamento di un certo valore di IM rappresentato da $S_a(T) = x$.

Una volta noto λ_{LS} , attraverso il modello di Poisson, è possibile calcolare la probabilità di superamento degli stati limite nel periodo di riferimento (50 anni):

$$P_f(50 \text{ anni}) = 1 - e^{(-\lambda_{LS}(EDP > y) \cdot (50 \text{ anni}))} \quad (1.37)$$

Nota $P_f(50 \text{ anni})$ per i 4 stati limite, è possibile rappresentare graficamente la curva SP, così da poterla confrontare con la curva PO precedentemente definita.

Nella successiva immagine si riporta un esempio di una curva di affidabilità; nel capitolo 6 verranno invece presentate le curve ottenute dalle analisi condotte sui telai oggetto di studio.

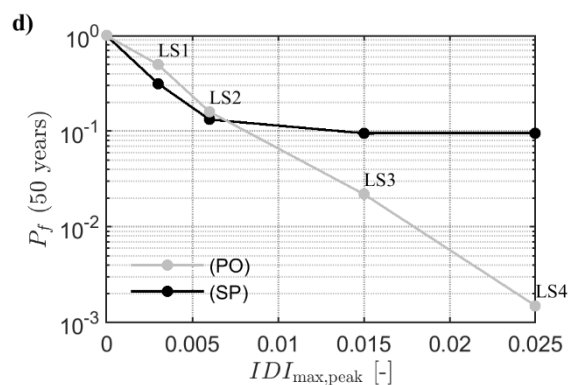


Figura 1.8 - Curva di affidabilità esemplificativa

Da questa immagine esemplificativa si può notare come LS1 ed LS2 siano rispettati, poiché la curva SP risulta inferiore alla curva PO, mentre per quanto riguarda LS3 ed LS4 l'affidabilità non è rispettata. In un simile caso andrebbero apportate delle modifiche alla struttura e successivamente eseguite nuovamente le analisi e la procedura appena descritta in modo da verificare la presenza di miglioramenti nell'affidabilità.

2 Telai oggetto di studio e progettazione

In questo capitolo viene descritto il telaio oggetto di studio e vengono definiti i materiali, le azioni agenti sulla struttura e le combinazioni delle azioni.

Il telaio di partenza, denominato *Telaio A*, è ubicato a L'Aquila, in Abruzzo, area caratterizzata da una intensità sismica medio-alta. L'edificio è pensato ad uso residenziale: presenta una pianta quadrata (vedi Figura 2.1) composta da una griglia di quattro pilastri per lato, con interasse pari a 5 m di distanza l'uno dall'altro. La struttura si sviluppa su 3 piani (vedi Figura 2.2) con un'altezza interpiano pari a 3,5m.

Travi e pilastri sono realizzati in calcestruzzo armato, mentre i solai sono in laterocemento.

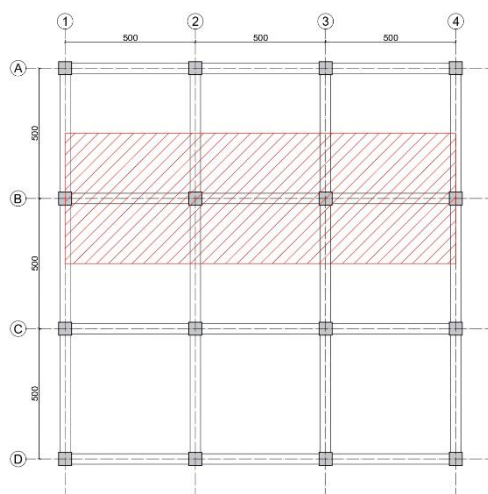


Figura 2.1 - Pianta Telaio A

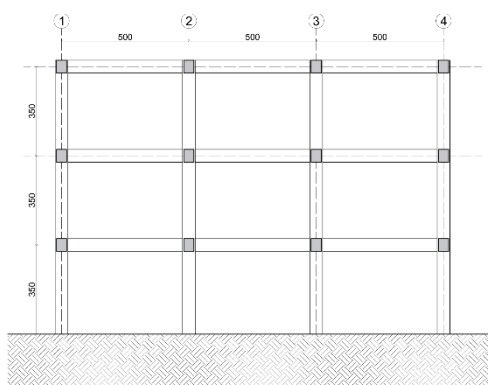


Figura 2.2 - Sezione Telaio A

Di seguito le stratigrafie del solaio interpiano e del solaio di copertura. Si può notare come essi differiscano solo per le componenti non strutturali, mentre le componenti strutturali risultano le medesime.

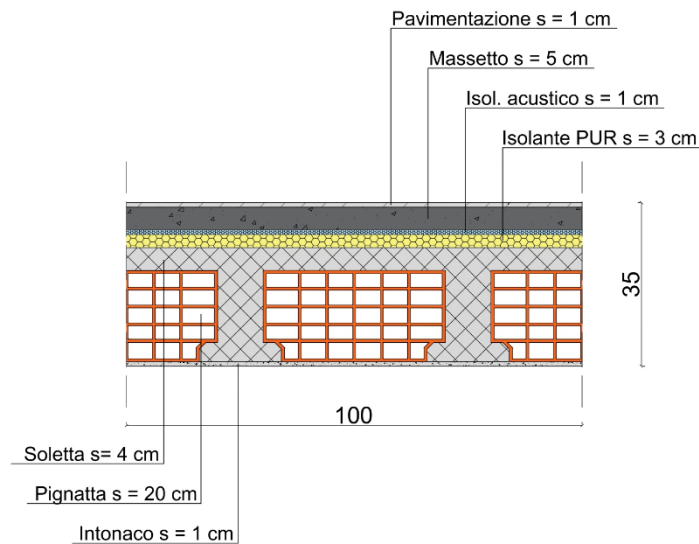


Figura 2.3 - Stratigrafia solaio interpiano

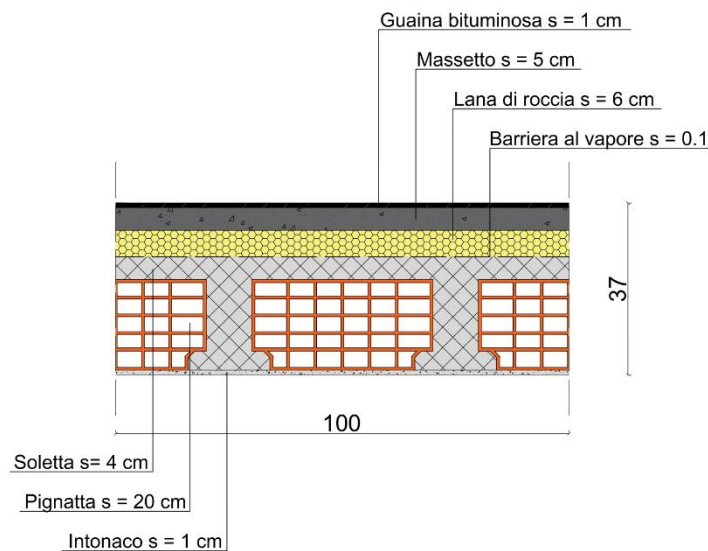


Figura 2.4 - Stratigrafia solaio di copertura

Successivamente alla caratterizzazione dei materiali e delle azioni agenti, il *Telaio A* è stato modellato sul software SAP2000 dal quale sono state ricavate le sollecitazioni agenti sul telaio piano che giace sull'asse B della griglia (vedi Figura 2.1) di cui l'area in rosso rappresenta l'area di influenza sulle travi. Nel prossimo capitolo sarà descritta la progettazione delle sezioni degli elementi strutturali.

2.1 Materiali

Il calcestruzzo utilizzato per travi e pilastri utilizza il legame costitutivo parabola-rettangolo, come definito all'interno del capitolo § 4.1 delle NTC18 [3]. In tabella (Tab. 4.1.I) (NTC18) sono definite le classi di resistenza del calcestruzzo: è stata scelta la classe di resistenza C25/30. I valori caratteristici sono stati definiti in accordo con il capitolo §

11.2.10 (NTC18), mentre i valori di progetto sono stati ricavati dalle equazioni presenti al capitolo § 4.1.2.1.1 (NTC18).

Tabella 2.1 - Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

Classe di resistenza del calcestruzzo	C25/30
Resistenza caratteristica cubica a compressione, R_{ck}	30 [N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione, f_{ck}	25 [N/mm ²]
Resistenza media cilindrica a compressione, f_{cm}	33 [N/mm ²]
Resistenza media cilindrica a trazione, f_{ctm}	2,56 [N/mm ²]
Modulo elastico, E_{cm}	31476 [N/mm ²]
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	0,85 [-]
Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo, γ_c	1,5 [-]
Resistenza di progetto a compressione, f_{cd}	14,17 [N/mm ²]
Deformazione di progetto corrispondente alla massima resistenza a compressione, ϵ_{c2}	0,2 [%]
Deformazione ultima di progetto a compressione, ϵ_{cu}	0,35 [%]

L'acciaio utilizzato per le armature delle sezioni di travi e pilastri, in accordo con il capitolo § 4.1.2.1.2, utilizza un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico. La classe di resistenza utilizzata è B450C. Di seguito i valori caratteristici e i valori di progetto delle caratteristiche meccaniche, ottenuti rispettivamente dai capitoli § 11.3.2.1 e § 4.1.2.1.1.

Tabella 2.2 - Caratteristiche meccaniche dell'acciaio

Classe di resistenza dell'acciaio da armatura	B450C
Tensione caratteristica di snervamento, f_{yk}	450 [N/mm ²]
Modulo elastico, E_s	200000 [N/mm ²]
Coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, γ_s	1,15 [-]
Tensione di progetto di snervamento, f_{yd}	391,30 [N/mm ²]
Deformazione di progetto a snervamento, ϵ_{yd}	0,196 [%]
Deformazione ultima di progetto, ϵ_{ud}	6,3 [%]

2.2 Durabilità, classe di esposizione, classe di consistenza

Le strutture devono garantire, nella loro vita utile, determinati livelli di prestazione che dipendono dalla durabilità della struttura. Questo è strettamente connesso con le scelte di mix design da cui deriva la dimensione del copriferro. Come scritto al capitolo § 4.1.6.1.3 delle NTC18, è possibile fare riferimento alla UNI EN 1992-1-1 [14].

Innanzitutto, mediante la tabella 4.1 dell'EC02 [14] è stata definita la classe di esposizione del calcestruzzo; queste si dividono in sei classi:

- *X0*: nessun rischio di corrosione o attacco chimico;
- *XC*: corrosione indotta dalla carbonatazione;
- *XD*: corrosione indotta da cloruri;
- *XS*: corrosione indotta da cloruri di acqua di mare;
- *XF*: cicli di gelo e disgelo;
- *XA*; attacchi chimici.

Ogni classe di esposizione ha uno o più livelli a seconda dell'intensità dell'azione agente. Nel nostro caso, in funzione delle condizioni climatiche del luogo, è stata scelta come classe di esposizione la classe XC2, ovvero la classe che indica un'azione corrosiva da parte dei cicli asciutto/bagnato dovuti all'umidità e all'acqua piovana.

2 Corrosion induced by carbonation		
XC1	Dry or permanently wet	Concrete inside buildings with low air humidity Concrete permanently submerged in water
XC2	Wet, rarely dry	Concrete surfaces subject to long-term water contact Many foundations
XC3	Moderate humidity	Concrete inside buildings with moderate or high air humidity External concrete sheltered from rain
XC4	Cyclic wet and dry	Concrete surfaces subject to water contact, not within exposure class XC2

Figura 2.5 - Table 4.1 da EC02 [14]

Una volta definita la classe di esposizione, è possibile verificare se la classe di resistenza del calcestruzzo scelta è compatibile con le prescrizioni minime da EC02 [14]. In accordo con il prospetto E.1N (vedi Figura 2.6) dell'Appendice E dell'EC02, per ogni classe di esposizione è raccomandata una classe di resistenza minima del calcestruzzo. Per la classe XC2 è consigliata la classe minima C25/30, ovvero la classe scelta nel precedente paragrafo. In caso la classe minima consigliata fosse stata superiore, si sarebbe dovuto adottare quella minima.

prospetto E.1N Classi di resistenza indicativa										
		Classi di esposizione secondo il prospetto 4.1								
Corrosione										
	Corrosione indotta da carbonatazione				Corrosione indotta da ioni cloro			Corrosione indotta da ioni cloro di origine marina		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Classi di resistenza indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37	C35/45		C30/37	C35/45	
Danni al calcestruzzo										
	Nessun rischio	Attacco gelo/disgelo					Attacco chimico			
	X0	XF1	XF2		XF3		XA1	XA2	XA3	
Classi indicative di resistenza	C12/15	C30/37		C25/30		C30/37		C30/37		C35/45

Figura 2.6 - Prospetto E.1N Appendice E da EC02 [14]

Infine, per definire la dimensione minima del copriferro, è necessario scegliere la classe di consistenza del calcestruzzo: questa è molto importante perché, oltre a influenzare la lavorabilità in cantiere del materiale, contribuisce alla durabilità degli elementi nella misura in cui, se il grado di consistenza minore è ottenuto aumentando il rapporto acqua/cemento (a/c), si avranno maggiori spazi vuoti tra la matrice formata da cemento e sabbia e gli aggregati una volta che l'acqua in eccesso sarà evaporata. Questo, oltre ad incidere sulla resistenza meccanica, ha un grande impatto sulla permeabilità degli elementi e di conseguenza sulla capacità di fessurarsi. In sostituzione all'aggiunta di acqua possono essere usati degli additivi.

Come prescritto al capitolo 4.4.1.2 dell'EC02, è raccomandata una classe di consistenza S4 per edifici con vita utile di 50 anni; inoltre, secondo il prospetto 4.3N, ad una struttura con classe di resistenza pari a C25/30 e classe di esposizione XC2 non occorrono modifiche alcune alla classe di consistenza.

prospetto 4.3N Classificazione strutturale raccomandata							
Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 2.7 - Prospetto 4.3N da EC02 [14]

2.3 Copriferro

Una volta definite durabilità, classe di esposizione e classe di consistenza è possibile definire la dimensione minima del copriferro, secondo quanto riportato al capitolo §4.4.1 dell'EC02 [14]. La formula per calcolare il copriferro nominale è la seguente:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta_{c,dev} \quad (2.1)$$

Nello specifico:

- c_{nom} rappresenta ovvero la distanza dal lembo estremo della sezione al lembo esterno della staffa;
- c_{min} rappresenta la dimensione minima di copriferro;
- $\Delta_{c,dev}$ è un valore margine che va aggiunto a c_{min} in modo da tenere conto degli scostamenti tra la dimensione di c_{nom} in fase progettuale e quella eseguita.

Il valore di c_{min} è calcolato nella maniera seguente:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta_{c,dur,\gamma} - \Delta_{c,dur,st} - \Delta_{c,dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad (2.2)$$

In cui;

- $c_{min,b}$ è il valore del copriferro minimo in funzione dei requisiti di aderenza. Viene definito nel prospetto 4.2 dell'EC02 (vedi Figura 2.8). Essendo le armature di travi e pilastri isolate, si ha $c_{min,b}$ pari a 20 mm.

prospetto 4.2 Copriferro minimo, $c_{min,b}$, richiesto con riferimento all'aderenza

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ *)
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiore $c_{min,b}$ di 5 mm.	

Figura 2.8 - Prospetto 4.2 da EC02 [14]

- $c_{min,dur}$ è il valore di copriferro minimo che dipende dalle condizioni ambientali definite con durabilità, classe di esposizione e classe di consistenza. Come riportato nel prospetto 4.4N (vedi Figura 2.9), in funzione della classe di esposizione XC2 e della classe di consistenza S4 si ottiene $c_{min,dur}$ pari a 25 mm.

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

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

Figura 2.9 - Prospetto 4.4N da EC02 [14]

- $\Delta_{c,dur,\gamma}$, $\Delta_{c,dur,st}$ e $\Delta_{c,dur,add}$ sono rispettivamente un margine di sicurezza aggiuntivo, la riduzione del copriferro minimo nel caso si utilizzi acciaio inossidabile e la riduzione aggiuntiva nel caso di protezione aggiuntiva all'elemento. Nel caso specifico, tutti e tre i valori sono assunti pari a 0, come definito nel capitolo §4.4.1.2 dell'Eurocodice 02.

In conclusione, assumendo $\Delta_{c,dev}$ pari a 5 mm, si ha c_{nom} pari a:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta_{c,dev} = 25 + 5 = 30 \text{ mm} \quad (2.3)$$

2.4 Azioni

Le azioni agenti sulla struttura sono state definite in accordo con quanto prescritto nelle NTC18 [3]. Esse si dividono in:

- *Azioni permanenti (G)*: i carichi permanenti agiscono sulla struttura durante tutta la sua vita nominale, variando in maniera trascurabile nel tempo. Si dividono in G_1 (azioni permanenti strutturali), che rappresentano i pesi di elementi strutturali, e G_2 (azioni permanenti non strutturali), che rappresentano i pesi degli elementi non strutturali;
- *Azioni variabili (Q)*: i carichi variabili provocano una differente configurazione di carico per un breve periodo di tempo sulla struttura. Essi sono dovuti ad azioni variabili come il peso degli occupanti, il vento, la neve o le sollecitazioni provocate dalle differenze di temperatura;
- *Azioni eccezionali (A)*: azioni eccezionali che si verificano solo a seguito di incidenti come esplosioni, incendi ed urti o impatti;
- *Azioni sismiche (E)*: azioni dovute ai terremoti.

Nei prossimi paragrafi vengono calcolati i carichi appena descritti. I pesi dei materiali sono stati presi dalla tabella Tab. 3.1.I delle NTC18 [3].

2.4.1 Azioni Permanenti (G)

Le azioni permanenti, come anticipato nel paragrafo precedente, si suddividono in carichi permanenti strutturali G_1 e carichi permanenti non strutturali G_2 .

2.4.1.1 Azioni permanenti strutturali, G_1

Dalle stratigrafie di solaio presentate a inizio capitolo (vedi Figura 2.3 e Figura 2.4) è evidente che la parte strutturale risulta identica; pertanto, sono definite le dimensioni della soletta collaborante in calcestruzzo, dei travetti e delle pignatte. Si noti che il carico del solaio viene considerato per una porzione di solaio pari ad 1 m^2 , in modo tale, una volta che verranno modellati i carichi sul software SAP2000, da poterlo moltiplicare per l'area di influenza delle travi e ottenere il carico lineare agente su di esse.

Tabella 2.3 – Carico permanente strutturale dei solai, g_1

Elemento	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	g_1 [kN/m ²]
Soletta	1,00	0,04	25,00	1,00
Travetto	2 x 0,10	0,20	25,00	1,00
Pignatta	2 x 0,40	0,20	8,00	1,28
Totale g_1 [kN/m²] (solai):				3,28

Il calcolo del peso proprio di travi e pilastri è simile a quello appena visto. Il peso proprio degli elementi strutturali su SAP2000 non viene inserito, poiché il software ne tiene conto in automatico e si rischierebbe di duplicare i carichi.

Tabella 2.4 - Carichi permanenti strutturali di travi e pilastri, G_1

Elemento	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	G_1 [kN/m]
Travi	0,40	0,50	25,00	5,00
Pilastri	0,50	0,50	25,00	6,25

2.4.1.2 Azioni permanenti non strutturali, G_2

I carichi G_2 sono calcolati per le stratigrafie dei solai, le murature esterne e le murature interne. In questo caso, bisogna tenere in considerazione la differente stratigrafia tra i solai intermedi (vedi Figura 2.3) e il solaio di copertura (vedi Figura 2.4).

Anche in questo caso, vale quanto detto precedentemente, ovvero g_2 viene calcolato per una porzione di solaio pari ad 1 m^2 .

Tabella 2.5 - Carico permanente non strutturale dei solai interpiano, g_2

Elemento	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	g_2 [kN/m ²]
Pavimentazione	1,00	0,01	20,00	0,20
Massetto	1,00	0,05	18,00	0,90
Isolante PUR	1,00	0,03	0,35	0,01
Isolante acustico	1,00	0,01	0,10	0,001
Intonaco	1,00	0,01	18,00	0,18
Totale g_2 [kN/m²] (solai interpiano):				1,29

Tabella 2.6 - Carico permanente non strutturale del solaio di copertura, g_2

Elemento	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	g_2 [kN/m ²]
Guaina bitum.	-	-	-	0,04
Massetto	1,00	0,05	18,00	0,90
Lana di roccia	1,00	0,06	0,90	0,054
Barriera al vap.	-	-	-	0,005
Intonaco	1,00	0,02	18,00	0,36
Totale g_2 [kN/m²] (solai di copertura):				1,36

I carichi dovuti alle pareti perimetrali sono applicati linearmente solo alle travi esterne. Pertanto, come visto per i solai, viene calcolato il carico per una porzione pari ad un'area di 1 m^2 , la quale verrà poi moltiplicata per l'altezza della parete (3 m) in modo da ottenere un carico linearmente distribuito sulle travi perimetrali. Per tenere conto della presenza di aperture, come possono essere le finestre, si riduce il carico ottenuto del 15%.

Tabella 2.7 - Carico permanente non strutturale delle tamponature esterne, G_2

Elemento	Larghezza [m]	Altezza [m]	Peso specifico [kN/m ³]	g_2 [kN/m ²]
Intonaco esterno	1,00	0,02	18,00	0,36
Mattoni	1,00	0,12	10,00	1,20
Lana di roccia	1,00	0,06	0,90	0,054
Barriera al vap.	-	-	-	0,005
Laterizi forati	1,00	0,12	6,00	0,72
Intonaco interno	1,00	0,01	18,00	0,18
Totale g_2 [kN/m²] (tamponature esterne):				2,52
Totale g_2 [kN/m²] (tamponature esterne) · 85% :				2,14
Totale G_2 [kN/m] = $g_2 \times 3$ m				6,42

Infine, il carico delle pareti interne viene ricavato al capitolo § 3.1.3 delle NTC18, nel quale viene assegnato un valore g_2 [kN/m²] in funzione del carico G_2 [kN/m] delle pareti divisorie, purché venga garantita un'adeguata ripartizione dei carichi.

A favore di sicurezza, è stata scelta la situazione più gravosa ed è stato scelto il valore g_2 pari a 2,00 kN/m².

2.4.2 Azioni variabili (Q)

Le azioni variabili considerate nel presente elaborato sono: sovraccarichi, azioni da neve, azioni da vento. I valori calcolati sono valori caratteristici, che verranno in seguito convertiti in valori di progetto con i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza γ .

2.4.2.1 Sovraccarichi (q_k)

In accordo con quanto prescritto nella tabella Tab.3.1.II del capitolo § 3.1.4 delle NTC18, i sovraccarichi vengono distinti in funzione della destinazione d'uso dell'opera. Vengono distinti tre tipi di carico:

- q_k carico verticale uniformemente distribuito;
- Q_k carico verticale concentrato;
- H_k carico orizzontale lineare.

Nel nostro caso, avendo un edificio residenziale, il cui sovraccarico è rappresentato dalla folla, viene scelto q_k . Come si può vedere nella seguente immagine, per edifici ad uso residenziale il valore di q_k è definito pari a 2,00 kN/m².

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00

Figura 2.10 – Tab. 3.1.II da NTC18 [3]

Il carico sulla copertura, essendo pensata come accessibile solo per manutenzione, è fissato pari a 0,50 kN/m² come definito dalla seguente tabella presa dalle NTC18.

H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Figura 2.11 - Tab. 3.1.II da NTC18 [3]

2.4.2.2 Azione della neve (q_s)

Al capitolo § 3.4 delle NTC18 viene definita la formula da utilizzare per il calcolo del carico da neve:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad (2.4)$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Vengono di seguito esplicitati i termini dell'equazione (1.1):

- Valore di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk}

Il valore di q_{sk} , come definito al capitolo § 3.4.2 delle NTC18, dipende dalla zona di carico della neve in cui ricade l'edificio, oltre che dalla quota sul livello del mare. Nel nostro caso, L'Aquila è in Zona II con una quota sul livello del mare a_s pari a 714 m s.l.m, a cui corrisponde un valore di q_{sk} calcolato come:

$$q_{sk} = 0,85 \cdot \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \quad (2.5)$$

e pari a $q_{sk} = 2,72$ kN/m².

- Coefficiente di forma, μ_i

Il coefficiente di forma μ_i viene definito al capitolo § 3.4.3, dipende dall'inclinazione della copertura rispetto all'orizzontale. Nel nostro caso, essendo la copertura piana e quindi con un angolo di inclinazione pari a 0° , si assume come valore del coefficiente di forma $\mu_i = 0,8$.

- Coefficiente di esposizione, C_E

Il coefficiente di esposizione C_E dipende da quanto l'edificio è esposto ai venti che possono rimuovere la neve dalla copertura. Nel nostro caso si ipotizza un'esposizione normale, a cui è associato un coefficiente C_E pari ad 1.

- Coefficiente termico, C_t

Il coefficiente termico C_t tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

In assenza di studi specifici, il coefficiente C_t viene considerato pari ad 1.

Il valore del carico da neve q_s risulta quindi pari a $2,18 \text{ kN/m}^2$.

2.4.2.3 Azione del vento (p)

L'azione del vento è definita al capitolo § 3.4, in particolare, la formula per il calcolo della pressione del vento sulle diverse facce dell'edificio è la seguente:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad (2.6)$$

di cui i vari termini sono:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;
- c_p è il coefficiente di pressione;
- c_d è il coefficiente dinamico.

Vengono di seguito esplicitati i vari termini dell'equazione (2.6):

- o Pressione cinetica di riferimento, q_r

La pressione cinetica di riferimento è definita al capitolo § 3.3.6. Viene calcolata come:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (2.7)$$

In cui: ρ rappresenta la densità dell'aria, assunta convenzionalmente costante e pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$; v_r , invece, è la velocità di riferimento del vento, calcolata secondo il § 3.3.2.

L'equazione per il calcolo della velocità di riferimento del vento è la seguente:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad (2.8)$$

Dove c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno della struttura, assunto pari a 50 anni per l'edificio in questione, da cui ne consegue un valore del coefficiente c_r pari ad 1. v_b è la velocità di riferimento base del vento, calcolata secondo quanto prescritto al capitolo § 3.3.1.

$$v_b = v_{b0} \cdot c_a \quad (2.9)$$

In cui v_{b0} è la velocità di riferimento base al livello del mare. Viene definita alla tabella Tab. 3.3.I delle NTC18 (vedi Figura 2.12 - Tab 3.3.I da NTC18) in funzione della zona di vento in cui è realizzata l'opera.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri v_{b0} , a_0 , k_s

Zona	Descrizione	v_{b0} [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Figura 2.12 - Tab 3.3.I da NTC18 [3]

L'opera in questione, come detto precedentemente, sorge a L'Aquila, che secondo la Fig. 3.3.1 (vedi Figura 2.13) risulta trovarsi nella zona di vento 3.



Figura 2.13 - Fig 3.3.1 da NTC18 [3]

Il coefficiente di altitudine c_a è definito dall'equazione:

$$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad (2.10)$$

In cui i parametri k_s ed a_0 sono definiti in Figura 2.12 mentre a_s rappresenta la quota di altitudine s.l.m. della struttura, nel nostro caso pari a 715 m s.l.m.

Si ottiene quindi una velocità di riferimento v_r pari a 31,28 m/s, da cui deriva una pressione cinetica di riferimento q_r pari a 611,36 N/m².

- Coefficiente di esposizione, c_e

Il coefficiente di esposizione è definito al capitolo § 3.3.7 delle NTC18, dipende dall'altezza z dal suolo della struttura, dalle caratteristiche topografiche del terreno e dalla categoria di esposizione del sito. L'equazione da utilizzare è la seguente:

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad (2.11)$$

I parametri k_r , c_t e z_0 sono definiti nella Tab. 3.3.II (vedi Figura 2.14) in funzione della categoria di esposizione del sito.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 2.14 - Tab. 3.3.II da NTC18 [3]

La categoria di esposizione del sito viene attribuita nella Fig. 3.3.2 (vedi Figura 2.16) in funzione della classe di rugosità del terreno definita nella Tab. 3.3.III (vedi Figura 2.15).

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate, ...)

Figura 2.15 - Tab. 3.3.III da NTC18 [3]

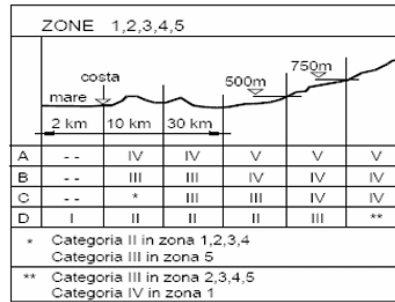


Figura 2.16 - Fig. 3.3.2 da NTC18 [3]

Nel nostro caso, la classe di rugosità scelta è la A, a cui corrisponde una categoria di esposizione al sito V (a_s pari a 714 m s.l.m.), da cui si ottengono i valori dei parametri $k_r = 0,23$, $z_0 = 0,70$ e $z_{min} = 12$ m. Essendo l'altezza dell'edificio pari a 10,5 m ed essendo l'altezza minima pari a 12 m, la z da utilizzare all'interno dell'equazione (2.11) risulta essere z_{min} , da cui si ottiene un valore di c_e pari a 1,48. Dal grafico in Fig. 3.3.3 (vedi Figura 2.17) si nota come il coefficiente c_e sia costante fino alla quota z_{min} .

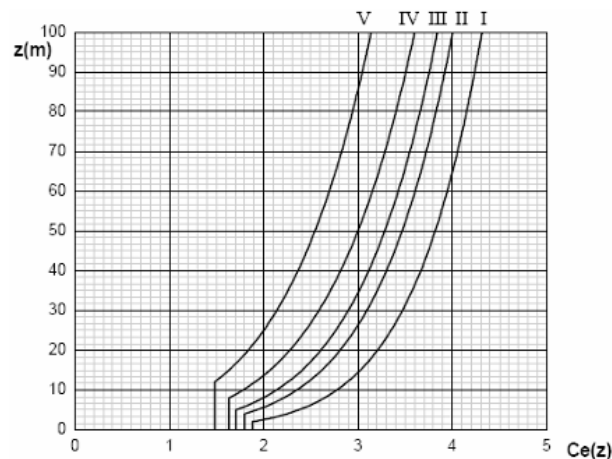


Figura 2.17 - Fig. 3.3.3 da NTC18 [3]

- Coefficiente di pressione, c_p

Il coefficiente di pressione è definito al capitolo § 3.3.8 della Circolare Esplicativa NTC18 (D.M. 21 gennaio 2019, n.7) [8]. In accordo con essa, il coefficiente c_p è calcolato solo per le pareti verticali, escludendo la copertura, secondo l'espressione:

$$c_p = c_{pe} - c_{pi} \quad (2.12)$$

dove c_{pe} rappresenta il coefficiente di pressione esterno e c_{pi} il coefficiente di pressione interno.

In riferimento alla tabella C3.3.I (vedi Figura 2.18), vengono definite le equazioni per il calcolo di c_{pe} per le facciate sopravvento, sottovento e laterali.

Faccia sopravvento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Figura 2.18 - Tabella C3.3.I da Circolare Esplicativa NTC18 [8]

Nel caso in esame risulta un rapporto h/d (altezza/profondità della struttura) pari a 0,6; le equazioni da utilizzare per la facciata sopravvento, sottovento e laterale sono:

$$c_{pe,sopravento} = 0,7 + 0,1 \cdot \frac{h}{d} \quad (2.13)$$

$$c_{pe,sottovento} = -0,3 - 0,2 \cdot \frac{h}{d} \quad (2.14)$$

$$c_{pe,laterale} = -0,9 \quad (2.15)$$

Il coefficiente di pressione interna c_{pi} è assunto pari a $c_{pi} = +0,2$ e $c_{pi} = -0,3$; seguendo l'equazione (2.12), si ottengono i valori di c_{pe} per le tre pareti, considerando le combinazioni più sfavorevoli di c_{pe} e c_{pi} .

Tabella 2.8 - Coefficienti di pressione c_p delle tre facciate

Coefficiente	Facciata sopravvento	Facciata sottovento	Facciata laterale
c_{pe} [-]	0,77	-0,44	-0,9
c_{pi} [-]	0,2	-0,3	-0,3
c_p [-]	0,97	-0,74	-1,2

Si evidenzia il fatto che il segno del coefficiente definisce la direzione dell'azione del vento. Il segno positivo indica che la pressione del vento agisce dall'esterno verso l'interno, viceversa, il segno negativo indica una pressione agente dall'interno verso l'esterno.

○ Coefficiente dinamico, c_d

Il coefficiente dinamico, definito al capitolo § 3.3.9 delle NTC18, tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. per gli edifici di struttura regolare, può essere assunto in maniera cautelativa pari a 1.

Una volta definiti tutti i termini dell'equazione (2.6), è possibile finalmente calcolare la pressione del vento agente sulle facciate dell'edificio. Nel caso corrente, risulta:

Tabella 2.9 - Pressione del vento sulle facciate sopravento, sottovento e laterale

$p_{\text{sopravento}} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$p_{\text{sottovento}} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	$p_{\text{laterale}} \text{ [kN/m}^2\text{]}$
0,877	-0,669	-1,085

Le seguenti pressioni, sul software SAP2000, vengono utilizzate per calcolare l'azione del vento ai nodi della struttura.

2.4.3 Azione sismica

Secondo quanto riportato al capitolo § 3.2 delle NTC18 [3], le azioni sismiche di progetto vanno definite per la “pericolosità sismica di base” al sito, in funzione delle caratteristiche geomorfologiche del terreno e stratigrafiche che determinano la risposta locale.

Come spiegato al capitolo 1.3.3, i dati che definiscono la pericolosità sismica di base sono stati prodotti e pubblicati dall'INGV e possono essere trovati negli allegati A e B delle NTC18.

La pericolosità sismica P_{VR} , tipicamente definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g (o PGA), è la probabilità che questa accelerazione, in un certo periodo di riferimento V_R , superi un certo valore prefissato. La definizione è necessariamente probabilistica, ovvero, la P_{VR} rappresenta una stima probabilistica dell'intensità del moto del terreno a cui può essere soggetto un sito, a cui non può assolutamente essere associato un valore deterministico. Ad essa è associato un valore probabilistico, con una certa probabilità di accadimento e di superamento.

Le ipotesi con cui è definita la P_{VR} sono:

- condizioni di campo libero (ovvero assenza di edifici o manufatti nelle circostanze);
- superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- sito di riferimento rigido (categoria A).

Riprendendo quanto anticipato al capitolo 1.3.3 in merito alla costruzione della curva di pericolosità, a ciascuna P_{VR} sono associati tre valori che descrivono il moto sismico sul sito di riferimento:

- a_g o PGA [-] è l'accelerazione massima al suolo;
- F_0 [-] è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* [s] è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Mediante questi valori è possibile costruire gli spettri di risposta in accelerazione al sito e, in funzione del periodo fondamentale della struttura, è possibile ottenere la pseudo-accellerazione spettrale $S_e(T)$, così da ricavare le forze equivalenti, proporzionali alle masse ai nodi, e poter verificare la struttura.

2.4.3.1 Vita nominale di progetto, classe d'uso e periodo di riferimento dell'azione sismica

La vita nominale di progetto V_N di una struttura viene definita al capitolo § 2.4.1 delle NTC18. Essa è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. In riferimento alla Tabella 2.4.I (vedi Figura 2.19) del capitolo § 2.4.1, in funzione del tipo di costruzione viene assegnato un valore in anni alla vita nominale di progetto: nel caso attuale risulta V_N pari a 50 anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 2.19 - Tab. 2.4.I da NTC18 [3]

In riferimento al capitolo § 2.4.2, viene definita la Classe d'uso della struttura. Nel presente caso è assegnata la Classe d'uso II, relativa a costruzioni destinate a usi con normali livelli di affollamento, prive di contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali.

Al capitolo § 2.4.2, alla Tabella 2.4.II (vedi Figura 2.20), in funzione della Classe d'uso viene attribuito il Coefficiente d'uso C_U . Nel presente caso esso vale 1,0.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 2.20 - Tab. 2.4.II da NTC18 [3]

Una volta definito C_U è possibile calcolare il periodo di riferimento dell'azione sismica, pari a 50 anni.

$$V_R = V_N \cdot C_U \quad (2.16)$$

Un riassunto dei valori relativi al Telaio A.

Tabella 2.10 - Vita nominale, classe d'uso, coefficiente d'uso e periodo di riferimento

V_N [anni]	Classe d'uso	C_U [-]	V_R [anni]
50	II	1,0	50

2.4.3.2 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Al capitolo § 3.2.2 vengono definite la categoria di sottosuolo e la categoria topografica. Come spiegato prima, le ipotesi con cui sono ricavati i parametri a_g , F_0 e T_C^* sono di superficie topografica orizzontale e perfettamente rigida; nella realtà queste condizioni non sono molto comuni, per cui vengono introdotti dei parametri per tenere conto dell'effetto delle increspature del terreno e della diversa stratigrafia possibile in sito, che caratterizza poi la rigidezza del terreno e quindi la risposta al sisma.

Dalla Tabella 3.2.II (vedi Figura 2.21) si ricava la categoria di sottosuolo.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 2.21 - Tab. 3.2.II da NTC18 [3]

Dalla Tabella 3.2.III (vedi Figura 2.22) si ricava invece la categoria topografica.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 2.22 - Tab. 3.2.III da NTC18 [3]

Nel nostro caso, il sito rientra nella categoria di sottosuolo A e categoria topografica T1.

2.4.3.3 Stati limite e probabilità di superamento

Il capitolo § 3.2.1 [3] definisce gli Stati Limite e le relative probabilità di superamento P_{VR} . Delle probabilità di superamento si è già parlato al capitolo 1.3.3, esse rappresentano la probabilità di superare un certo valore limite relativo ad un certo Stato Limite (SL) in

un certo periodo di riferimento V_R della struttura. Per quanto riguarda l'azione sismica, le NTC18 definiscono quattro diversi Stati Limite, due relativi agli SLE (Stati Limite di Esercizio) e due relativi agli SLU (Stati Limite Ultimi). Gli Stati Limite sono i seguenti:

a) *Stati Limite di Esercizio (SLE)*:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

b) *Stati Limite Ultimi (SLU)*:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I quattro Stati Limite qui presentati sono equiparabili agli Stati Limite descritti al capitolo 1.3.2 e definiti all'interno del rapporto Vision 2000. Ai quattro Stati Limite corrisponde quattro probabilità di superamento P_{VR} , già citate al capitolo 1.3.3, che sono rispettivamente 81%, 63%, 10% e 5%. In funzione del periodo di riferimento V_R e della probabilità di superamento P_{VR} si ottiene il periodo di ritorno T_R , calcolato con la seguente espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (2.17)$$

2.4.3.4 Rispetto dei requisiti nei confronti degli Stati Limite

Al capitolo § 7.3.6 [3] sono definiti i requisiti da rispettare per gli Stati Limite appena descritti, in funzione della C_U (Classe d'Uso) della struttura.

Le verifiche agli elementi strutturali primari, denominati ST, vanno svolte secondo quanto richiesto dalla Tabella 7.3.III (vedi Figura 2.23).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Figura 2.23 - Tab. 7.3.III da NTC18 [3]

La struttura ha comportamento dissipativo e $C_U = II$, pertanto sono richieste verifiche di rigidità (RIG) all'SLD e verifiche di resistenza (RES) all'SLV.

2.4.3.5 Spettri di risposta

Per poter eseguire le verifiche ai due Stati Limite è necessario costruire gli spettri di risposta all'SLD e all'SLV. Per la costruzione degli spettri viene utilizzato il file Excel "Spettri-NTC ver. 1.0.3", realizzato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, il quale consente di ottenere gli spettri di progetto in accelerazione per qualunque sito geografico in Italia.

Le fasi seguite per la realizzazione degli spettri sono le seguenti:

- *Fase 1: Individuazione della pericolosità del sito*

In questa fase vanno inserite le coordinate geografiche del sito di costruzione. Lo strumento inserisce le coordinate in modo automatico in funzione della località di input, nel caso in esame per L'Aquila risultano essere Latitudine: 42.3502° N e Longitudine: 13.3988° E. Attraverso le coordinate geografiche vengono ricavati i valori di a_g , F_0 e T_C^* .

- *Fase 2: Scelta della strategia di progettazione*

In questa fase vengono inseriti in input i valori di V_N e C_U calcolati precedentemente. Mediante questi valori e le P_{VR} dei quattro Stati Limite vengono calcolati i periodi di ritorno T_R della struttura.

- *Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto*

In quest'ultima fase vanno definiti lo Stato Limite di riferimento (SLD o SLV nel nostro caso), la categoria di sottosuolo, la categoria topografica (entrambi definiti precedentemente), la regolarità in elevazione dell'edificio e il valore iniziale del fattore di comportamento q_0 .

Viene assunto in modo convenzionale uno smorzamento ξ pari al 5%.

Di tutti i parametri da definire per la costruzione degli spettri, risulta mancante solo il fattore di comportamento q , il quale rappresenta la capacità della struttura di dissipare energia attraverso meccanismi plastici durante gli eventi sismici, dipende quindi dalla duttilità della struttura.

Lo spettro elastico in accelerazione, di cui si è parlato per la costruzione della curva di pericolosità, viene scalato lungo le ordinate del fattore di comportamento così da ottenere lo spettro di progetto inelastico. Lo spettro di risposta elastico rappresenta la massima azione sismica che la struttura può subire se resta in campo elastico, ma una struttura soggetta ad azioni cicliche e di alta intensità come può avvenire coi terremoti, subisce delle deformazioni plastiche degli elementi strutturali, le quali contribuiscono allo smorzamento dell'azione sismica.

Per edifici progettati ad alta duttilità, risulta quindi uno spettro di progetto inelastico inferiore rispetto allo spettro di progetto inelastico di uno stesso edificio ma progettato con bassa duttilità. Questo perché la duttilità degli elementi strutturali contribuisce allo smorzamento dell'azione sismica.

- *Fattore di comportamento allo SLV*

Al capitolo § 7.3.1 delle NTC18 viene definito il limite superiore del fattore di comportamento relativo allo SLV:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_r \quad (2.18)$$

In cui K_r rappresenta un coefficiente che tiene conto della regolarità in pianta e in altezza dell'edificio: nel nostro caso l'edificio risulta regolare in entrambe le dimensioni, pertanto K_r è pari ad 1. Il parametro q_0 rappresenta invece il valore base del fattore di comportamento ed è definito in Tabella 7.3.II (vedi Figura 2.24) in funzione della classe di duttilità della struttura e della tipologia costruttiva.

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Figura 2.24 - Estratto della Tab. 7.3.II da NTC18 [3]

Nel nostro caso la classe di duttilità della struttura è CD "A" (classe di duttilità alta) e la tipologia costruttiva risulta appartenere alla voce "Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste" per cui si ha:

$$q_0 = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (2.19)$$

Il rapporto α_u / α_1 è definito al capitolo § 7.4.3.2 e per strutture a telaio con più piani e più campate regolari in pianta risulta essere pari a 1,3.

In conclusione, il fattore di comportamento allo SLV risulta essere pari a:

$$q_{SLV} = q_{lim} = q_0 \cdot K_r = 4,5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \cdot K_r = 5,85 \quad (2.20)$$

- *Fattore di comportamento allo SLD*

I limiti al fattore di comportamento allo SLD sono definiti in Tabella 7.3.I (vedi Figura 2.25) del capitolo § 7.3.

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Figura 2.25 - Tab 7.3.I da NTC18 [3]

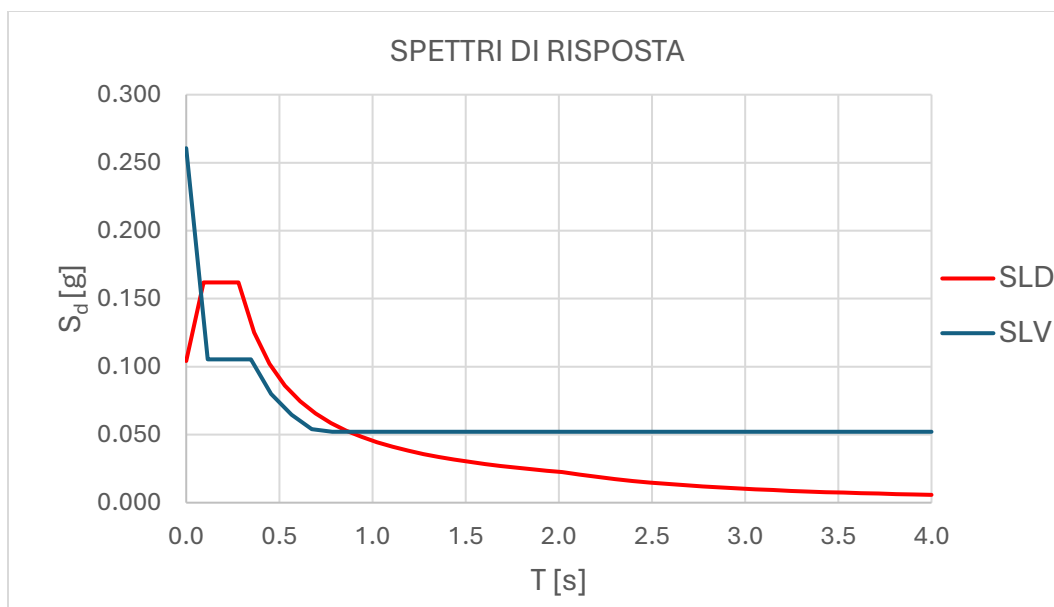
Come si può notare, viene definito il limite superiore pari a $q \leq 1,5$, pertanto viene assunto

$$q_{SLD} = 1,5 \quad (2.21)$$

Si fa notare che un fattore di comportamento basso (vicino ad 1) significa una risposta della struttura prettamente elastica. Confrontando q_{SLV} e q_{SLD} , essi risultano congruenti con il ragionamento precedente, ovvero, allo SLV una struttura è progettata per un'azione

sismica di elevata intensità, entrano quindi in gioco comportamenti dissipativi dovuti alla plasticizzazione degli elementi strutturali che nel caso dello SLD, che viene verificato per azioni sismiche inferiori, non si hanno.

Di seguito vengono riportati i due spettri di progetto inelastici in accelerazione.



Di seguito si riportano i punti che definiscono i due spettri di risposta, evidenziando i periodi caratteristici T_B , T_C e T_D calcolati come spiegato al capitolo 1.3.3.

Tabella 2.11 – Punti dello spettro SLV

T [s]	S _d [g]
0.000	0.261
T _B 0.115	0.105
T _C 0.346	0.105
0.456	0.080
0.565	0.065
0.675	0.054
0.784	0.052
0.893	0.052
1.003	0.052
1.112	0.052
1.221	0.052
1.331	0.052
1.440	0.052
1.549	0.052
1.659	0.052
1.768	0.052
1.877	0.052
1.987	0.052
2.096	0.052
2.205	0.052
2.315	0.052
2.424	0.052
2.533	0.052
T _D 2.643	0.052
2.707	0.052
2.772	0.052
2.837	0.052
2.901	0.052
2.966	0.052
3.030	0.052
3.095	0.052
3.160	0.052
3.224	0.052
3.289	0.052
3.354	0.052
3.418	0.052
3.483	0.052
3.548	0.052

Tabella 2.12 - Punti dello spettro SLD

T [s]	S _d [g]
0.000	0.104
T _B 0.094	0.162
T _C 0.281	0.162
0.364	0.125
0.446	0.102
0.529	0.086
0.612	0.074
0.694	0.066
0.777	0.059
0.860	0.053
0.942	0.048
1.025	0.044
1.108	0.041
1.190	0.038
1.273	0.036
1.355	0.034
1.438	0.032
1.521	0.030
1.603	0.028
1.686	0.027
1.769	0.026
1.851	0.025
1.934	0.024
T _D 2.017	0.023
2.111	0.021
2.206	0.019
2.300	0.017
2.394	0.016
2.489	0.015
2.583	0.014
2.678	0.013
2.772	0.012
2.867	0.011
2.961	0.010
3.056	0.010
3.150	0.009
3.244	0.009
3.339	0.008

3.612	0.052	3.433	0.008
3.677	0.052	3.528	0.007
3.741	0.052	3.622	0.007
3.806	0.052	3.717	0.007
3.871	0.052	3.811	0.006
3.935	0.052	3.906	0.006
4.000	0.052	4.000	0.006

Si può notare dal grafico degli spettri di risposta come lo spettro allo SLD è superiore dello spettro allo SLV per i periodi superiori indicativamente al periodo $T = 0,1$ s. Come si vedrà in seguito al capitolo 3.1, il periodo fondamentale del *Telaio A* risulta essere pari a $T = 0,37$ s, rientrando pienamente nella zona in cui $S_{d,SLD} > S_{d,SLV}$.

Al capitolo § 7.3.1 delle NTC18 [3] viene detto che “*Qualora la domanda in resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV*”. Nella Circolare 2019 [8] l’affermazione precedente viene chiarita indicando che “*per le strutture in classe d’uso 1 e 2, per le quali allo SLD è richiesta dalle NTC la sola verifica in termini di rigidezza (RIG), gli elementi strutturali possono plasticizzarsi anche per eventi sismici relativamente frequenti, quali quelli corrispondenti allo SLD. In questo caso se si vuole garantire l’assenza di danno strutturale allo SLD è necessario effettuare allo stesso SLD anche la verifica in termini di resistenza (RES).*” Di conseguenza le verifiche strutturali verranno effettuate allo SLD ed implicitamente risulteranno verificate per lo SLV.

2.5 Combinazione delle azioni

In riferimento al capitolo § 2.5.3 delle NTC18 [3] vengono definite le combinazioni delle azioni per le verifiche agli stati limite. Viene riportata la Tabella 2.5.I del capitolo § 2.5.2, in cui sono indicati i coefficienti di combinazione da adottare per edifici civili e industriali.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 2.26 - Tab. 2.5.I da NTC18

Nel presente caso si utilizzano i coefficienti relativi alla Categoria A – Ambienti ad uso residenziale.

2.5.1 Combinazione SLU

Al capitolo § 2.6.1 sono definite le verifiche da effettuare agli stati limite ultimi, le quali si distinguono in:

- lo stato limite di equilibrio EQU;
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione STR;
- lo stato limite di resistenza del terreno GEO.

Viene specificato che “per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 della Tabella 2.6.I” [3]. Di seguito viene riportata la Tabella 2.6.I:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 2.27 - Tab. 2.6.I da NTC18 [3]

Ai fini della verifica allo SLU viene utilizzata la “Combinazione Fondamentale” definita al capitolo § 2.5.3 delle NTC18.

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.22)$$

Vengono riportate le combinazioni di carico definite all'interno del software SAP2000 e utilizzate per giungere alla combinazione fondamentale. Si specifica quanto segue:

- Q_k Categoria A – Range Add: questa combinazione include tutti i carichi variabili agenti in condizioni d'esercizio sull'impalcato. Il Comando *Range Add* tiene conto delle possibili configurazioni di carico;
- Q_k Categoria H – Range Add: uguale alla precedente, ma in questo caso si tiene conto dei carichi in esercizio in copertura;
- Neve – Range Add: in questa combinazione viene tenuto conto del carico da neve applicato in copertura;
- Vento – Inviluppo: questa combinazione tiene conto dell'azione del vento attraverso l'inviluppo di quattro casi di carico applicati lungo le due direzioni per entrambi i versi positivo e negativo (X+, X-, Y+ ed Y-).

L'inviluppo rappresenta il caso più gravoso indipendentemente dalla direzione del carico.

Una volta definiti i vari casi di carico, vengono definite le combinazioni di carico allo SLU, applicando ai diversi carichi i coefficienti parziali di sicurezza γ_F e i coefficienti di combinazione ψ_{ij} . Si ottengono quindi quattro combinazioni dove a turno uno dei carichi variabili è considerato dominante, mentre ai restanti tre carichi, considerati concomitanti, viene applicato il corrispondente coefficiente ψ_{ij} . L'inviluppo di queste quattro combinazioni genera la combinazione SLU fondamentale dalla quale sono ricavate le sollecitazioni per le verifiche strutturali.

Le quattro combinazioni SLU sono le seguenti:

- SLU - 1 (*sfavorevole – CAT. A dominante*): mediante il comando *Linear Add* sono stati combinati linearmente tutti i casi di carico della combinazione fondamentale applicando i γ sfavorevoli e i relativi coefficienti di combinazione ψ_{ij} , considerando il carico variabile di esercizio (carico variabile dei solai interpiano) come dominante (il relativo coefficiente ψ_{ij} viene assunto unitario);
- SLU - 2 (*sfavorevole – CAT. H dominante*): analogo al caso precedente, il carico dominante è il carico variabile in copertura;
- SLU - 3 (*sfavorevole – Neve dominante*): analogo al caso precedente, il carico dominante in questo caso è la Neve;
- SLU - 4 (*sfavorevole – Vento dominante*): analogo al caso precedente, il carico dominante in questo caso è il Vento;

- *SLU - FONDAMENTALE*: la combinazione fondamentale viene ottenuta mediante l'involuppo delle combinazioni sopra elencate.

2.5.2 Combinazione SLE

Ai fini delle verifiche agli SLE vengono utilizzate la “Combinazione Caratteristica o Rara”

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + \Psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.23)$$

la “Combinazione frequente”

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{11} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.24)$$

e la “Combinazione Quasi Permanente”

$$G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.25)$$

definite anch'esse al capitolo § 2.5.3 delle NTC18.

L'approccio seguito per la definizione della Combinazione Rara e della Combinazione Frequente allo SLE su SAP2000 è lo stesso descritto per le combinazioni allo SLU. Per quanto riguarda la Combinazione Quasi Permanente nessun carico variabile viene considerato dominante e a tutti viene applicato il rispettivo coefficiente Ψ_{ij} poiché si intende rappresentare una condizione di carico di lunga durata.

2.5.3 Combinazione sismica

Sempre al capitolo § 2.5.3 delle NTC18 viene definita la “Combinazione Sismica” utilizzata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica.

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} + \Psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.26)$$

Le combinazioni sismiche agli SLV e SLD seguono il medesimo procedimento, di seguito viene descritta la definizione della combinazione sismica allo SLV su SAP2000.

Come definito al capitolo § 7.2.6 delle NTC18, in cui si dice che *“per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze, deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.”*

Vengono quindi creati quattro casi di carico sismico dominante che rappresentano l'eccentricità positiva e negativa pari al 5% nelle due direzioni in cui l'azione sismica può svilupparsi. I casi di carico risultano essere:

- SLV_{x+} (eccentricità +5%)
- SLV_{x-} (eccentricità -5%)
- SLV_{y+} (eccentricità +5%)
- SLV_{y-} (eccentricità -5%)

Su SAP2000, ad ognuno di questi quattro casi di carico è assegnato il tipo “*Response Spectrum*”, così da utilizzare lo spettro di risposta SLV (o SLD) definito precedentemente con combinazione modale CQC.

Ad ognuno dei quattro casi di carico sopra definiti sono associate 8 combinazioni sismiche, le quali derivano dall'applicazione della regola di combinazione sismica definita al capitolo § 7.3.5 delle NTC. Si afferma che all'azione sismica agente lungo una direzione principale deve essere combinata con il 30% dell'azione sismica agente nella direzione ortogonale ad essa, tenendo conto di tutte le possibili combinazioni dei segni.

Prendendo ad esempio il centro di massa nella Posizione 1, con eccentricità positiva sia in X che in Y (+5%, +5%), si ha il Set 1 di combinazioni seguente:

- Sisma prevalente lungo X:
 - 1) $+ (SLV_{x+}) + 0,3 (SLV_{y+})$
 - 2) $+ (SLV_{x+}) - 0,3 (SLV_{y+})$
 - 3) $- (SLV_{x+}) + 0,3 (SLV_{y+})$
 - 4) $- (SLV_{x+}) - 0,3 (SLV_{y+})$
- Sisma prevalente lungo Y:
 - 5) $+ 0,3 (SLV_{x+}) + (SLV_{y+})$
 - 6) $+ 0,3 (SLV_{x+}) - (SLV_{y+})$
 - 7) $- 0,3 (SLV_{x+}) + (SLV_{y+})$
 - 8) $- 0,3 (SLV_{x+}) - (SLV_{y+})$

Per le restanti tre posizioni del centro di massa, Posizione 2 (+5%, -5%) – Set 2, Posizione 3 (-5%, +5%) – Set 3 e Posizione 4 (-5%, -5%) – Set 4, si applicano le medesime combinazioni appena elencate.

Per ogni Set di azioni sismiche, oltre ai carichi sismici, sono applicati ovviamente i carichi strutturali permanenti G_1 e non permanenti G_2 , oltre che i carichi variabili Q_k ; questi ultimi presentano coefficienti di combinazione ψ_{ij} nulli per quanto riguarda i carichi in

Categoria H, Neve e Vento, mentre i carichi di Categoria A hanno un coefficiente ψ_{ij} pari a 0,3.

La combinazione sismica allo SLD viene eseguita in maniera analoga.

3 Progettazione della struttura

La progettazione delle sezioni degli elementi strutturali è stata svolta seguendo le indicazioni delle NTC18 [3] dopo aver svolto le analisi numeriche mediante il software SAP2000. Quanto è stato descritto nel capitolo precedente riguardo alle dimensioni geometriche del telaio, alle caratteristiche dei materiali, alle azioni agenti e alle combinazioni di carico è stato riportato all'interno del software di analisi strutturale SAP2000, mediante il quale sono state svolte l'analisi statica lineare e l'analisi modale, così da ricavare le sollecitazioni agenti sulla struttura, fondamentali per la progettazione delle sezioni.

Di seguito viene mostrato il 3D del *Telaio A* ed il telaio piano oggetto di analisi.

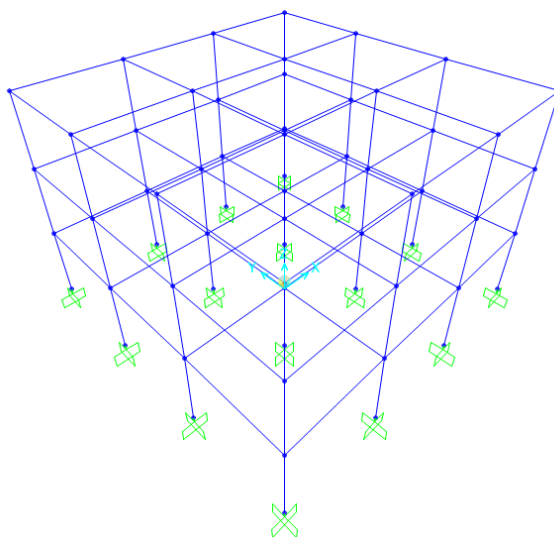


Figura 3.1 - Telaio A modellato in 3D su SAP2000

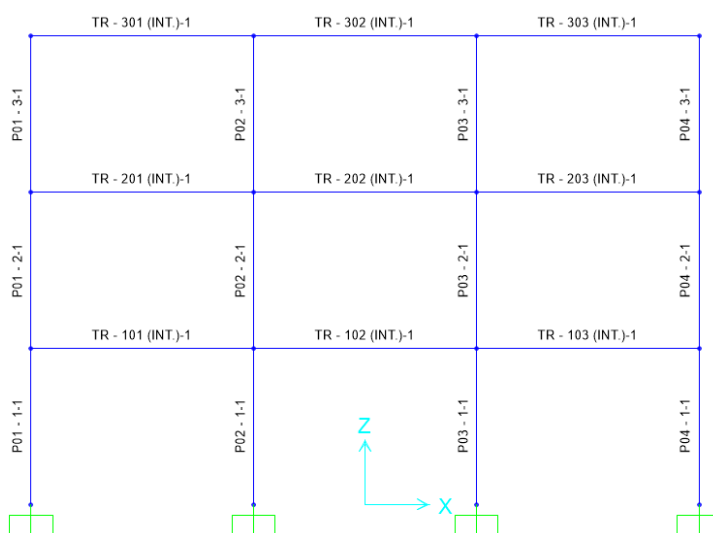


Figura 3.2 - Telaio piano 2D da SAP2000 sul quale verranno effettuate le analisi di affidabilità

3.1 Analisi statica lineare e analisi modale con SAP2000

Le analisi svolte utilizzando il software SAP2000 sono due, la prima è l'analisi dinamica lineare, detta anche modale, la seconda è l'analisi statica lineare.

L'analisi statica lineare viene condotta applicando le combinazioni di carico allo SLU e agli SLE, oltre che le combinazioni sismiche allo SLV e SLD, in funzione delle quali verranno eseguite le verifiche previste in fase di progettazione.

L'analisi modale, discussa al capitolo § 7.3.3.1 delle NTC18 [3], serve a definire l'azione sismica ai due stati limite SLV e SLD. Si tratta di un'analisi dinamica lineare ed è svolta per ottenere i modi di vibrare della struttura, ad ognuno dei quali è associato un periodo naturale di vibrazione T_n . In funzione dei periodi naturali T_n , attraverso gli spettri di risposta di progetto, viene determinata la massima accelerazione spettrale. Successivamente, vengono calcolati gli effetti dinamici relativi all'n-esimo modo di vibrare $E_n^{\max}$ in termini di sollecitazioni e spostamenti. Gli effetti dinamici si verificano in istanti diversi nell'arco della storia temporale della risposta della struttura al sisma, per questo motivo non vanno sommati, poiché si giungerebbe ad una sovrastima degli effetti globali $E_{\max}$; questi vanno combinati in modo da stimare il valore più probabile di $E_{\max}$, utilizzando la *Combinazione Euclidea* (SRSS) o, come suggerito da NTC18, la *Combinazione Quadratica Completa* (CQC).

Il primo passo nell'esecuzione dell'analisi modale è quello di realizzare il modello della struttura a più gradi di libertà MDOF. Ad ogni nodo del telaio sono associate le masse nodali e sei gradi di libertà: tre traslazionali e tre rotazionali.

Le masse nodali tengono conto della combinazione sismica definita precedentemente:

$$G_1 + G_2 + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{kj} \quad (3.1)$$

in cui sono considerati i carichi permanenti strutturali (G_1) e non strutturali (G_2) con coefficiente di combinazione unitario, mentre i carichi variabili di Categoria A hanno coefficiente di combinazione ψ_{2j} pari a 0,3. Gli altri carichi variabili (Categoria H, Neve e Vento) hanno coefficiente di combinazione ψ_{ij} nullo, pertanto non compaiono nella combinazione.

L'analisi si svolge risolvendo prima il problema agli autovalori, da cui si ottengono le frequenze angolari ω_n e quindi i periodi naturali T_n , e successivamente il problema agli autovettori, da cui si ottengono le forme modali.

Ad ogni forma modale è associata una massa partecipante M^* che corrisponde alla massa eccitata al relativo modo di vibrare. Per ogni modo di vibrare ottenuto, la struttura MDOF

è ricondotta ad un oscillatore semplice SDOF, equivalente ad un sistema ad un grado di libertà con lo stesso periodo naturale T_n e la stessa massa M^* della struttura MDOF di partenza.

I modi di vibrare della struttura possono essere di numero elevato, il che significherebbe avere un onere computazionale eccessivo. Inoltre, non tutti i modi di vibrare sono fondamentali al fine di determinare effetti sulla struttura soggetta al sisma, poiché, degli n modi di vibrare, quelli caratterizzati dalle frequenze ω_n più elevate hanno un contributo trascurabile. Come definito al § 7.3.3.1 [3], *“devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%”*.

Una volta definiti i periodi naturali di vibrazione T_n , entrando nello spettro di risposta si ottengono le corrispondenti accelerazioni spettrali che, moltiplicate per le masse nodali, generano le forze statiche equivalenti f_s per ogni nodo della struttura. Le forze statiche equivalenti vengono applicate ai corrispondenti nodi della struttura fornendo una risposta equivalente all'azione dinamica del sisma in termini di spostamento. Esse vengono applicate per ogni modo di vibrare alla struttura MDOF, generando gli effetti massimi $E_n^{\max}$. Mediante la combinazione CQC nominata precedentemente, gli effetti $E_n^{\max}$ vengono combinati così da ottenere $E_{\max}$ secondo la seguente espressione:

$$E_{\max} = \sqrt{\sum_{n=1}^M \sum_{m=1}^M \cdot \rho_{nm} \cdot E_n^{\max} \cdot E_m^{\max}} \quad (3.2)$$

con M pari al numero totale dei modi di vibrare.

Al termine dell'analisi modale vengono generati i quattro casi di carico definiti nel precedente capitolo (SLVx+, SLVx-, SLVy+, SLVy- e SLDx+, SLDx-, SLDy+, SLDy-) e che definiscono l'azione sismica, da cui si ottengono i valori di spostamento, taglio, sforzo normale e momento, mediante analisi statica lineare, con cui vengono verificate le sezioni della struttura.

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi modale condotta su SAP2000 per il *Telaio A*:

Tabella 3.1 - Periodi e frequenze naturali derivati dall'analisi modale

Periodi e frequenze naturali				
Modo	T_n	f_n	ω_n	Autovalori
[-]	[s]	[1/s]	[rad/s]	[rad ² /s ²]
1	0.379	2.638	16.577	274.802
2	0.379	2.638	16.577	274.802
3	0.338	2.960	18.597	345.837
4	0.120	8.357	52.507	2756.973
5	0.120	8.357	52.507	2756.973
6	0.108	9.300	58.432	3414.252
7	0.071	14.166	89.005	7921.839
8	0.071	14.166	89.005	7921.839
9	0.065	15.468	97.186	9445.135
10	0.043	23.344	146.674	21513.396
11	0.042	24.019	150.918	22776.326
12	0.042	24.019	150.918	22776.326

Tabella 3.2 - Masse partecipanti derivate dall'analisi modale su SAP2000

Masse partecipanti													
Modo	T_n	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
[-]	Sec	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1	0.379	0.67	85.99	0.00	0.67	85.99	0.00	3.81	0.03	0.00	3.81	0.03	0.00
2	0.379	85.99	0.67	0.00	86.66	86.66	0.00	0.03	3.81	0.00	3.84	3.84	0.00
3	0.338	0.00	0.00	0.00	86.66	86.66	0.00	0.00	0.00	87.11	3.84	3.84	87.11
4	0.120	4.21	6.51	0.00	90.87	93.17	0.00	10.89	7.03	0.00	14.73	10.87	87.11
5	0.120	6.51	4.21	0.00	97.38	97.38	0.00	7.03	10.89	0.00	21.77	21.77	87.11
6	0.108	0.00	0.00	0.00	97.38	97.38	0.00	0.00	0.00	10.41	21.77	21.77	97.52
7	0.071	1.19	1.44	0.00	98.56	98.81	0.00	0.64	0.53	0.00	22.41	22.30	97.52
8	0.071	1.44	1.19	0.00	100.00	100.00	0.00	0.53	0.64	0.00	22.94	22.94	97.52
9	0.065	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	0.00	0.00	0.00	2.48	22.94	22.94	100.00
10	0.043	0.00	0.00	38.49	100.00	100.00	38.49	0.00	0.00	0.00	22.94	22.94	100.00
11	0.042	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	38.49	0.01	9.40	0.00	22.95	32.34	100.00
12	0.042	0.00	0.00	0.00	100.00	100.00	38.49	9.40	0.01	0.00	32.35	32.35	100.00

Nelle tabelle sono evidenziati il periodo fondamentale della struttura T_1 (blu) e le masse partecipanti (verde): si noti come si raggiunge l'85% di massa partecipante in direzione X ed Y con i primi due modi di vibrare, i quali presentano ovviamente un periodo identico dato dalla simmetria della struttura, mentre la direzione Z partecipa solo con la

componente rotazionale perché non è stato considerato lo spettro di risposta in accelerazione verticale come prescritto da NTC18.

Si noti come i primi due modi di vibrare sono praticamente solo traslazionali nelle due direzioni X ed Y, mentre il terzo modo di vibrare è puramente rotazionale in Z. Questi comportamenti sono coerenti con i vincoli a diaframmi impiegati ai solai, i quali impongono un comportamento rigido nel piano del solaio e consentendo solo traslazioni in x ed y e rotazioni attorno all'asse z.

Il periodo fondamentale della struttura, associato al primo modo di vibrare, è pari a:

$$T_1 = 0,378 \text{ s} \quad (3.3)$$

Un primo controllo empirico sul valore del periodo fondamentale ottenuto può essere svolto verificando la coerenza del risultato numerico con la seguente formula, valida per strutture intelaiate:

$$T_{1 \text{ (empirico)}} \cong \frac{n_{\text{piani}}}{10} \quad (3.4)$$

da cui risulta, per il *Telaio A* caratterizzato da 3 piani fuori terra, un valore di $T_{1 \text{ (empirico)}}$ pari a 0,30 s.

Un'ulteriore verifica empirica può essere condotta confrontando il periodo fondamentale T_1 ottenuto dall'analisi modale, con il periodo $T_{1 \text{ (NTC2008)}}$, in accordo con quanto prescritto al capitolo § 7.3.3.2 delle NTC 2008 per costruzioni civili o industriali inferiori ai 40 metri di altezza.

$$T_{1 \text{ (NTC 2008)}} = C_1 \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,437 \text{ s} \quad (3.5)$$

In cui H rappresenta l'altezza dell'edificio, pari a 10,5 metri, e C_1 è un coefficiente assunto pari a 0,075 per edifici a telaio in calcestruzzo.

3.2 Progettazione delle sezioni

A seguito delle analisi numeriche condotte mediante il software SAP2000, sono state ricavate le sollecitazioni agenti sulle sezioni significative della struttura. Nello specifico, per ciascun elemento strutturale sono state investigate tre sezioni critiche: le due sezioni di estremità e la sezione di mezzzeria. Sulla base delle sollecitazioni così determinate, si è proceduto al dimensionamento e alla verifica delle armature longitudinali e trasversali di travi e pilastri, in conformità con quanto prescritto nelle NTC18.

La progettazione in zona sismica non verrà discussa nel dettaglio non essendo l'argomento principale della presente tesi, ma verranno comunque esposti i passaggi seguiti così da rendere più chiaro il percorso fatto.

Considerata la sismicità medio-alta del sito di costruzione, si è scelto di progettare la struttura in Classe di Duttilità Alta (CD "A") secondo i principi della gerarchia delle resistenze (*capacity design*) come riportati dalle NTC18 [3].

L'obiettivo della gerarchia delle resistenze è quello di preferire i collassi duttili a quelli fragili, in modo da garantire una maggiore capacità deformativa degli elementi strutturali e, di conseguenza, garantire una maggior dissipazione di energia da parte degli stessi prima di raggiungere il collasso. L'ordine di dimensionamento per la progettazione secondo gerarchia delle resistenze prevede i seguenti passaggi:

- 1) verifica flessionale delle travi;
- 2) verifica a taglio delle travi;
- 3) verifica flessionale dei pilastri;
- 4) verifica a taglio dei pilastri;
- 5) verifica a taglio dei nodi.

L'ordine non è casuale ma segue le preferenze di collasso degli elementi strutturali. L'elemento più debole è considerato la trave e si preferisce un suo collasso a flessione e successivamente a taglio. Dopo la trave, l'elemento debole risulta il pilastro, anche in questo caso con un collasso prima flessionale e poi a taglio. Infine, l'ultimo elemento che può collassare deve essere il nodo.

I fattori di sovraresistenza adottati variano in funzione della classe di duttilità della struttura, secondo quanto riportato al capitolo § 7.2.2 delle NTC18 nella Tabella 7.2.I di seguito riportata:

Tab. 7.2.I - Fattori di sovraresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Ra}	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-

Figura 3.3 - Tab. 7.2.I da NTC18 [3]

a) Travi

La progettazione delle travi è stata eseguita secondo le prescrizioni del capitolo § 7.4.4.1 delle NTC18.

Innanzitutto, viene definita la capacità resistente a flessione delle sezioni M_{Rd} e viene verificato che sia superiore alla domanda agente M_{Ed} ottenuta dall'analisi statica lineare.

$$M_{Rd} \geq M_{Ed} \quad (3.6)$$

La domanda a taglio, come si può notare nella seguente espressione, viene successivamente calcolata a partire dalla capacità resistente della trave, amplificata del coefficiente di sovrarestistenza γ_{Rd} opportuno, in modo da garantire una maggior resistenza a taglio della sezione e quindi ottenere un comportamento duttile.

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{r1} + M_{r2}}{l_{trave}} + G_k \cdot \frac{l_{trave}}{2} \quad (3.7)$$

La trave viene ipotizzata incernierata agli estremi, i momenti considerati sono quelli relativi alle sezioni critiche dell'elemento, ovvero le sezioni di estremità, mentre i carichi G_k considerati sono i carichi gravitazionali secondo la combinazione più gravosa.

La procedura va eseguita per tutte le direzioni e i versi di provenienza del sisma, data la sua natura aleatoria.

b) Pilastri

La progettazione dei pilastri è stata condotta secondo quanto riportato al capitolo § 7.4.4.2 delle NTC18.

Analogamente a quanto fatto prima, viene definita la capacità resistente a flessione dei pilastri a partire dalla capacità resistente a flessione delle travi, amplificata del rispettivo coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} .

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd} \quad (3.8)$$

Il termine a sinistra della disuguaglianza rappresenta la somma dei momenti resistenti dei pilastri convergenti al nodo, il termine a destra rappresenta la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti allo stesso nodo, amplificata del fattore di sovraresistenza.

Di seguito un'illustrazione delle convenzioni adottate, tratte dalle NTC18.

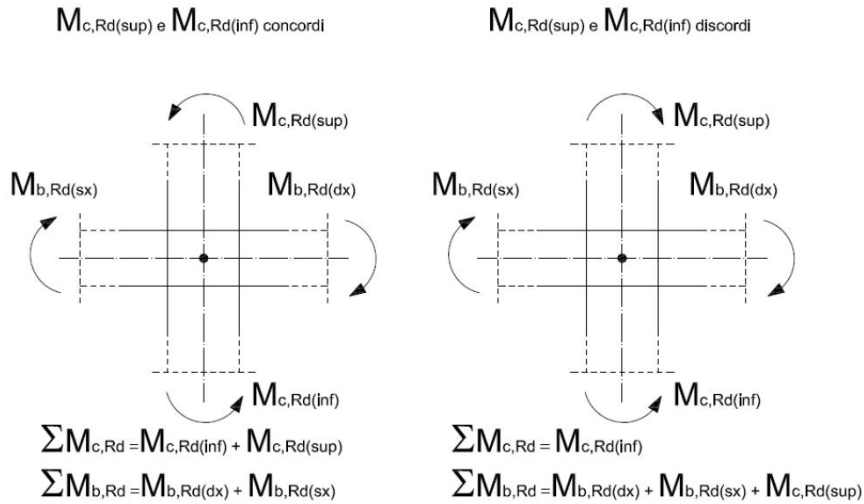


Figura 3.4 - Progettazione in capacità dei pilastri da NTC18 [3]

Di nuovo, viene calcolata la domanda a taglio del pilastro V_{Ed} a partire dalla sua resistenza a flessione, imponendo l'equilibrio con i momenti delle sezioni di estremità del pilastro $M_{i,d}^s$ e $M_{i,d}^i$ amplificati dal fattore di sovrarresistenza opportuno γ_{Rd} secondo l'espressione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{i,d}^s + M_{i,d}^i}{l_{pilastro}} \quad (3.9)$$

c) Nodi

La progettazione dei nodi è stata condotta secondo quanto prescritto al capitolo § 7.4.4.3 delle NTC18.

La domanda di taglio nei nodi differisce a seconda se il nodo risulta essere interno o esterno. Di seguito, rispettivamente per nodi interni e nodi esterni, le espressioni riportate dalle NTC18:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \quad (3.10)$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_c \quad (3.11)$$

La differenza fondamentale tra le due formulazioni risiede nel fatto che i nodi interni risentono del contributo combinato delle armature superiori di entrambe le travi concorrenti al nodo stesso; viceversa, nei nodi esterni, caratterizzati dalla convergenza di un unico elemento inflesso, l'azione è indotta esclusivamente da quest'ultima trave. Per quanto riguarda il taglio agente V_c , esso corrisponde al taglio agente al pilastro che si trova al di sopra del nodo per i nodi che non si trovano in copertura.

3.3 Rappresentazione delle sezioni e disposizione delle armature

Di seguito vengono riportate le sezioni delle zone dissipative di travi e pilastri, con le rispettive disposizioni di armatura.

- Travi

Sono state adottate barre longitudinali dal diametro di 20 mm e staffe dal diametro di 8 mm con passo di 110 mm. Fuori calcolo vengono aggiunti due ferri reggistaffa di diametro 14 mm per i due lati verticali.

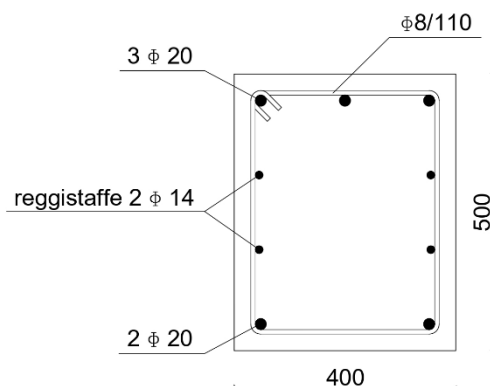


Figura 3.5 – Sezione delle travi in zona dissipativa

- Pilastri

Sono adottate barre longitudinali dal diametro di 20 mm e staffe dal diametro di 8 mm con passo di 100 mm.

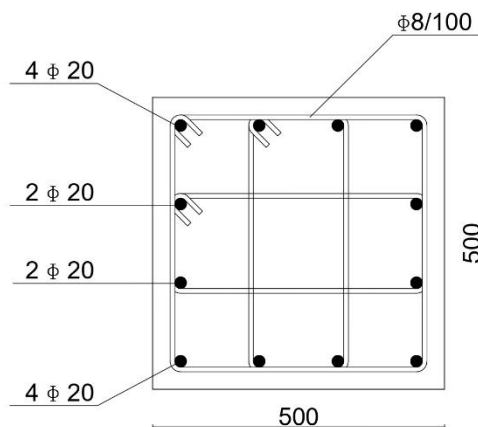


Figura 3.6 - Sezione dei pilastri in zona dissipativa

- *Nodi*

I nodi hanno larghezza pari a quella dei pilastri, ovvero 50 cm, e altezza pari a quella della trave primaria, ovvero 50 cm. Le staffe all'interno dei nodi hanno diametro 8 mm e passo 55 mm.

3.4 Casi studio oggetto di analisi

L'obiettivo del presente elaborato di tesi è valutare l'influenza dei fattori di sovraresistenza (γ_{Rd}) sull'affidabilità sismica di telai in calcestruzzo armato. A tale scopo, a partire dal telaio di riferimento chiamato *Telaio A*, progettato secondo i criteri illustrati nei precedenti capitoli, sono stati ricavati tre diversi telai andando a modificare, in fase di progetto, i coefficienti di sovraresistenza relativi alla verifica a taglio delle travi ($\gamma_{Rd,travi}$) e dei nodi ($\gamma_{Rd,nodi}$). Nello specifico, i valori di tali fattori sono stati incrementati rispettivamente a $\gamma_{Rd,travi}^* = 1,4$ e $\gamma_{Rd,nodi}^* = 1,3$.

Le combinazioni di queste variazioni hanno permesso di ottenere tre nuovi telai con le stesse dimensioni del telaio di partenza (*Telaio A*), ma con variazione nel passo delle staffe. I telai ottenuti sono:

- *Telaio A1*: ottenuto dalla combinazione di $\gamma_{Rd,travi}^* = 1,4$ e $\gamma_{Rd,nodi} = 1,2$;
- *Telaio A2*: ottenuto dalla combinazione di $\gamma_{Rd,travi} = 1,2$ e $\gamma_{Rd,nodi}^* = 1,3$;
- *Telaio A3*: ottenuto dalla combinazione di $\gamma_{Rd,travi}^* = 1,4$ e $\gamma_{Rd,nodi}^* = 1,3$.

La quantificazione dei fattori di sovraresistenza incrementati (γ_{Rd}^*) è stata definita sulla base delle sezioni del *Telaio A*, già progettate mediante i fattori di sovraresistenza standard definiti in Figura 3.3. Il coefficiente è stato progressivamente aumentato con un passo di 0,05 fino ad individuare il valore minimo utile a indurre una condizione di non rispetto della verifica nella sezione.

Successivamente, si è proceduto alla riprogettazione e al conseguente adeguamento dell'armatura trasversale all'interno degli elementi, al fine di soddisfare nuovamente i requisiti minimi richiesti con i nuovi coefficienti γ_{Rd}^* .

Per quanto riguarda i fattori di sovraresistenza relativi alla flessione e al taglio nei pilastri, si è scelto di mantenerli invariati. Una loro eventuale maggiorazione avrebbe richiesto coefficienti eccessivamente elevati per indurre la sezione a risultare non verificata; pertanto, si sarebbe svolta una progettazione irrealistica delle sezioni degli elementi verticali, andando a snaturare l'obiettivo iniziale della tesi.

Di seguito una tabella riassuntiva dei telai ottenuti dai relativi γ_{Rd} utilizzati e le modifiche apportate.

Tabella 3.3 - Telai oggetto di analisi

Telaio	$\gamma_{Rd,travi}$	$\gamma_{Rd,pilastri}$	$\gamma_{Rd,nodi}$	$\Phi_{staffe,travi}$	S_{travi}	$\Phi_{staffe,nodi}$	S_{nodi}
[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
A	1,2	1,3	1,2	8	110	8	55
A1	1,4	1,3	1,2	8	100	8	55
A2	1,2	1,3	1,3	8	110	8	50
A3	1,4	1,3	1,3	8	100	8	50

4 Analisi dinamica non lineare con OPENSEES

All'interno del seguente capitolo è illustrata la modalità di esecuzione dell'analisi dinamica non lineare, effettuata sui telai 2D oggetto di studio appartenenti al *Telaio A* e al *Telaio A1*, mediante il software OpenSees e la sua interfaccia grafica STKO.

Le analisi sono state limitate a queste due sole configurazioni strutturali poiché la modellazione degli elementi finiti in OpenSees prevede l'impiego di elementi monodimensionali per travi e pilastri, senza l'introduzione di elementi quali i nodi trave-pilastro. Di conseguenza, l'unica variazione geometrico-meccanica recepita dal modello globale riguarda la riduzione del passo all'interno delle travi.

La risposta strutturale dei nodi, per i casi in cui si è adottato il coefficiente amplificato $\gamma_{Rd,nodi}^*$, è stata valutata esclusivamente in una fase successiva, mediante le verifiche strutturali implementate in ambiente MATLAB.

Di seguito, vengono illustrate le scelte metodologiche sulla base della modellazione della struttura, approfondendo la caratterizzazione dei materiali e delle geometrie attraverso le incertezze aleatorie. Sarà descritta l'applicazione dei vincoli e dei carichi e, infine, le modalità di esecuzione delle analisi.

Innanzitutto, è importante definire di cosa si tratta un'analisi dinamica non lineare. Al capitolo § 7.3.4.1 delle NTC18 [3] viene detto che *“l'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno”*. Si tratta di una metodologia di calcolo avanzata che simula la risposta della struttura alle azioni sismiche tenendo in considerazione le non linearità geometriche e dei materiali.

L'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari richiede la definizione di una *time-history*, ossia della storia temporale del moto sismico, descritta istante per istante generalmente in forma di accelerogramma. Attraverso l'applicazione di tale input sismico (che può derivare da registrazioni di eventi reali o essere generato artificialmente) viene simulato il comportamento della struttura per l'intera durata dell'evento registrato. Questo approccio consente di monitorare l'evoluzione temporale della risposta strutturale, così da valutare accuratamente lo stato di sollecitazione e deformazione all'interno delle sezioni del telaio.

Come accennato poco fa, le analisi sono state condotte mediante l'utilizzo di OpenSees (Opens System for Earthquake Engineering Simulation), un software open-source

sviluppato presso l'Università della California di Berkeley a partire dal 1997. Concepito originariamente come un motore di calcolo puro e strutturato a oggetti in linguaggio C++, il framework si distingue per l'assenza di un'interfaccia grafica nativa. Il codice che gestisce la singola analisi viene infatti programmato ed eseguito attraverso script scritti in linguaggio Tcl, tramite il quale l'utente definisce la geometria del modello, le proprietà dei materiali, i vincoli e tutti i parametri che definiscono l'analisi che si intende eseguire. Questa caratteristica lo rende estremamente flessibile e modificabile a piacimento sia dagli sviluppatori che dagli utilizzatori, i quali possono estendere e personalizzare la libreria di calcolo. Grazie alla sua architettura informatica avanzata, il codice consente di eseguire simulazioni complesse sia in serie che in parallelo, sfruttando sistemi di calcolo ad alte prestazioni. OpenSees trova la sua applicazione prevalente nell'ambito dell'ingegneria sismica e geotecnica, dove rappresenta lo standard internazionale per la modellazione avanzata e la simulazione degli effetti dell'azione sismica su modelli numerici non lineari di strutture e terreni.

Non avendo interfaccia grafica OpenSees, potrebbe risultare non semplice su sistemi complessi gestire e inserire la mole di dati e informazioni richiesti per un'analisi all'interno di sole righe di codice, causa di banali errori di sintassi. Pertanto, STKO (Scientific ToolKit for OpenSees) sopperisce a questo problema. Si tratta di uno strumento sviluppato in Italia che fornisce aiuto per quanto riguarda la fase di pre-processing e post-processing avanzato a elementi finiti. Nella fase di pre-processing l'applicativo fornisce un ambiente CAD tridimensionale che automatizza la discretizzazione delle mesh, la definizione delle sezioni a fibre e l'assegnazione di vincoli e carichi, traducendo visivamente l'intero modello in script Tcl. In fase di post-processing, a seguito delle analisi eseguite da OpenSees, STKO permette l'interpretazione immediata dei risultati ottenuti mediante rappresentazione grafica di stati deformativi e tensionali, mappe di danni, configurazioni deformate e così via.

4.1 Modellazione del telaio oggetto di studio

Il telaio 2D oggetto di studio è stato modellato mediante STKO per i motivi precedentemente esposti. Si è proceduto definendo le coordinate dei nodi del telaio e collegando i nodi con delle linee che rappresentano gli elementi strutturali. È di fondamentale importanza rispettare l'orientamento degli assi locali degli elementi, i quali devono infatti avere tutti la stessa direzione e lo stesso verso, se no si incorre in errori nella simulazione del comportamento strutturale del sistema.

Nell'immagine seguente si può osservare il telaio piano e gli assi locali degli elementi che risultano essere correttamente orientati.

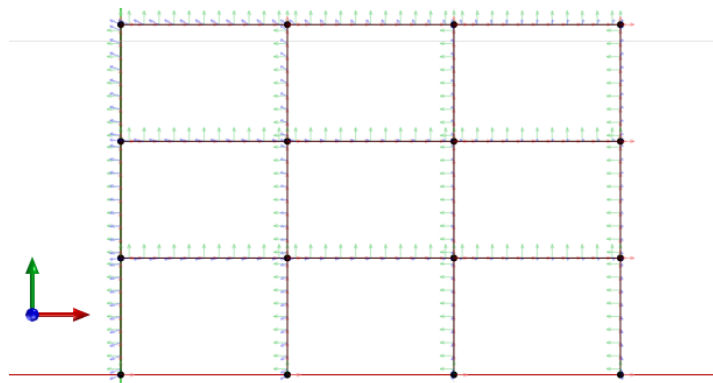


Figura 4.1 - Telaio 2D modellato su STKO

Per i pilastri si ha un orientamento dal basso verso l'alto per l'asse x (asse rosso), da destra verso sinistra per l'asse y (asse verde) e dall'interno verso l'esterno per l'asse z (asse blu). Per le travi si ha invece l'asse x (asse rosso) orientato da sinistra verso destra, l'asse y (asse verde) dal basso verso l'alto e l'asse z (asse blu) come per i pilastri dall'interno verso l'esterno.

È fondamentale in questa fase connettere gli elementi mediante il comando *Make Wire*, il quale unisce gli elementi che si congiungono ai nodi creando un unico elemento geometrico. Senza questo passaggio il telaio risulterebbe labile e l'analisi non potrebbe svolgersi.

4.2 Materiali e legami costitutivi utilizzati

In questo capitolo viene descritto come è avvenuto il campionamento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, così da rendere chiaro come è stata gestita l'aleatorietà delle grandezze fisiche dei materiali come è stato descritto nei precedenti capitoli, e successivamente vengono descritti i legami costitutivi utilizzati nelle analisi per il calcestruzzo e l'acciaio d'armatura.

4.2.1 Latin Hypercube Sampling (LHS)

La tecnica di campionamento adottata è chiamata Latin Hypercube Sampling (LHS). Si tratta di una tecnica di campionamento stratificato introdotta come alternativa al classico campionamento Monte Carlo (Simple Random Sampling, SRS).

L'idea di base di questa tecnica consiste nel suddividere il dominio di ciascuna variabile in n intervalli equiprobabili e nel selezionare esattamente un campione per ogni intervallo, garantendo così una copertura uniforme dell'intero spazio di variazione di ciascun

parametro. A differenza del SRS, che può generare addensamenti locali e lasciare ampie regioni del dominio inesplorate, l'LHA assicura che le proiezioni monodimensionali del piano sperimentale siano accuratamente rappresentate, risultando più efficiente e accurato nella propagazione dell'incertezza e nell'analisi sensitiva. Come discusso in Petelet et. Al (2010) [15], il metodo è particolarmente indicato per studi che richiedono modelli numerici onerosi dal punto di vista computazionale, in cui il numero di simulazioni è necessariamente limitato e la scelta del piano del campionamento diventa quindi un aspetto critico.

Nel presente elaborato di tesi sono state campionate cinque grandezze rappresentative delle proprietà meccaniche dei materiali:

- f_c Resistenza a compressione del calcestruzzo;
- f_y Resistenza a snervamento dell'acciaio;
- f_u *Resistenza ultima dell'acciaio;*
- ε_u *Deformazione ultima dell'acciaio;*
- E_s *Module elastico dell'acciaio.*

Come spiegato nell'articolo sopra citato, il risultato del processo è una matrice $X^n = (x_j^{(i)})_{i=1,...,n; j=1,...,p}$ dove n è il numero di campioni e p il numero di variabili. Nel caso in esame si è assunto $n = 30$ e $p = 5$, producendo 30 combinazioni di parametri materiali da impiegare nelle analisi dinamiche non lineari.

Dal punto di vista operativo, per ciascuna variabile si dispone di una PDF e della corrispondente CDF. L'intervallo [0,1] della CDF viene suddiviso in $n = 30$ sottointervalli disgiunti ed equiprobabili; da ciascuno di essi viene estratto casualmente un unico valore di probabilità che viene poi ricondotto al corrispondente valore fisico della variabile tramite inversione della CDF. Una volta ottenuti i 30 valori per ciascuna delle 5 variabili, essi vengono combinati casualmente tra loro per formare la matrice LHS finale di dimensioni $p \times n$, in cui ogni colonna rappresenta una simulazione. La scelta di una distribuzione lognormale per tutte le variabili, con i valori medi e i coefficienti di variazione CoV riportanti in Tabella 4.1, garantisce che i campioni generati siano fisicamente ammissibili e coerenti con i dati sperimentali disponibili in letteratura.

Tabella 4.1 - Valori medi e Cov delle variabili aleatorie

Variabile	Distribuzione	Valore medio [Mpa]	Cov [-]
f_c	Log-normale	32.90	0.15
f_y	Log-normale	488.70	0.05
f_u	Log-normale	562.00	0.05
ε_u	Log-normale	0.09	0.09
E_s	Log-normale	210000	0.03

La struttura delle dipendenze statistiche tra le variabili è descritta dalla matrice di correlazione R_0 , matrice quadrata e simmetrica di dimensione $p \times n$ i cui indici di correlazione r_{ij} , che variano tra -1 ed 1, esprimono il grado di correlazione lineare tra la coppia di variabili i e j . Un valore di $r_{ij} = 0$ indica indipendenza statistica, valori positiva indicano variazione concorde, valori negativi variazione discorde. A partire da R_0 e dalle varianze di ciascuna variabile viene ricavata la matrice di covarianza C_0 , i cui termini diagonali corrispondono alle varianze delle singole grandezze e i termini fuori dalla diagonale alle covarianze. I valori adottati sono riportati in Tabella 4.2 e Tabella 4.3.

Tabella 4.2 - Matrice di correlazione R_0

	f_c	f_y	f_u	ε_u	E_s
f_c	1	0	0	0	0
f_y	0	1	0.85	-0.5	0
f_u	0	0.85	1	-0.55	0
ε_u	0	-0.5	-0.55	1	0
E_s	0	0	0	0	1

Tabella 4.3 - Matrice di covarianza C_0

	f_c	f_y	f_u	ε_u	E_s
f_c	0.0223	0	0	0	0
f_y	0	0.0025	0.0021	-0.0022	0
f_u	0	0.0021	0.0025	-0.55	0
ε_u	0	-0.0022	-0.0025	0.0081	0
E_s	0	0	0	0	8.9960e-04

Noti i termini descritti è possibile, mediante il software MATLAB, applicare la tecnica LHS attraverso la funzione $LHS = lhsnorm(mean, Co, N)$, dove N è la dimensione del campione pari a 30.

4.2.2 Modello per il calcestruzzo – ‘Concrete02’

Il comportamento del calcestruzzo, sia per quanto riguarda il legame costitutivo non confinato che il legame costitutivo confinato, è stato simulato adottando il modello *Concrete02*. A differenza del modello *Concrete01*, il *Concrete02* consente di descrivere il comportamento a trazione del calcestruzzo e, inoltre, simula meglio i cicli di carico-scarico che subisce il materiale durante l’evento sismico.

Il comando Tcl utilizzato è il seguente:

```
uniaxialMaterial Concrete02 $matTag $fpc $epsc0 $fpcu $epsU $lambda $ft $Ets
```

Di seguito la descrizione dei parametri:

- \$matTag: identifica univocamente il materiale;
- \$fpc: massima resistenza a compressione;
- \$epsc0: deformazione al picco, associata alla massima resistenza a compressione;
- \$fpcu; resistenza residua a compressione;
- \$epsU: deformazione ultima a compressione, associata alla resistenza residua a compressione;
- \$lambda: rapporto tra la pendenza di scarico a \$epsU e la pendenza iniziale;
- \$ft: resistenza a trazione al picco;
- \$Ets: rigidezza del ramo discendente in trazione (post-picco).

Viene riportato il grafico del modello *Concrete02* in cui viene rappresentata la curva sforzo deformazione sia a trazione che a compressione. Si specifica che all’interno del software OpenSees, è convenzionalmente accettato inserire positivi i parametri corrispondenti a trazione e negativi quelli corrispondenti a compressione.

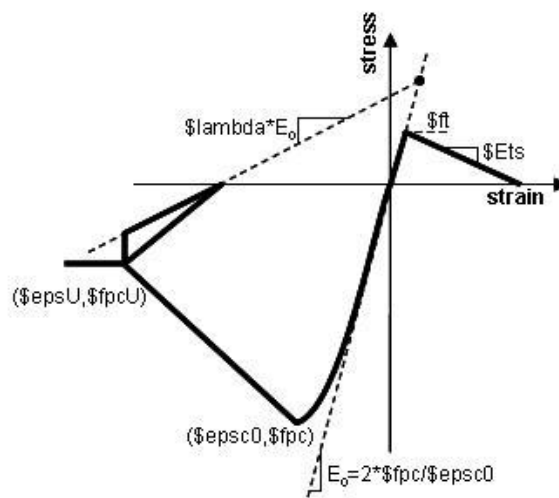


Figura 4.2 - Curva sforzo - deformazione del modello Concrete02 [16]

4.2.3 Calcestruzzo non confinato

Il legame costitutivo del calcestruzzo non confinato utilizza il modello *Concrete02* appena presentato ed è stato assegnato alle fibre del copriferro nelle sezioni di travi e pilastri. Il copriferro, infatti, non essendo confinato all'interno delle staffe non subisce variazioni nel suo comportamento.

In riferimento ai parametri del modello *Concrete02*, vengono di seguito presentate le formulazioni utilizzate per la loro definizione.

La resistenza di picco del calcestruzzo non confinato è rappresentata dal valore campionato di f_c , da essa dipendono tutti gli altri parametri con cui viene realizzata la curva sforzo – deformazione.

La deformazione al picco in compressione è pari a:

$$\varepsilon_{c0} = 0.7 \cdot f_c^{0.31} \quad (4.1)$$

Il modulo elastico iniziale, corrispondente al tratto elastico del calcestruzzo, è pari a:

$$E_0 = 2 \cdot \frac{f_{pc}}{\varepsilon_{c0}} \quad (4.2)$$

La resistenza ultima a compressione è assunta pari a:

$$f_{pcu} = 0.2 \cdot f_{pc} \quad (4.3)$$

La deformazione ultima a compressione, come definito nella Tabella 3.1 dell'Eurocodice02 [14], è pari a:

$$\varepsilon_u = 0,0035 \quad (4.4)$$

Si precisa che la Classe di Resistenza del calcestruzzo campionato è pari a C25/30 nonostante i valori di f_c superino notevolmente il valore di 14,17 N/mm², questo perché i valori campionati sono valori medi e non di progetto.

Il coefficiente λ è assunto pari a:

$$\lambda = 0,3 \quad (4.5)$$

La resistenza a trazione del calcestruzzo è calcolata come:

$$f_t = 0.3 \cdot \left(\frac{f_{pc}}{8} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (4.6)$$

Mentre la pendenza del tratto discendente a trazione vale:

$$E_{ts} = 0.1 \cdot E_0 \quad (4.7)$$

L'ultima equazione deriva dai seguenti passaggi:

$$\varepsilon_{u1} = 10 \cdot \varepsilon_1 \quad (4.8)$$

In cui ε_1 rappresenta la deformazione corrispondente al raggiungimento della massima resistenza a trazione f_t . Successivamente, viene ipotizzato che la deformazione ultima a trazione ε_{u1} sia pari a dieci volte la deformazione al picco.

Inoltre:

$$\varepsilon_1 = \frac{f_t}{E_0} \quad (4.9)$$

Da cui, considerando esclusivamente il ramo post-picco:

$$10\varepsilon_1 - \varepsilon_1 = \frac{f_t}{E_{ts}} \quad (4.10)$$

Dove E_{ts} risulta pari a:

$$E_{ts} = \frac{f_t}{9\varepsilon_1} = \frac{f_t}{9} \cdot \frac{E_0}{f_t} = 0.1E_0 \quad (4.11)$$

4.2.4 Calcestruzzo confinato - Mander

Il legame costitutivo del calcestruzzo confinato è definito anch'esso con il modello *Concrete02* ed è assegnato alle fibre di calcestruzzo del *core* delle sezioni di travi e pilastri, ovvero alla parte di calcestruzzo confinato all'interno delle staffe.

La differenza tra il legame costitutivo confinato e il legame costitutivo non confinato è semplicemente quantitativa per quanto riguarda OpenSees. I parametri che definiscono questo legame sono direttamente implementati all'interno di STKO; pertanto, vengono calcolati automaticamente durante la definizione delle caratteristiche geometriche e dei materiali delle sezioni.

Il modello teorico proposto da J. B. Mander *et al.* (1988) [17] prevede un modello unificato di tensione-deformazione per il calcestruzzo confinato, applicabile a sezioni dotate di armatura trasversale sia circolare che rettangolare.

Viene riportata la curva tensione – deformazione come proposta nell'articolo di Mander, in cui si può notare il confronto tra la curva relativa al calcestruzzo non confinato e la curva relativa al calcestruzzo confinato.

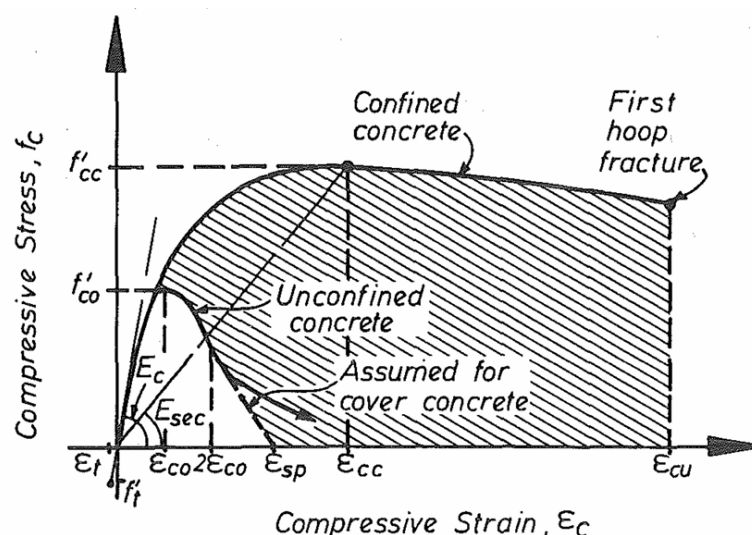


Figura 4.3 - Legame costitutivo del calcestruzzo confinato proposto da Mander [17]

È chiaro dall'immagine come il calcestruzzo confinato presenti diverse differenze rispetto al calcestruzzo non confinato:

- la resistenza a compressione al picco f'_{cc} risulta molto maggiore rispetto alla resistenza al picco f'_{co} del calcestruzzo non confinato (corrispondente quindi alla f_c campionata).;
- la deformazione al picco ϵ_{cc} e la deformazione ultima ϵ_{cu} del calcestruzzo confinato risultano entrambe molto maggiori rispetto alla deformazione al picco ϵ_{co} e la deformazione ultima, assunta da Mander pari al doppio di ϵ_{co} , del calcestruzzo non confinato (corrispondenti alle equazioni (4.1) e (4.4)).

Queste differenze fanno sì che il calcestruzzo confinato abbia una duttilità molto maggiore del corrispettivo non confinato, mantenendo, come si vede dal grafico, elevati livelli di tensione ad altrettanto elevati stati deformativi che il calcestruzzo non confinato non riesce a raggiungere. Una maggiore area coperta dalla curva del calcestruzzo confinato si traduce in maggiore energia che la sezione può dissipare, quindi, migliori prestazioni durante gli eventi sismici.

La miglior duttilità del calcestruzzo confinato, rispetto al calcestruzzo non confinato, è dovuta alla presenza delle armature trasversali: quando la sezione di un pilastro o di una trave (ovviamente in misura minore vista l'entità dello sforzo assiale in questi elementi) è soggetta ad uno sforzo normale lungo il suo asse, questa tende a comprimersi lungo l'asse e a dilatarsi nelle due direzioni perpendicolari. La presenza delle armature trasversali, le quali si oppongono allo spanciamiento della sezione attraverso lo sviluppo di una pressione laterale di confinamento agente sul calcestruzzo stesso, aumenta la resistenza e la deformazione del calcestruzzo, rendendo la sezione maggiormente duttile.

L'effetto di confinamento dipende essenzialmente dalla presenza delle staffe, dal loro diametro e dal loro passo.

Vengono mostrate di seguito immagini prese dall'articolo di Mander, in cui vengono mostrate le sezioni di un pilastro rettangolare in calcestruzzo armato confinato.

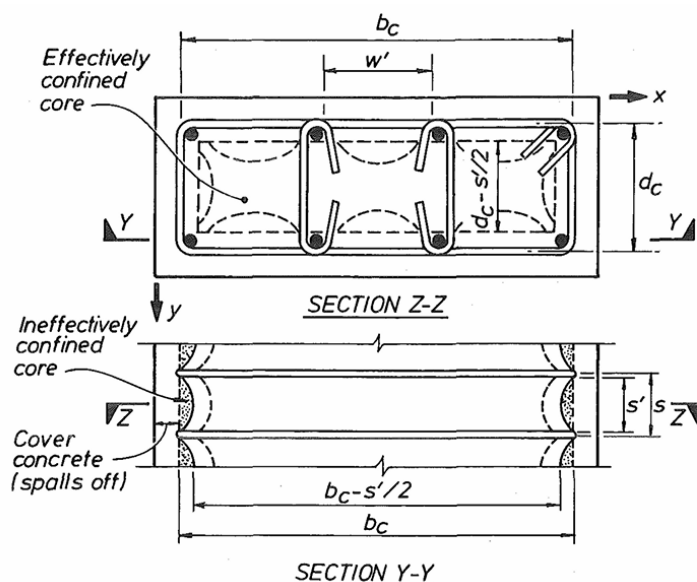


Figura 4.4 - Sezione rettangolare di un pilastro efficacemente confinato [17]

Dalla sezione Z-Z si distingue chiaramente la zona di calcestruzzo efficacemente confinato, dalle zone di calcestruzzo inefficacemente confinato. Quest'ultime vengono assunte come delle parabole di secondo grado con inclinazione della tangente pari a 45° nell'intersezione con l'asse delle armature longitudinali; può essere quindi calcolata l'area di calcestruzzo inefficacemente confinato, da cui si ricava l'area efficacemente confinata, come si vede nell'equazione (4.14).

Nella sezione Y-Y, analogamente a quanto detto per la sezione Z-Z, viene mostrata l'area di calcestruzzo inefficacemente confinato che si forma tra due staffe che si susseguono. Anche in questo caso, l'area è definita da una parabola di secondo grado con tangente inclinata a 45° all'intersezione con l'asse della staffa.

Il copriferro, dal canto suo, tende a distaccarsi se sottoposto a cicli di carico-scarico (fenomeno dello *spalling*) lasciando esposto il nucleo della sezione.

L'area inefficace di una singola parabola è calcolata come:

$$A_{ineff(i)} = \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (4.12)$$

in cui w'_i rappresenta la i-esima distanza libera tra due barre longitudinali adiacenti. La somma delle i-esime aree inefficaci costituisce l'area totale inefficacemente confinata:

$$A_{ineff} = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \quad (4.13)$$

Può essere quindi calcolata l'area totale di calcestruzzo efficacemente confinata, pari a:

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (4.14)$$

Le variabili b_c e d_c sono le dimensioni della sezione interna all'asse delle staffe, mentre s' è la distanza netta tra due staffe adiacenti, come si può vedere in Figura 4.4.

Viene poi definita l'area di calcestruzzo confinato, calcolata come:

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (4.15)$$

in cui A_c è l'area di calcestruzzo interna all'asse delle staffe e ρ_{cc} rappresenta la percentuale di armatura longitudinale. Sono calcolate come segue:

$$A_c = b_c \cdot d_c \quad (4.16)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{\Phi long}}{A_c} \quad (4.17)$$

Si può ora definire il coefficiente di confinamento k_e , calcolato come segue:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (4.18)$$

Si evidenzia che vale sempre la disuguaglianza $A_e < A_{cc}$.

Vengono ora definiti i rapporti di armatura trasversale nelle due direzioni x ed y , perché per sezioni rettangolari è possibile avere diverse quantità di armatura trasversale tra le due direzioni.

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (4.19)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{s b_c} \quad (4.20)$$

A_{si} rappresenta l'area totale di armatura trasversale nella singola direzione, s rappresenta l'interasse tra due staffe consecutive come si può osservare in Figura 4.4.

Il passo successivo è quello di definire le pressioni laterali efficaci di confinamento nelle due direzioni x ed y , calcolate come:

$$f'_{lx} = k_e \cdot \rho_x \cdot f_{ym} \quad (4.21)$$

$$f'_{ly} = k_e \cdot \rho_y \cdot f_{ym} \quad (4.22)$$

Dalle due pressioni laterali efficaci si ottiene la pressione laterale efficace totale, data dalla seguente equazione [18]:

$$f'_{lp} = \frac{f'_{ly} + 4 \cdot f'_{lx}}{5} \quad (4.23)$$

Infine, può essere calcolata la resistenza a compressione al picco del calcestruzzo confinato, pari a:

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} \right) \quad (4.24)$$

in cui f'_{co} rappresenta, come visto in precedenza, la resistenza a compressione al picco del calcestruzzo non confinato, nel nostro caso pari ai valori campionati di f'_c .

Una volta calcolata la resistenza a compressione al picco del calcestruzzo confinato, va definito il coefficiente K , calcolato come:

$$K = \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \quad (4.25)$$

da cui si ricava l'espressione [18] per il calcolo della deformazione al picco a compressione del calcestruzzo confinato:

$$\varepsilon_{c0}^* = \varepsilon_{c0} \cdot (1 + 5 \cdot K) \quad (4.26)$$

Infine, viene definita la deformazione del calcestruzzo confinato [18] corrispondente ad un valore di resistenza a compressione pari all'85% di f'_{cc} , calcolata pari a:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,2 \cdot \frac{f'_{pl}}{f'_{co}} \quad (4.27)$$

All'interno del file Tcl, la deformazione ultima considerata è stata presa corrispondente ad una resistenza a compressione del calcestruzzo pari al 20% di f'_{cc} , pertanto è stata calcolata l'inclinazione E_{pp} della retta congiungente il punto corrispondente al picco ($\varepsilon_{c0}^*, f'_{cc}$) con il punto definito ($\varepsilon_{ccu}, 0,85 \cdot f'_{cc}$), da cui si ricava l'espressione:

$$E_{pp} = \frac{0,15 \cdot f'_{cc}}{\varepsilon_{ccu} - \varepsilon_{c0}^*} \quad (4.28)$$

Grazie all'inclinazione della retta post-picco, che congiunge il picco al punto corrispondente a ($\varepsilon_{ccu}, 0,20 \cdot f'_{cc}$), è possibile ricavare il valore della deformazione ultima utilizzata, pari a:

$$\varepsilon_{ccu}^* = 0,8 \cdot \frac{f'_{cc}}{E_{pp}} + \varepsilon_{c0}^* \quad (4.29)$$

Tornando ai parametri di input del modello 'Concrete02', vengono di seguito indicati i parametri utilizzati, facendo riferimento al legame costitutivo di Mander appena descritto:

uniaxialMaterial **Concrete02** \$matTag \$fcc \$sepsc \$fccu \$sepsU_asterisco \$lambda \$ft \$Ets

in cui:

- f_{cc} corrisponde a f'_{cc} ;
- ϵ_{sc} corrisponde a ϵ^*_{c0} ;
- f_{ccu} corrisponde a $0,20 \cdot f'_{cc}$;
- ϵ_{cu} corrisponde a ϵ^*_{cu} ;
- λ è pari a 0,3 come per il calcestruzzo non confinato;
- f_t e E_t sono gli stessi parametri calcolati per il calcestruzzo non confinato.

4.2.5 Modello per l'acciaio – 'Reinforcing Steel'

Il comportamento non lineare dell'acciaio d'armatura è stato simulato mediante il modello *Reinforcing Steel*. Questo modello, rispetto allo *Steel02*, consente di descrivere in modo più realistico il comportamento ciclico delle barre di armatura, modellando esplicitamente il plateau di snervamento, il ramo di incrudimento fino alla resistenza ultima f_u e la possibile instabilità per compressione delle barre tra staffe consecutive. Queste caratteristiche lo rendono particolarmente adatto ad analisi dinamiche non lineari in campo sismico, in cui le barre di armatura sono soggette a grandi escursioni di deformazione ciclica.

Di seguito viene riportata la riga di codice Tcl relativa alla definizione del modello *Reinforced Steel* con annessa spiegazione dei parametri:

```
uniaxialMaterial ReinforcingSteel $matTag $fy $fu $Es $Esh $esh $eult  
    <-GABuck $lsr $beta $r $gamma> <-DMBuck $lsr $alpha>  
    <-CMFatigue $Cf $alpha $Cd> <-IsoHard $a1 $limit>
```

- $\$matTag$: numero identificativo univoco del materiale;
- $\$fy$: resistenza a snervamento dell'acciaio in trazione, pari alla variabile campionata f_y ;
- $\$fu$: resistenza ultima dell'acciaio, pari alla variabile campionata f_u e corrispondente alla deformazione ultima campionata ϵ_u ;
- $\$Es$: modulo elastico iniziale dell'acciaio, corrispondente al tratto elastico;
- $\$Esh$: modulo elastico tangenziale all'incrudimento iniziale;
- $\$esh$: deformazione corrispondente all'incrudimento iniziale;
- $\$eult$: deformazione ultima dell'acciaio, pari alla variabile campionata ϵ_u ;
- **GABuck** (opzionale, utilizzato): modello di instabilità basato su Gomes e Appleton (1997);

- DMBuck (opzionale, non utilizzato): modello di instabilità basato su Dhakal e Maekawa (2002);
- CMFatigue (opzionale, non utilizzato): riduzione della fatica e della resistenza di Coffin-Manson;
- IsoHard (opzionale, non utilizzato): tempra isotropica/Plateau di snervamento in diminuzione;
- ParametriCurvaMP (assunti come predefiniti): parametri della curva Menegotto e Pinto.

Viene riportato il grafico tensione - deformazione del modello *Reinforcing Steel*, come riportato dalla wiki di OpenSees.

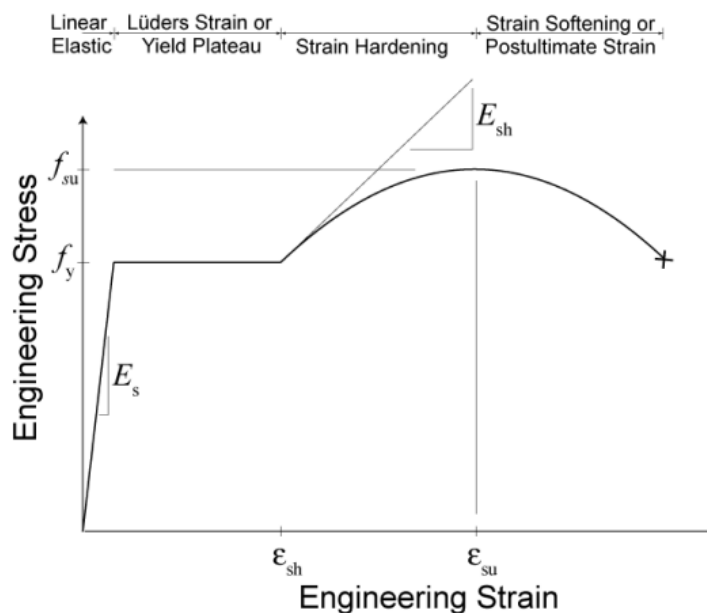


Figura 4.5 - Curva sforzo - deformazione del modello 'Reinforcing Steel'

Il parametro *GABuck* tiene conto dell'instabilità locale delle armature longitudinali soggette a cicli di compressione. Durante il sisma, si verifica il fenomeno dello *spalling*; il copriferro, caratterizzato da calcestruzzo non confinato, presenta deformazioni ultime inferiori alle deformazioni ultime che può raggiungere il calcestruzzo confinato, e a seguito dei cicli di carico e scarico a cui viene sottoposto dall'azione ciclica del sisma, questo tende a fessurarsi e distaccarsi dalla sezione, esponendo le barre di armatura longitudinali e trasversali. Una volta che le staffe esposte si snervano, permettono alle barre longitudinali avere spostamenti trasversali. Nel momento in cui si presentano sollecitazioni cicliche assiali a compressione di entità elevata, essendo aumentata la lunghezza libera di inflessione L_u a causa dello snervamento delle staffe, le barre longitudinali possono subire instabilità locale e deformarsi trasversalmente.

All'interno del codice Tcl sono stati definiti due materiali diversi così da riflettere le differenze che intercorrono tra le sezioni delle travi e quelle dei pilastri; in particolare, si hanno differenze a causa del diverso passo delle staffe, nelle travi definito pari a 110 mm e nei pilastri definito pari a 100 mm.

Di seguito l'espressione che definisce tale parametro:

$$l_{sr} = \frac{L_u}{d_b} \quad (4.30)$$

in cui l_{sr} rappresenta il rapporto di snellezza, L_u rappresenta la lunghezza libera di inflessione, corrispondente al passo tra le staffe, e d_b corrisponde al diametro delle barre longitudinali. Viene mostrata di seguito un'immagine esemplificativa dell'instabilità locale delle barre, assimilabile all'instabilità locale che si ha nei pilastri in calcestruzzo snelli:

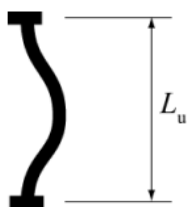


Figura 4.6 - Lunghezza libera d'inflessione delle barre d'armatura longitudinali tra due staffe consecutive [16]

I parametri β , r e γ gestiscono il comportamento isteretico dell'acciaio, in particolare:

- β è il fattore di amplificazione dell'instabilità che regola l'ampiezza dell'involuppo post-buckling, consentendo di definire quanto rapidamente o severamente la barra longitudinale perde la sua capacità resistente;
- r è il fattore di riduzione della resistenza che determina la quantità massima di resistenza che la barra può perdere a causa dell'instabilità;
- γ è il fattore di inserimento della tensione positiva che serve a gestire le fasi di carico e scarico in cui lo stato tensionale della barra passa da compressione a trazione.

Di seguito, quattro esempi tratti dalla wiki di OpenSees, in cui viene mostrato l'effetto dei tre parametri appena descritti sui cicli di isteresi dell'acciaio.

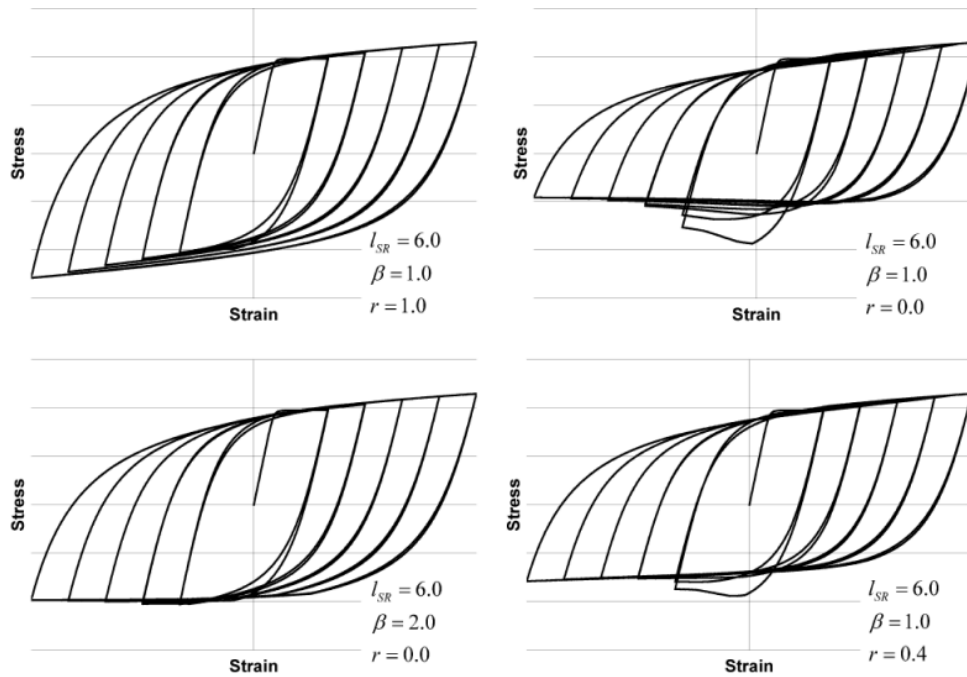


Figura 4.7 - Effetto dei parametri β , r e γ sul ciclo isteretico dell'acciaio [16]

L'assenza del parametro *GABuck* farebbe sì che le armature longitudinali risultino perfette e cioè non subirebbero gli effetti di instabilità generati dal sisma, andando quindi a sovrastimare la capacità delle barre.

Di seguito viene esposta la riga di codice relativa alla definizione del materiale *Reinforcing Steel* assegnato alle travi:

```
uniaxialMaterial ReinforcingSteel $matTag $fy $fu $Es $Esh $esh $eult
-GABuck [expr 110.0/20.0] 1.0 0.4 0.5 -MPCurveParams 0.333 18 4
```

- \$fy, \$fu, \$Es, \$eult corrispondono alle variabili aleatorie campionate;
- \$Esh è calcolato pari a $E_{sh} = 0.02 \cdot E_s$;
- \$esh è calcolato pari a $\varepsilon_{sh} = 8 \cdot \frac{f_y}{E_s}$;
- [expr 110/20] è il rapporto di snellezza delle barre longitudinali nelle travi.

In modo analogo si riporta la riga di codice per la definizione del materiale *Reinforcing Steel* assegnato ai pilastri, in cui l'unica differenza risulta nel parametro *GABuck*:

```
uniaxialMaterial ReinforcingSteel $matTag $fy $fu $Es $Esh $esh $eult
-GABuck [expr 100.0/20.0] 1.0 0.4 0.5 -MPCurveParams 0.333 18 4
```

4.3 Plasticità concentrata e plasticità diffusa

L'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari è fortemente condizionata, come è ovvio che sia, dalla modellazione delle non linearità, ovvero della gestione della plasticità dei materiali. Le non linearità possono essere modellate in due modi differenti: il primo modo è quello detto a *plasticità concentrata*, in cui le non linearità dei materiali vengono concentrate in specifici punti dell'elemento, solitamente agli estremi, definendo in quei punti la formazione delle cerniere plastiche. Il secondo modo è detto a *plasticità diffusa* e, come è esplicitato dal nome, distribuisce la plasticità lungo tutto l'elemento.

Il secondo metodo è molto più oneroso a livello computazionale, ma permette una risposta della struttura alle azioni cicliche molto più realistica dato il maggior grado di dettaglio nella simulazione delle non linearità dei materiali, pertanto, per il seguente elaborato di tesi è stato utilizzato questo metodo. OpenSees, essendo un software a fibre, permette la modellazione della plasticità diffusa mediante la discretizzazione delle sezioni trasversali in un insieme di fibre, ad ognuna delle quali è assegnato un materiale, e quindi un legame costitutivo specifico, mediante il \$matTag identificativo.

Di seguito vengono descritte le differenze principali tra la modellazione a plasticità concentrata e la modellazione a plasticità diffusa.

- Modellazione a plasticità concentrata

In questo approccio le non linearità vengono confinate in zone puntuali dell'elemento, individuate generalmente alle estremità di travi e pilastri, dove sotto l'azione sismica si registrano i massimi valori di momento flettente. Il resto dell'elemento è invece modellato come elastico lineare, con un conseguente risparmio computazionale.

Esistono due varianti nella modellazione della plasticità concentrata, che differiscono per l'estensione fisica a cui viene assegnata la zona non lineare:

- 1) a lunghezza finita, dove il comportamento non lineare è assegnato ad una lunghezza finita all'estremità dell'elemento al quale viene assegnata una sezione a fibre, mentre il resto dell'elemento (parte centrale) resta elastico;
- 2) a lunghezza nulla, dove la non linearità è assegnata ad un punto adimensionale, sempre posizionato alle estremità dell'elemento, che rappresenta idealmente la cerniera plastica e mantenendo anche in questo caso il resto dell'elemento elastico.

Il limite principale di questo approccio sta nella forte dipendenza dei risultati dalle ipotesi iniziali assunte dal progettista, il quale deve definire a priori la posizione delle cerniere

plastiche, la loro lunghezza se adotta il metodo a lunghezza finita e il legame momento – curvatura da assegnare; tutte ipotesi dipendenti dall’esperienza.

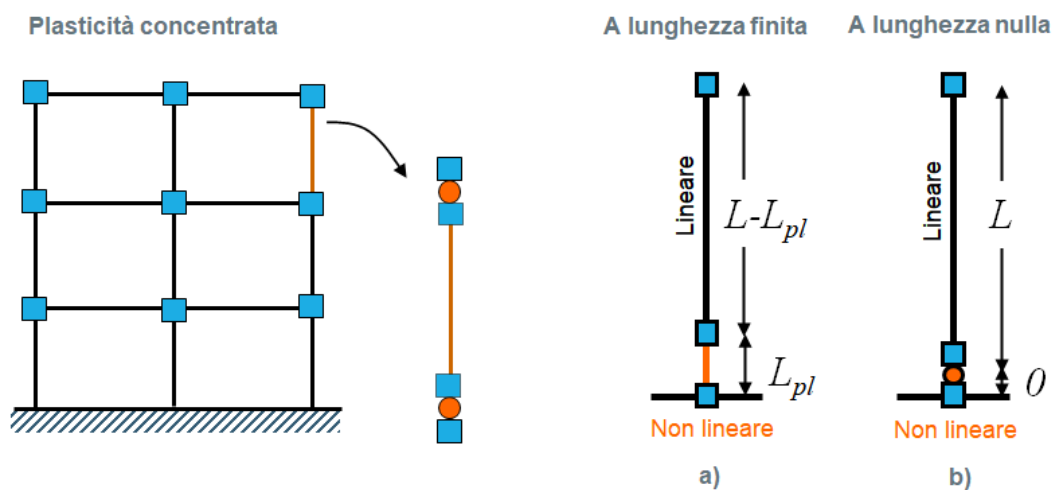


Figura 4.8 - Illustrazione grafica della modellazione a plasticità concentrata a lunghezza finita e nulla

- Modellazione a plasticità diffusa

A differenza dell’approccio precedente, la plasticità diffusa distribuisce la non linearità lungo tutta la lunghezza dell’elemento. Tale distribuzione viene ottenuta mediante la discretizzazione della sezione trasversale in fibre, a ciascuna fibra viene associato un legame costitutivo tramite l’inserimento del \$matTag visto nella definizione dei materiali al capitolo precedente. La risposta tensione – deformazione della sezione si ottiene integrando il contributo di ogni fibra appartenente alla sezione. In questo modo è possibile descrivere in maniera più dettagliata il fenomeno del confinamento del calcestruzzo, attribuendo legami costitutivi distinti alle fibre del core rispetto alle fibre del copriferro. Gli elementi a plasticità diffusa possono essere implementati in OpenSees secondo due formulazioni agli elementi finiti alternative: la formulazione in spostamenti (displacement-based, DB) e la formulazione in forze (force-based, FB).

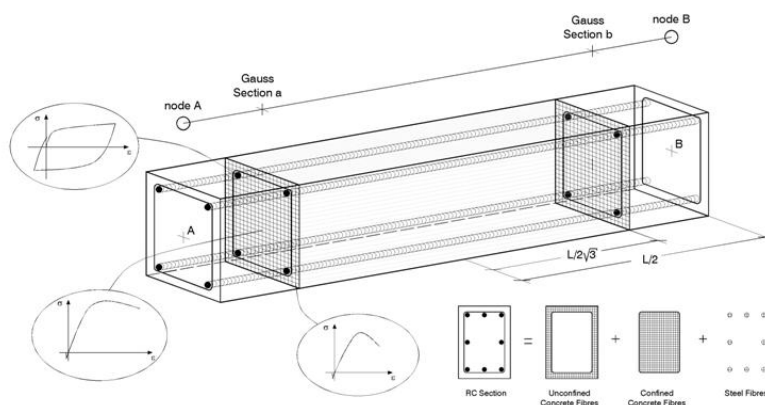


Figura 4.9 - Illustrazione grafica della modellazione plasticità diffusa

4.3.1 Approccio Displacement-Based e approccio Force-Based

Avendo chiarito la differenza tra la modellazione delle non linearità secondo il modello a plasticità concentrata e il modello a plasticità diffusa, si procede a chiarire la differenza tra la formulazione Displacement-Based (DB) e la formulazione Force-Based (FB), la quale diventa rilevante nel caso di materiali che entrano in campo non lineare. Se il materiale rimanesse in campo elastico lineare, a livello di risultati la differenza tra le due formulazioni non ci sarebbe.

- *Displacement-Based*

Nella formulazione Displacement-Based, le incognite del problema sono gli spostamenti nodali dell'elemento. A partire da un'ipotesi sul campo di spostamenti, tipicamente tramite funzioni di forma che implicano una variazione lineare della curvatura lungo l'elemento, si ricavano per derivazione le deformazioni e, tramite il principio dei lavori virtuali, le corrispondenti forze interne equivalenti, ovvero le sollecitazioni. Fintanto che il materiale resta in campo elastico, questa approssimazione coincide con la soluzione esatta; quando invece il comportamento diventa non lineare, il campo di curvatura reale può assumere un andamento ben più articolato di quello imposto a priori dalle funzioni di forma e la soluzione ottenuta risulta tanto più approssimata quanto più marcata è la non linearità.

Per contenere questo limite, l'approccio DB richiede di suddividere l'elemento strutturale in più elementi finiti in serie (infitimento della mesh), in modo da poter accettare localmente, all'interno di ciascun sotto-elemento, l'ipotesi di curvatura linearmente variabile. Ne consegue che la lunghezza caratteristica della formulazione, ovvero la porzione di elemento su cui si concentra la deformazione plastica, coincide direttamente con la lunghezza dell'elemento finito stesso ed è quindi determinata dalla discretizzazione scelta piuttosto che dalla sola fisica del problema. In questo schema, aumentare il numero di punti di integrazione non altera la distribuzione della deformazione, poiché quest'ultima resta comunque vincolata alle funzioni di forma assunte in partenza. Per l'integrazione numerica, l'approccio DB si avvale tipicamente di un numero ridotto di punti, generalmente due, secondo lo schema di Gauss.

- *Force-Based*

Nella formulazione Force-Based, l'impostazione è invece duale: si assume a priori un campo di forze interne in equilibrio lungo l'elemento e le deformazioni vengono ricavate per via iterativa a partire da tale campo, anziché essere imposte tramite funzioni di forma.

Poiché l'equilibrio è soddisfatto esattamente in ogni punto dell'elemento indipendentemente dal comportamento elastico o meno del materiale, la formulazione FB fornisce una soluzione esatta anche in presenza di non linearità marcate, consentendo di rappresentare ciascuna trave o pilastro con un singolo elemento finito, senza necessità di infittire la mesh.

Il comportamento costitutivo viene valutato in un insieme discreto di sezioni di controllo distribuite lungo l'elemento, in corrispondenza delle quali sono calcolati sforzo e deformazione. La curvatura e la deformazione plastica non sono quindi vincolate ad un andamento imposto a priori, ma possono variare liberamente tra una sezione e l'altra, rispettando sempre l'equilibrio. La lunghezza caratteristica, in questo caso, coincide con la distanza tra due punti di integrazione consecutivi: i risultati dipendono pertanto dal numero e dalla posizione delle sezioni di controllo scelte, anziché dal numero di elementi finiti adottati. Per questo motivo l'approccio FB richiede generalmente un numero di punti di integrazione superiore rispetto al DB secondo lo schema di Gauss-Lobatto, il quale, a differenza di quello di Gauss, include tra i punti di integrazione anche le sezioni di estremità.

Di seguito, un esempio raffigurante la differenza nella modellazione degli elementi strutturali nel caso si adotti l'approccio DB o l'approccio FB.

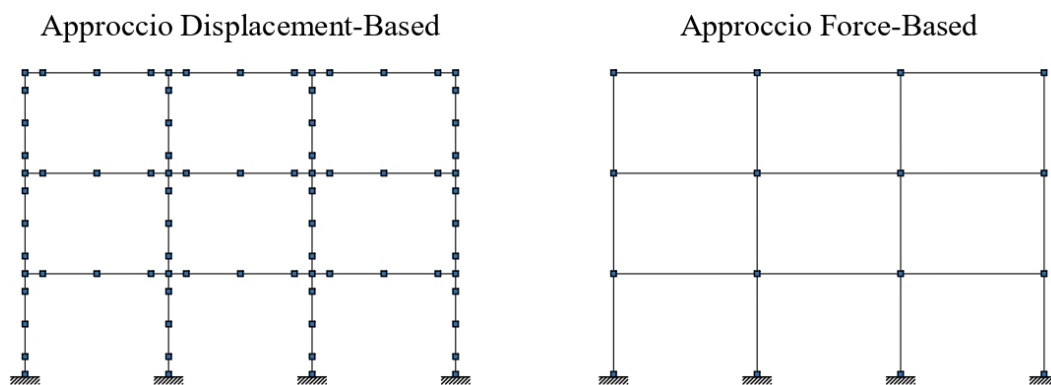


Figura 4.10 - Differenze nella modellazione tra l'approccio DB e l'approccio FB

Nel presente lavoro di tesi, dopo aver sperimentato entrambi gli approcci, si è proceduto con l'adozione dell'approccio Force-Based. La scelta è motivata da diverse considerazioni. In primo luogo, il numero di elementi geometrici necessari alla modellazione del telaio risulta sensibilmente più contenuto rispetto a quello dall'approccio DB. Inoltre, le analisi condotte con l'approccio DB, modellando ogni elemento strutturale tramite tre sotto-elementi, hanno prodotto risultati significativamente meno accurati rispetto a quelli ottenuti con la formulazione FB, in alcuni casi non avevano

neanche un ragionevole significato fisico (lo sforzo assiale nel pilastro al primo piano era inferiore allo sforzo assiale del pilastro al secondo piano). Per migliorare l'accuratezza sarebbe stato necessario infittire ulteriormente la discretizzazione, aumentando il numero di sotto-elementi per ciascuna trave e pilastro. Questa scelta avrebbe comportato un onere computazionale considerevolmente maggiore, a fronte di un numero complessivo di elementi nel modello già di per sé superiore rispetto a quello richiesto dall'approccio FB.

4.4 Definizione delle sezioni di travi e pilastri

Una volta definiti i modelli dei materiali da utilizzare, il modello della plasticità diffusa e il tipo di approccio da seguire, nel nostro caso Force-Based, si può procedere alla modellazione delle sezioni degli elementi strutturali. Come spiegato nel capitolo precedente, il modello a plasticità diffusa viene realizzato in OpenSees mediante l'utilizzo di sezioni a fibre. Ad ogni fibra è assegnato un legame costitutivo tra i tre definiti precedentemente utilizzando il \$matTag.

Vengono ora riportate la sezione in zona dissipativa di pilastri e travi così come rappresentate dal software STKO. Si anticipa che il colore grigio scuro appartiene al copriferro, a cui è associato il materiale *Concrete02* non confinato; il colore grigio chiaro appartiene al calcestruzzo confinato, a cui è associato il materiale *Concrete02* confinato; il colore rosso appartiene alle armature longitudinali a cui è associato il materiale *Reinforcing Steel*. Le dimensioni geometriche e il quantitativo di armatura delle sezioni sono le stesse definite al capitolo 3.3.

- *Pilastri*

I pilastri presentano una sezione di altezza 0,50 m e larghezza 0,50 m. L'armatura longitudinale disposta all'interno della sezione è 12 $\phi 20$, l'armatura trasversale è 1 $\phi 8/100$.

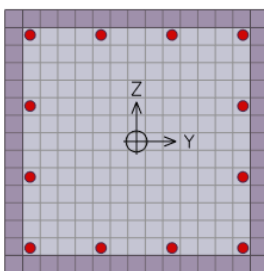


Figura 4.11 - Sezione trasversale dei pilastri modellata su STKO

- *Travi*

Le travi presentano una sezione di altezza 0,50 m e larghezza 0,40 m. L'armatura longitudinale superiore disposta all'interno della sezione è 3 $\phi 20$, l'armatura longitudinale inferiore è 2 $\phi 20$, l'armatura trasversale per il modello relativo al *Telaio A* è 1 $\phi 8/110$, per il *Telaio A1* è 1 $\phi 8/100$.

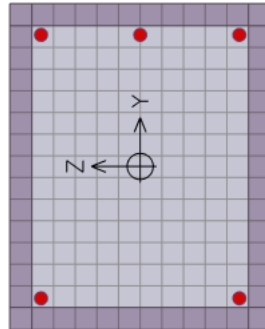


Figura 4.12 - Sezione trasversale delle travi modellata su STKO

Di seguito viene presentato il telaio estruso a cui è stata assegnata, ad ogni elemento strutturale, la rispettiva sezione. L'assegnazione avviene tramite drag and drop dopo aver selezionato gli elementi con sezione corrispondente e in seguito, dalle impostazioni di visualizzazione, selezionando *Physical Property* è possibile osservare il telaio colorato in funzione delle sezioni assegnate agli elementi.

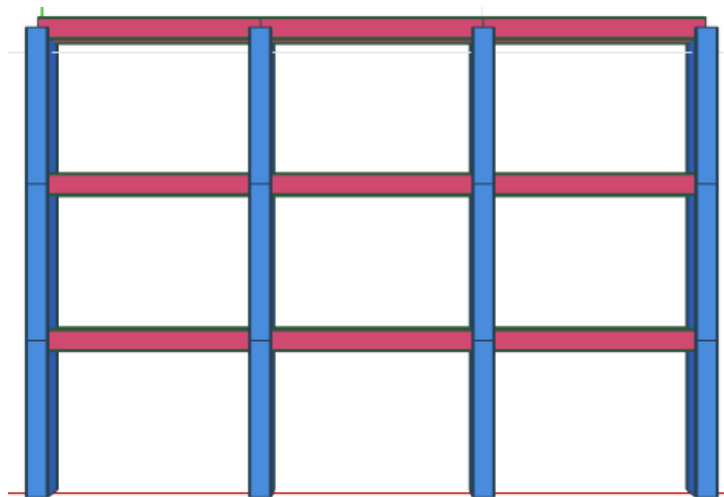


Figura 4.13 - Telaio 2D con visualizzazione delle sezioni in STKO

Una volta assegnate le sezioni, in maniera simile, viene assegnata al telaio la formulazione della modellazione della plasticità diffusa. Dopo aver selezionato l'intero telaio, con drag and drop si assegna il tipo di formulazione, che può essere controllato mediante le *Element Property* del comando di visualizzazione di STKO.

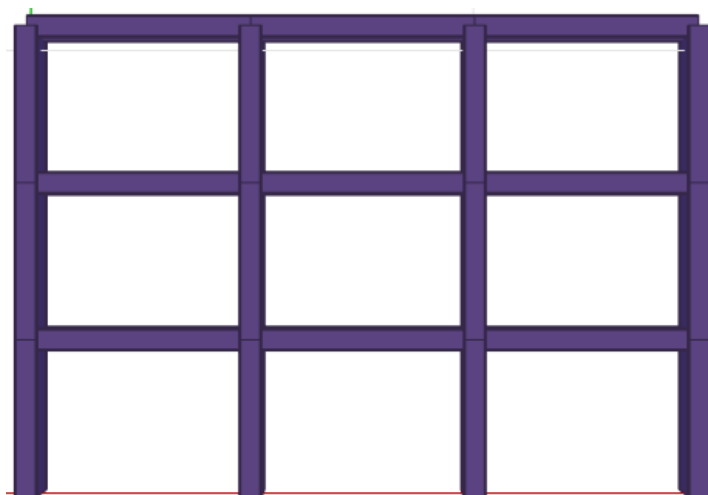


Figura 4.14 - Telaio 2D con visualizzazione della formulazione FB in STKO

4.5 Applicazione dei vincoli e dei carichi

Per completare la modellazione del telaio, manca la definizione dei vincoli esterni, l'applicazione dei carichi gravitazionali e delle masse nodali.

1) Vincoli esterni

Il telaio risulta incastrato alla base, pertanto viene definito nella finestra *Conditions* la condizione di vincolo in cui vengono bloccate la rotazione R_z attorno all'asse z e le due traslazioni U_x ed U_y lungo i rispettivi assi. Questa condizione viene successivamente applicata ai nodi alla base.

2) Carichi gravitazionali

Per quanto riguarda i carichi gravitazionali, anch'essi sono assegnati mediante la finestra *Conditions*. La combinazione utilizzata è ovviamente quella sismica, nella quale, oltre ai carichi permanenti strutturali G_1 e permanenti non strutturali G_2 , entrambi con coefficiente di contemporaneità ψ_{ij} unitario, rientrano solo i carichi variabili interpiano q_k con coefficiente di contemporaneità ψ_{ij} pari a 0,3.

Si sottolinea che la direzione di applicazione dei carichi è la direzione y del sistema di riferimento globale, così da evitare confusione con il sistema di riferimento locale che per le travi risulta ruotato rispetto ai pilastri.

A differenza di SAP2000, i pesi propri degli elementi strutturali vanno assegnati ai rispettivi elementi e calcolati come in Tabella 2.4.

A partire dai carichi g_1 definiti in Tabella 2.3, sono stati calcolati i carichi lineari G_1 da applicare alle travi moltiplicando i primi per la lunghezza di influenza delle travi, pari a 5 m.

$$G_1 = 3.28 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m = 16.4 \frac{kN}{m} \quad (4.31)$$

I carichi variabili dei solai interpiano $G_{2(interpiano)}$ e dei solai di copertura $G_{2(copertura)}$, analogamente a quanto fatto sopra, sono stati calcolati a partire dai carichi g_2 definiti in Tabella 2.5 e Tabella 2.6, moltiplicando quei valori per la lunghezza d'influenza delle travi:

$$G_{2(interpiano)} = \left(1,29 \frac{kN}{m^2} + 2 \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 5 m = 16,46 \frac{kN}{m} \quad (4.32)$$

$$G_{2(copertura)} = 1.359 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m = 6.80 \frac{kN}{m} \quad (4.33)$$

Infine, il carico variabile $q_{k(interpiano)}$, come anticipato, è calcolato come:

$$q_{k(interpiano)} = 0,3 \cdot 2 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m = 3 \frac{kN}{m} \quad (4.34)$$

3) Masse nodali

Le masse nodali vengono applicate tramite la condizione *Node Mass*, mediante la quale è possibile specificare il valore della massa nodale e la direzione in cui agisce. Per calcolare l'entità delle masse si è proceduto trasformando i carichi gravitazionali [kN] in masse [t] moltiplicando per l'accelerazione di gravità ($9,81 \text{ kg/m}^2$) i carichi della combinazione sismica descritti al paragrafo precedente. Ad ogni nodo risulta una massa pari alla lunghezza di influenza del nodo stesso; esistono quindi quattro valori di masse nodali relative a quattro tipologie di nodo:

- m_1 – *nodo interno interpiano*: hanno una lunghezza di influenza delle travi pari a 5 m e una lunghezza di influenza dei pilastri pari a 3 m;
- m_2 – *nodo esterno interpiano* presentano una lunghezza di influenza delle travi pari a 2,5 m e una lunghezza d'influenza dei pilastri pari a 3 m;
- m_3 – *nodo interno in copertura*: hanno una lunghezza di influenza delle travi pari a 5 m e una lunghezza di influenza dei pilastri pari a 1,5 m.
- m_4 – *nodo esterno in copertura*: hanno una lunghezza di influenza delle travi pari a 2,5 m e una lunghezza di influenza dei pilastri pari a 1,5 m.

Viene proposta la tabella riassuntiva in cui sono calcolate le masse nodali di ciascun nodo:

Tabella 4.4 - Calcolo delle masse nodali

NODO	P.P. travi	P.P. pilastri	G1	G2	Qk	L _{i,travi}	L _{i,pilastri}	Forze Nodali	Masse Nodali
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[t]
m ₁	5	6.25	16.4	16.46	3	5	3	223.05	22.74
m ₂	5	6.25	16.4	16.46	3	2.5	3	120.90	12.32
m ₃	5	6.25	16.4	6.8	0	5	1.5	150.38	15.33
m ₄	5	6.25	16.4	6.8	0	2.5	1.5	79.88	8.14

Infine, viene riportata la rappresentazione del modello strutturale estratta da STKO, la quale illustra l'applicazione dei vincoli, dei carichi gravitazionali e delle masse nodali. Si osservi come i nodi alla base, vincolati al terreno, presentino una colorazione uniforme, associata all'applicazione della medesima *Conditions*; al contrario, i nodi superiori mostrano differenti colorazioni in funzione della tipologia di nodo descritta in precedenza. Si noti, infine, come i carichi verticali permanenti e accidentali risultino correttamente diretti verso il basso e interamente ripartiti sulle travi, mentre le uniche azioni direttamente applicate ai pilastri siano quelle relative al loro peso proprio.

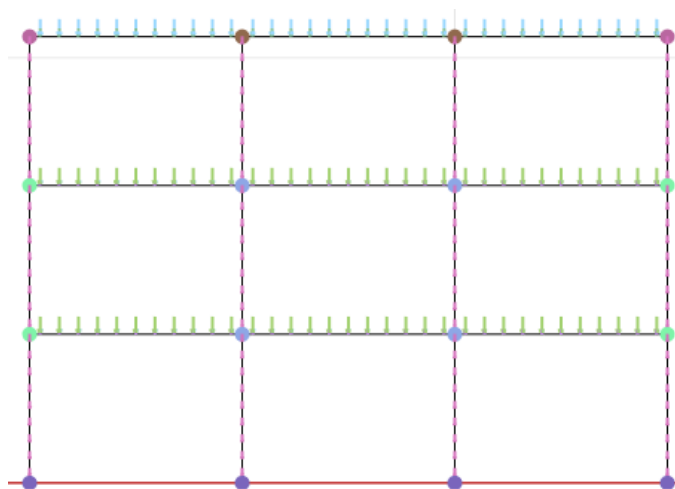


Figura 4.15 - Telaio 2D con applicazione dei vincoli, dei carichi gravitazionali e delle masse nodali

Una volta completate tutte le fasi fino a qui descritte, bisogna creare la mesh mediante il comando *Build Mesh*. Senza questo passaggio l'analisi non potrebbe essere realizzata. La tipologia di mesh utilizzata è *Uniform by Division*, la quale consente di dividere con una sola mesh ciascun elemento: così facendo i nodi geometrici del telaio coincidono con i nodi della mesh. Questa scelta è coerente con l'adozione della formulazione FB.

4.6 Analisi eseguite su OpenSees

Le analisi svolte su OpenSees sono tre: l'analisi modale, analisi statica lineare, detta *gravity analysis*, e l'analisi dinamica non lineare con time history.

Le prime due analisi ricalcano quanto fatto su SAP2000, l'ultima analisi è invece l'aspetto fondamentale della tesi, grazie alla quale è possibile valutare l'affidabilità sismica.

Procedendo con ordine, vengono descritte nei successivi capitoli le tre analisi differenti analisi.

4.6.1 Analisi modale

La prima analisi eseguita è la modale, con l'obiettivo di ottenere il periodo fondamentale della struttura T_1 e poterlo confrontare con il periodo ottenuto dall'analisi modale su SAP2000 e i valori empirici calcolati da normativa. Come spiegato al capitolo 3.1, l'analisi modale è un'analisi dinamica lineare in cui si ipotizza che il telaio sia nella configurazione non deformata in campo elastico; per questo motivo su OpenSees va eseguita necessariamente prima dell'analisi statica lineare, nella quale vengono applicati i carichi gravitazionali che deformano la struttura, non facendole più rispettare l'ipotesi di configurazione indeformata.

Di seguito vengono mostrati i valori ottenuti su OpenSees e confrontati con i valori ottenuti da SAP2000 e le formule empiriche.

Tabella 4.5 - Tabella riassuntiva dei periodi fondamentali del Telaio A calcolati con i diversi metodi

Periodi e frequenze naturali					
Metodo	Modo	T_n	f_n	ω_n	Autovalori
[-]	[-]	[s]	[1/s]	[rad/s]	[rad ² /s ²]
OpenSees	1	0,370	2,699	16,96	287,68
SAP2000	1	0.379	2.638	16.577	274.802
Empirico	-	0,30	-	-	-
NTC08	-	0,437	-	-	-

Si può notare come il periodo calcolato su OpenSees coincida quasi perfettamente con il periodo calcolato con SAP2000, pertanto il telaio risulta modellato correttamente.

4.6.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare, come anticipato, è fondamentale per l'esecuzione dell'analisi dinamica non lineare, infatti, senza questo passaggio non verrebbero applicati i carichi gravitazionali alla struttura.

L'analisi consiste in un'applicazione dei carichi in modo graduale secondo una legge lineare che può avere diverse durate; nel caso seguente si è adottato un incremento dei carichi ad ogni passo pari al 10%, pertanto sono necessari dieci step per concludere l'analisi. Di seguito l'immagine del grafico rappresentante la legge lineare utilizzata:

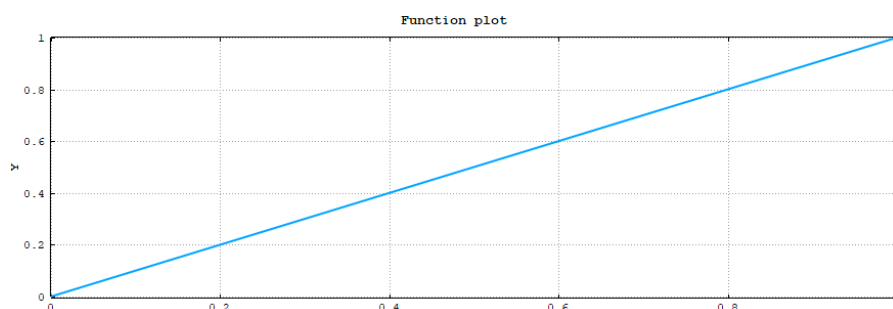


Figura 4.16 - Funzione lineare che descrive l'applicazione dei carichi gravitazionali su STKO

4.6.3 Aleatorietà dell'azione sismica

Prima di procedere alla descrizione dell'analisi dinamica non lineare, è importante definire gli input sismici e come l'aleatorietà che li caratterizza.

Le 30 storie temporali (time history) appartengono a 20 differenti eventi sismici naturali (vedi Tabella 4.6) e ne descrivono l'evoluzione temporale della risposta del terreno al terremoto in termini di accelerogramma. La risposta a tale sollecitazione è rappresentata dall'accelerazione spettrale elastica $S_a(T)$.

Fissati lo smorzamento e il periodo fondamentale della struttura, è possibile l'accelerazione spettrale della struttura $S_e(T)$ per ogni istante di ciascuna time history. Questo passaggio permette di generare 30 accelerogrammi funzione dello smorzamento e del periodo della struttura. In termini pratici, si ricava l'andamento dell'accelerazione che l'edificio subirebbe, istante per istante, sotto l'effetto di quel preciso input sismico. Infine, i 30 accelerogrammi così ottenuti vengono scalati in corrispondenza delle 10 Intensity Measure (IM) definite in un intervallo compreso tra $0,1g$ e $1g$ con passo $0,1g$. Questa procedura consente di ottenere un set finale di 300 time history, 30 per ciascuna IM, con cui viene simulata l'aleatorietà dell'azione sismica.

Tabella 4.6 - Eventi sismici naturali da cui derivano le 30 time history

	Year	Earthquake name	Recording station name	Vs30 [m/s]	Fault type	M [-]	Rs [km]	PGA [g]
1	1994	Northridge	Beverly Hills-Mulhol	356	Thrust	6.7	13.3	0.52
2	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	309	Thrust	6.7	26.5	0.48
3	1994	Northridge	LA-Hollywood Stor	316	Thrust	6.7	22.9	0.36
4	1999	Duzce, Turkey	Bolu	326	Strike-slip	7.1	41.3	0.82
5	1999	Hector Mine	Hector	685	Strike-slip	7.1	26.5	0.34
6	1979	Imperial Valley	Delta	275	Strike-slip	6.5	33.7	0.35
7	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	196	Strike-slip	6.5	29.4	0.38
8	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	609	Strike-slip	6.9	8.7	0.51
9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	256	Strike-slip	6.9	46.0	0.24
10	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	276	Strike-slip	7.5	98.2	0.36
11	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	523	Strike-slip	7.5	53.7	0.22
12	1992	Landers	Yermo Fire Station	354	Strike-slip	7.3	86.0	0.24
13	1992	Landers	Coolwater	271	Strike-slip	7.3	82.1	0.42
14	1989	Loma Prieta	Capitola	289	Strike-slip	6.9	9.8	0.53
15	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	350	Strike-slip	6.9	31.4	0.56
16	1990	Manjil, Iran	Abbar	724	Strike-slip	7.4	40.4	0.51
17	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	192	Strike-slip	6.5	35.8	0.36
18	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	208	Strike-slip	6.5	11.2	0.45
19	1987	Superstition Hills	Westmorland Fire Stat.	194	Strike-slip	6.5	15.1	0.21
20	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	312	Thrust	7.0	22.7	0.55
21	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	259	Thrust	7.6	32.0	0.44
22	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	705	Thrust	7.6	77.5	0.51
23	1971	San Fernando	LA-Hollywood Stor	316	Thrust	6.6	39.5	0.21
24	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	425	Thrust	6.5	20.2	0.35
25	1980	Irpinia	Bisaccia	496		6.9	21.3	0.94
26	1979	Montenegro	ST64	1083	Thrust	6.9	21.0	0.18
27	1997	Umbria Marche	ST238	n/a	Normal	6.0	21.5	0.19
28	2000	South Iceland	ST2487	n/a	Strike-slip	6.5	13.0	0.16
29	2000	South Iceland (a.s.)	ST2557	n/a	Strike-slip	6.4	15.0	0.13
30	2003	Bingol	ST539	806	Strike-slip	6.3	14.0	0.30

4.6.4 Analisi dinamica non lineare mediante time history

L'analisi dinamica non lineare mediante time history rappresenta lo strumento più accurato per la valutazione della risposta strutturale sotto azione sismica, in quanto consente di seguire l'evoluzione temporale della risposta della struttura per tutta la durata

dell'evento, cogliendo in modo diretto gli effetti inerziali, il comportamento non lineare dei materiali e la progressiva perdita di rigidità e resistenza degli elementi in calcestruzzo armato causata dai carichi ciclici.

L'analisi in questione è stata parametrizzata in modo tale da far sì che il telaio a cui sono state assegnate le caratteristiche meccaniche dell'i-esimo campionamento fosse soggetto a tutti e 30 gli input sismici alla data IM. In questo modo vengono eseguite 9000 analisi date dalla combinazione di 30 campionamenti $\times$ 30 input sismici $\times$ 10 IM.

I dati così ottenuti, a seguito di una fase di elaborazione su MATLAB in cui vengono effettuate le verifiche strutturali per la determinazione del vettore dei collassi, la quale verrà descritta nel successivo capitolo, consentono la costruzione delle quattro curve descritte al capitolo 1.3 (IDA, fragilità e affidabilità).

L'analisi viene inizialmente impostata su STKO, all'interno del quale è possibile definire tutti i parametri che gestiscono l'analisi mediante l'interfaccia grafica, rendendo più semplice l'impostazione, e successivamente procedere alle singole modifiche direttamente sui codici Tcl che STKO genera.

È molto importante rispettare l'ordine in cui vengono implementati i vari step dell'analisi; infatti, i file Tcl generati rispettano l'ordine dei comandi datogli in questa fase. In caso di disordine potrebbero esserci problemi e l'analisi potrebbe anche non iniziare. Vengono di seguito elencate in ordine le impostazioni per la configurazione dell'analisi:

- *MPCORRecorder*: permette la registrazione automatica delle informazioni utili al post-processing su STKO, senza questo setting attivo non si possono visualizzare;
- *ConstrainPattern*: vengono attivati i vincoli definiti nella sezione *Conditions*. Anche in questo caso, la mancata impostazione del setting provoca un errore nell'analisi;
- *Damping*: viene definito lo smorzamento di Rayleigh;
- *Eigen*: calcola gli autovalori dell'analisi modale;
- *ModalProperties*: estrae i parametri calcolati con l'analisi modale;
- *LoadPattern*: applica i carichi gravitazionali definiti in *Conditions*;
- *AnalysisCommand (gravity analysis)*: vengono definiti i parametri dell'analisi statica lineare e la esegue;
- *UniformExcitacion*: definisce la time history che verrà utilizzata nell'analisi dinamica non lineare. Questa riga di codice è stata poi parametrizzata sui Tcl;

- *Recorder*: tramite questo comando vengono salvati determinati parametri relativi alla risposta della struttura all'input sismico;
- *AnalysisCommand*: vengono definiti i parametri che definiscono l'analisi, in particolare, il tipo di procedura (Nonlinear Transient), l'algoritmo risolutore (Modified Newton), il metodo di integrazione nel tempo (Newmark), i criteri di convergenza (tolleranza e numero di iterazioni) e la dimensione del passo temporale.

Dopo questa fase vengono generati i sette file Tcl contenenti gli script di quanto è stato modellato e definito in STKO. Di seguito, una descrizione di cosa contengono i diversi file:

- *main.tcl*: è lo script principale dell'analisi, definisce le variabili e le funzioni principali e richiama in ordine tutti gli altri file collegati;
- *analysis_steps.tcl*: contiene le informazioni definite nel precedente elenco puntato. In questo file è stato parametrizzato l'input sismico;
- *nodes.tcl*: vengono definiti i nodi attraverso le coordinate cartesiane del telaio piano e vengono assegnate le masse nodali nelle due direzioni;
- *elements*: definisce travi e pilastri come elementi geometrici non lineari a plasticità diffusa, collegandoli ai nodi definiti precedentemente con la relativa trasformazione geometrica e tipologia di integrazione (Lobatto);
- *materials.tcl*: vengono definiti i modelli di materiale utilizzati. In questo file è stato parametrizzato il campionamento delle proprietà dei materiali;
- *sections.tcl*: in quest'ultimo codice sono definite le sezioni attraverso le coordinate baricentriche delle fibre che le compongono. Ad ogni fibra è assegnato il \$matTag del materiale corrispondente. Al suo interno sono state aggiunte le equazioni che definiscono il legame costitutivo del calcestruzzo confinato secondo Mander.

I *recorder* nominati precedentemente salvano i parametri che si intende registrare, tramite comandi di OpenSees. Nel caso in esame sono stati registrati i seguenti dati:

- *As_SupL_Rx_Sy.txt*: tensione nelle barre di armatura longitudinali superiori delle sezioni all'estremo sinistro delle travi;
- *As_SupR_Rx_Sy.txt*: analogo al superiore per le sezioni all'estremo destro delle travi;

- *drift_Rx_Sy.txt*: drift interpiano normalizzati rispetto l'altezza del piano;
- *pil_Rx_Sy.txt*: sollecitazioni interne nelle sezioni agli estremi dei pilastri;
- *tr_Rx_Sy.txt*: sollecitazioni interne nelle sezioni agli estremi delle travi.

R definisce il numero dell'input sismico (da 1 a 30), mentre S definisce il numero del campionamento (da 1 a 30). In questo modo, per ogni IM, vengono salvati 4500 file di testo (900 per tipo di file) in cui sono registrati tutti i dati necessari allo svolgimento delle verifiche strutturali in ambiente MATLAB.

Per le analisi non andate a convergenza, ovvero quelle in cui l'analisi non è stata conclusa e la time history non è stata applicata interamente alla struttura, i file contenenti le informazioni della risposta strutturale vengono svuotati e il telaio viene considerato collassato.

Una volta concluse le analisi si passa alla fase di verifica e calcolo del vettore dei collassi.

5 Verifiche strutturali

In questo capitolo vengono descritte le modalità di esecuzione delle verifiche strutturali condotte secondo le NTC18 in ambiente MATLAB. Tali verifiche hanno permesso di determinare il numero di collassi N_f per le 10 IM, i quali costituiscono il vettore dei collassi fondamentale per la realizzazione delle curve già introdotte al capitolo 1.3.

Si precisa che le verifiche vengono effettuate esternamente al software OpenSees, poiché questo software, modellando gli elementi a fibre, non è in grado di eseguire verifiche a taglio, le quali richiedono una verifica sull'intero elemento e non solo sezionale.

Gli elementi strutturali analizzati sono travi, pilastri e nodi trave-pilastro. Per ciascuno di essi, come anticipato al capitolo precedente, sono stati registrati i valori di sollecitazione e/o tensione, istante per istante, indispensabili per le successive verifiche. I dati di partenza sono strutturati nei cinque tipi di file descritti nel precedente capitolo (*As_SupL_Rx_Sy*, *As_SupR_Rx_Sy*, *dirft_Rx_Sy*, *pil_Rx_Sy*, *tr_Rx_Sy*). Per ogni IM, questo set genera un database complessivo di 4500 file. Al fine di ottimizzare il processo, tali file vengono elaborati per estrarne esclusivamente le sollecitazioni, le tensioni e i drift strettamente necessari ai calcoli strutturali.

Vengono quindi creati 900 file denominati *Telaio_Rx_Sy*, in cui x rappresenta il numero del sisma a cui la struttura è stata soggetta ed y il numero di campionamento dei materiali.

Questi file contengono otto righe di lunghezza differente con i seguenti contenuti:

- *riga 1*: contiene i valori estrapolati dal file *pil_Rx_Sy*. È composta da $2 \times p$ triplette di valori, in cui p è il numero di pilastri della struttura. Le coppie di triplette appartengono ad un singolo pilastro: la prima tripletta appartiene alla sezione inferiore, la seconda alla sezione superiore. Ogni tripletta è costituita alla prima posizione dal taglio massimo agente in segno V_{Ed} , alla seconda e terza posizione i corrispondenti valori in segno di sforzo normale N_{Ed} e momento M_{Ed} ;
- *riga 2*: contiene i valori estrapolati dal file *tr_Rx_Sy*. È composta da $2 \times t$ triplette di valori, in cui t è il numero di travi della struttura. Le coppie di triplette formano una singola trave: la prima tripletta rappresenta la sezione dell'estremo sinistro della trave, la seconda tripletta rappresenta la sezione opposta. In questo caso ogni tripletta contiene in terza posizione il momento massimo agente in segno M_{Ed} , in prima e seconda posizione i corrispondenti sforzo normale N_{Ed} e taglio V_{Ed} .
- *riga 3*: contiene anch'essa i valori estrapolati dal file *tr_Rx_Sy*. Le triplette in questo caso sono costituite in seconda posizione dal taglio massimo in segno

agente V_{Ed} , mentre in prima e terza posizione sono presenti i valori corrispondenti di sforzo normale N_{Ed} e momento M_{Ed} .

- *riga 4 – riga 5*: contengono le tensioni nelle armature superiori delle travi estrapolate rispettivamente dai file *As_SupL_Rx_Sy* e *As_SupR_Rx_Sy*. Ogni cella della riga contiene un valore di tensione agente per trave (ogni trave ha solo una sezione a sinistra e una a destra), corrispondente al taglio massimo V_{Ed} agente al pilastro adiacente alla sezione;
- *riga 6 – riga 7*: come per le righe 4 e 5, contengono i valori di tensione agenti alle armature superiori delle travi estrapolati dai file *As_SupL_Rx_Sy* e *As_SupR_Rx_Sy*. In questo caso, sono salvati i valori concorrenti al valore massimo di tensione registrato nella sezione opposta del medesimo nodo analizzato;
- *riga 8*: in questo file sono contenuti i valori estrapolati dai file *drift_Rx_Sy*. La riga è formata da $n + 1$ elementi, con n pari al numero di piani fuori terra del telaio analizzato. Le prime n posizioni contengono il valore *IDI* massimo in valore assoluto per i diversi piani, a partire dal basso verso l'alto, la posizione $n + 1$ contiene il valore *IDI* massimo tra i vari piani.

Ognuno dei 900 file denominati *Telaio_Rx_Sy* è associato ad una singola analisi; ne consegue che, per ogni IM, il campione statistico globale è costituito esattamente da 900 casi.

All'avvio dell'algoritmo di verifica, viene inizializzata una matrice chiamata *VER*, strutturata con 900 righe (corrispondenti ai file *Telaio_Rx_Sy*) e 10 colonne (rappresentanti le 10 IM). Inizialmente, ogni cella della matrice viene popolata con la stringa "YES".

In fase di esecuzione, i 900 file *Telaio_Rx_Sy* vengono letti e analizzati. Qualora un file risulti vuoto (a causa del collasso numerico dell'analisi dinamica non lineare su OpenSees), la stringa "YES" nella relativa cella all'interno della matrice *VER* viene sostituita con la stringa "ERRORE – FILE: *Telaio_Rx_Sy*". Tale procedura consente, in una fase successiva, di quantificare il numero di collassi numerici e differenziarli dai collassi strutturali.

Le verifiche vengono eseguite secondo il seguente ordine:

- 1) verifica a flessione delle travi;
- 2) verifica a taglio delle travi;
- 3) verifica a taglio dei pilastri

4) verifica a taglio dei nodi trave-pilastro.

Al termine di ciascuna verifica, per i casi in cui i criteri della specifica verifica non risultino soddisfatti, la matrice *VER* viene aggiornata sostituendo con la stringa “NO” la precedente stringa “YES”. I casi contrassegnati dalla stringa “ERRORE – FILE: Telaio_Rx_Sy” vengono invece esclusi a priori dalle procedure di calcolo a causa dell’assenza di dati sulle sollecitazioni.

Il successivo codice di verifica esegue un primo controllo sulla matrice *VER*, saltando l’elaborazione di tutti i casi che presentano le stringhe “NO” o “ERRORE – FILE: Telaio_Rx_Sy”. Tale approccio si basa sul principio per cui il collasso dell’intero telaio si considera raggiunto a causa del mancato soddisfacimento dei criteri di verifica di una singola sezione o nodo; di conseguenza, risulta inutile procedere con i controlli successivi se il *Telaio_Rx_Sy* non ha già rispettato una precedente verifica.

Infine, una volta completate le quattro verifiche previste, viene calcolato il numero di collassi totali $N_{f,TOT}$ per ogni intensità sismica (IM). Il parametro $N_{f,TOT}$ è dato dalla somma delle stringhe “NO” ed “ERRORE – FILE: Telaio_Rx_Sy” per ogni colonna.

I dieci valori ottenuti rappresentano il vettore dei collassi N_f di dimensione 1×10 .

Di seguito viene proposto un diagramma di flusso che riassume quanto detto.

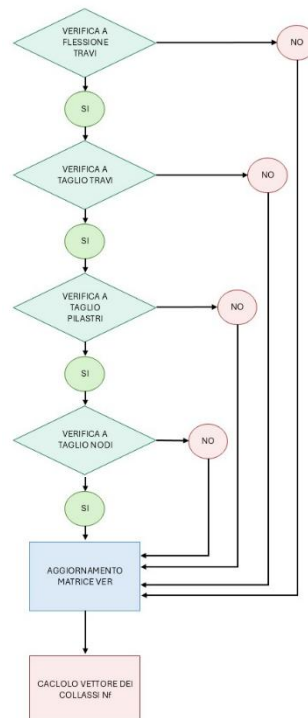


Figura 5.1 - Diagramma di flusso per il calcolo del vettore dei collassi

I risultati in termini di vettori dei collassi saranno presentati insieme ai risultati finali.

5.1 Calcestruzzo confinato - Fardis

Le verifiche strutturali riguardanti le travi sono state condotte introducendo il modello di confinamento del calcestruzzo proposto da M. N. Fardis (2009) [18]. Tale approccio si differenzia da quanto assunto nelle precedenti analisi dinamiche non lineari in ambiente OpenSees, dove è stato impiegato il modello di Mander. Quest'ultima scelta è stata vincolata dalle specifiche di STKO, il quale implementa solo la formulazione di Mander. La necessità di differenziare i modelli costitutivi in fase di verifica risiede nelle ipotesi del modello di Mander, il quale presuppone una sezione interamente reagente a compressione, assumendo una posizione dell'asse neutro esterna all'altezza della sezione stessa. Tale assunzione risulta realistica per quanto concerne i pilastri (soggetti a pressoflessione con sforzo normale significativo), ma non regge nel caso delle travi che sono soggette ad elevati carichi flessionali e molto minori carichi assiali.

Le sezioni delle travi sono tipicamente progettate per collassare in campo 2 o campo 3, così da garantire una certa duttilità e rispettare i principi di *capacity design*. Questo però significa avere una sezione parzializzata in cui una parte di essa è soggetta a compressione e la restante parte a trazione, il che significa non rispettare le ipotesi di Mander. Adottando il suo modello si avrebbe una sovrastima del comportamento del calcestruzzo confinato nelle travi.

Il modello di Fardis permette invece di calcolare la curva tensione-deformazione del calcestruzzo confinato in funzione della configurazione statica a cui la sezione è soggetta, la quale durante un'analisi dinamica varia istante per istante. Questo secondo modello risulta quindi molto più preciso nella valutazione del confinamento della sezione per le travi.

L'aver realizzato le analisi con il modello di Mander e le successive verifiche con il modello di Fardis non risulta essere un problema ed è anzi a favore di sicurezza, in quanto è stata sovrastimata la capacità resistente in fase di analisi (Mander), ma si è verificato in seguito, mediante un modello più stringente (Fardis), che la prima approssimazione rispettasse comunque i vincoli normativi.

Si riporta ora la formulazione teorica del modello di Fardis, che in gran parte ripercorre quella proposta da Mander. Analogamente a quest'ultimo, Fardis definisce una resistenza a compressione di picco calcolata come:

$$f_c^* = f_c \cdot (1 + K) \quad (5.1)$$

in cui f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato campionata e K è il coefficiente di confinamento. Quest'ultimo è definito all'interno dell'Eurocodice 08 – Parte 3 (CEN, 2005a) secondo il valore proposto da Newman e Newman (1971), pari a:

$$K = 3.7 \cdot \left(\frac{p}{f_c}\right)^{0.86} \quad (5.2)$$

Dove p è la pressione di confinamento che coincide con la pressione laterale efficace f'_{lp} calcolata secondo l'equazione (4.23).

Il rapporto $\frac{p}{f_c}$, nel caso di staffe regolari, può essere assunto pari a:

$$\frac{p}{f_c} = 0.5 \cdot a_x \cdot \omega_w \quad (5.3)$$

Nell'equazione appena presentata, a_x rappresenta il fattore di confinamento effettivo della zona compressa, calcolato come segue:

$$a_x = \left(1 - \frac{s}{2b_{x0}}\right) \left(1 - \frac{s}{4x_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6x_0 b_{y0}}\right) \quad (5.4)$$

Come si può vedere in Figura 5.2 in cui b_{x0} e b_{y0} rappresentano le dimensioni nelle due direzioni della sezione confinata interna all'interasse delle staffe, s rappresenta il passo delle staffe e x_0 rappresenta la profondità dell'asse neutro che definisce la zona compressa e confinata. La sommatoria $\sum b_i^2$ rappresenta la somma dei quadrati del lato della zona compressa confinata, escludendo i lati intersecati dall'asse neutro, ed è calcolata come segue:

$$\sum b_i^2 = x_0^2 + x_0^2 + b_{x0}^2 = 2x_0^2 + b_{x0}^2 \quad (5.5)$$

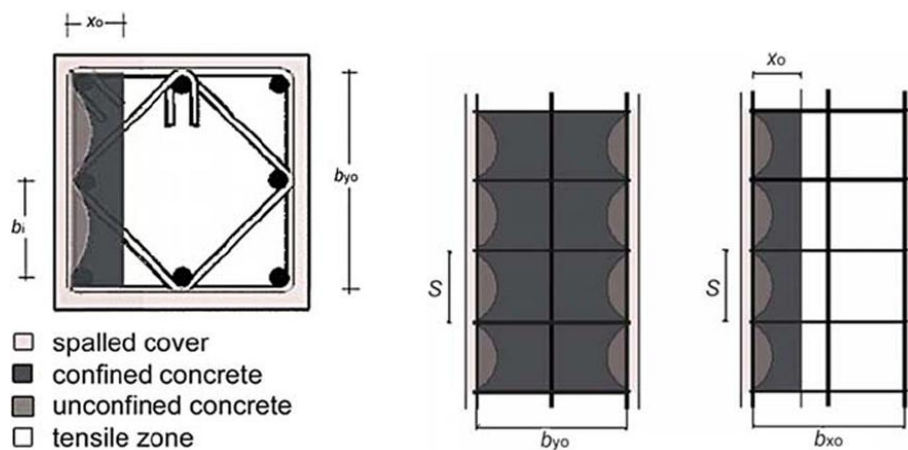


Figura 5.2 - Calcolo del confinamento effettivo nel nucleo compresso di un elemento sottoposto a flessione

Tornando all'equazione (5.3), il parametro ω_w rappresenta il rapporto meccanico volumetrico delle staffe di confinamento ed è calcolato come:

$$\omega_w = \rho_w \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \quad (5.6)$$

in cui f_{yw} è la tensione di snervamento delle staffe, assunta pari a f_y campionata e ρ_w è il rapporto meccanico di staffatura, calcolato nella seguente maniera:

$$\rho_w = 2 \cdot \frac{\min\left(\sum \frac{A_{swx}}{b_{y0}}, \sum \frac{A_{swy}}{b_{x0}}\right)}{s} \quad (5.7)$$

dove A_{swx} e A_{swy} sono l'area complessiva delle aree laterali nella rispettiva direzione.

Viene definita la deformazione al picco in compressione per il calcestruzzo confinato ε_{c0}^* , calcolata come:

$$\varepsilon_{c0}^* = \varepsilon_{c0}(1 + K)^2 \quad (5.8)$$

in cui ε_{c0} è la deformazione non confinata al picco (equazione (4.1)).

Infine, viene definita la deformazione ultima in compressione per il calcestruzzo confinato ε_{cu}^* , calcolata come segue:

$$\varepsilon_{cu}^* = 0,0035 + 0,2 \cdot \frac{p}{f_c} \quad (5.9)$$

È chiaro come nel modello di Fardis l'intero legame costitutivo dipenda dalla profondità dell'asse neutro x_0 , a differenza del modello di Mander dove la sola geometria della sezione definisce il comportamento confinato del calcestruzzo.

All'interno dei codici MATLAB che verranno descritti successivamente, sono state definite le ipotesi per il calcolo dell'asse neutro, con il quale si verifica che il modello di Fardis per le travi e il modello di Mander per i pilastri sia applicabile all' i -esima sezione soggetta all' i -esima condizione statica. In questo modo, nello svolgimento delle verifiche, per le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo verrebbero utilizzati i valori del legame confinato di Fardis (o Mander per i pilastri) piuttosto che i valori campionati.

Il calcolo della profondità dell'asse neutro avviene mediante un'equazione di equilibrio alla traslazione, i cui termini (calcestruzzo compresso, acciaio superiore e acciaio inferiore) cambiano segno e formulazione a seconda delle ipotesi di campo che si sta verificando.

Si è ipotizzato che la sezione collassi in campo 2 o in campo 3. Oltre alle classiche ipotesi di verifica sulle deformazioni dell'acciaio, sono state quindi implementate delle verifiche per quanto riguarda l'applicabilità del modello di Fardis. L'iter risulta il seguente:

- a) Ipotizza diverse configurazioni di collasso all'interno del campo 2 con implementato il legame costitutivo del calcestruzzo confinato secondo Fardis e ne verifica la veridicità;
- b) se nessuna delle ipotesi precedenti risulta verificata, si passa al campo 3 con le relative configurazioni di collasso, mantenendo sempre il modello di Fardis;
- c) se anche nel caso precedente nessuna delle ipotesi è verificata si torna alle ipotesi di campo 2 con un modello parabola-rettangolo di calcestruzzo non confinato;
- d) in ultima istanza, se anche il campo 2 con calcestruzzo non confinato risulta non verificato si passa alle ipotesi di campo 3, sempre con legame costitutivo parabola-rettangolo non confinato del calcestruzzo.

Come anticipato, sono state implementate le verifiche delle ipotesi in modo tale da monitorare la correttezza dell'equazione di equilibrio alla traslazione del relativo asse neutro ottenuto, il quale dipende ovviamente dalle ipotesi precedenti.

La verifica di queste ipotesi permette di individuare una e una sola configurazione di collasso della sezione, così da non ricadere nel caso in cui fossero ottenuti due valori di asse neutro distinti, relativi a due ipotesi di collasso differenti.

Oltre alle ipotesi di verifica delle deformazioni dell'acciaio superiore ed inferiore alla configurazione di collasso, sono state implementate delle verifiche relative all'applicabilità del modello di Fardis; in particolare sono state verificate le seguenti condizioni:

$$a_x > 0 \quad (5.10)$$

$$x_0 > s/4 \quad (5.11)$$

Durante i test, infatti, è stato notato come in alcuni casi venisse calcolato un asse neutro tale da definire una resistenza al picco confinata f_c^* inferiore alla resistenza al picco campionata f_c ; questo avviene per valori del parametro a_x negativi a cui spesso sono associate profondità di asse neutro basse (asse neutro vicino alla staffa superiore).

Di seguito uno schema riassuntivo di quanto detto precedentemente.



Figura 5.3 - Schema riassuntivo calcolo asse neutro

5.2 Acciaio elasto-plastico incrudente

Il comportamento meccanico dell'acciaio considerato nelle verifiche è definito da un legame elasto-plastico incrudente, in conformità con le prescrizioni del capitolo § 4.1.2.1.2.2 delle NTC18 [3]. La scelta di questo modello, in alternativa a quello elastico perfettamente plastico, deriva dalla necessità di garantire la coerenza con le simulazioni numeriche. Poiché i modelli numerici implementati in OpenSees integrano già l'effetto dell'incrudimento delle armature, come spiegato al capitolo 4.2.5, l'adozione di un legame elastico perfettamente plastico in fase di verifica avrebbe sottostimato la reale capacità portante della sezione. Di conseguenza, avrebbe potuto portare ad una penalizzazione conservativa ma irrealistica della resistenza, conducendo ad una sovrastima dei collassi nelle sezioni, soprattutto per quanto concerne le verifiche flessionali.

Il comportamento elasto-plastico incrudente è stato definito bilineare mediante le seguenti equazioni.

Tramite il rapporto dei valori campionati f_y ed E_s , rispettivamente tensione a snervamento e modulo elastico dell'acciaio, viene calcolata la deformazione a snervamento ε_y :

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (5.12)$$

successivamente, viene definita la tangente del ramo post snervamento E_{py} :

$$E_{py} = \frac{f_u - f_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \quad (5.13)$$

in cui ε_u è la deformazione ultima campionata dell'acciaio.

Vengono di seguito descritte le singole verifiche e il procedimento seguito.

5.3 Verifica a flessione delle travi

Come anticipato precedentemente, la prima fase è dedicata alla verifica di resistenza (RES) flessionale delle travi. Di seguito verranno illustrate le equazioni necessarie alla verifica, per poi proseguire nella spiegazione della logica del codice e del suo funzionamento.

Come riportato al capitolo § 7.4.4.1.1 delle NTC18 [3], la capacità a flessione deve essere valutata secondo il capitolo § 4.1.2.3.4. Viene prima calcolata la capacità a flessione M_{Rd} della sezione in funzione dello sforzo normale N_{Ed} agente che viene successivamente confrontata con la domanda a flessione M_{Ed} .

$$M_{Rd}(N_{Rd}) \geq M_{Ed} \quad (5.14)$$

Viene assunta l'eguaglianza $N_{Rd} = N_{Ed}$.

In ambiente MATLAB, l'algoritmo di verifica è strutturato attraverso un serie di cicli annidati. Per ogni combinazione dell'intensità sismica IM (i), dell'input sismico (j) e del campionamento (c), ci si riconduce all'univoco file *Telaio_Rx_Sy*. Qualora il file non risulti vuoto (significherebbe che l'analisi mediante OpenSees è andata a convergenza), l'algoritmo estrae dalla *riga 2* del file valore del momento flettente agente M_{Ed} ed il corrispondente N_{Ed} per la prima sezione delle travi del telaio (prima tripletta).

A partire dallo sforzo assiale agente N_{Ed} , vengono impostate le equazioni di equilibrio alla traslazione nell'ipotesi di campo 2 con confinamento secondo Fardis, secondo il procedimento descritto in Figura 5.3. Una volta determinata la posizione dell'asse neutro e definito lo stato di confinamento del calcestruzzo, un successivo algoritmo procede alla costruzione del dominio di resistenza M-N della sezione, calcolando i punti (N_{Rd} , M_{Rd}) per diverse configurazioni di collasso della sezione. Successivamente, l'algoritmo interseca lo sforzo normale agente N_{Ed} , ricavato dal file *Telaio_Rx_Sy*, con il dominio M-N così ottenuto, interpolando linearmente l'andamento del momento resistente tra i due punti di calcolo più prossimi, in modo da ricavare il valore esatto del momento resistente M_{Rd} della sezione.

Il momento resistente M_{Rd} così determinato viene infine confrontato con il momento agente M_{Ed} . Questo intero processo viene eseguito in maniera iterativa per tutte le sezioni delle travi appartenenti al file *Telaio_Rx_Sy* in esame, completando l'analisi dell'intera struttura prima di avanzare al file successivo.

5.4 Verifica a taglio di travi e pilastri

La verifica a taglio, analogamente a quanto detto per la verifica a flessione, risulta soddisfatta nel caso in cui:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (5.15)$$

Il termine V_{Rd} è stato definito come il valore minimo tra la resistenza a taglio semplice $V_{Rd (semplice)}$ e la resistenza a taglio ciclica $V_{Rd (ciclico)}$.

$$V_{Rd} = \min(V_{Rd (semplice)}; V_{Rd (ciclico)}) \quad (5.16)$$

La capacità a taglio semplice di travi e pilastri è definita al capitolo § 4.1.2.3.5.2 delle NTC18 [3]. Si calcola in riferimento ad uno schema a traliccio che va formandosi negli elementi con adeguata armatura resistente a taglio. Il traliccio è composto dalle armature trasversali, dalle armature longitudinali, dal corrente compresso di calcestruzzo superiore e dai puntoni d'anima inclinati.

La verifica va fatta sia lato puntone compresso sia tirante teso.

La verifica a taglio compressione del puntone in calcestruzzo si esegue mediante la seguente equazione:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_c \cdot \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)} \quad (5.17)$$

Dove d rappresenta l'altezza utile della sezione, b_w è la larghezza minima della sezione compressa, α_c è un coefficiente maggiorativo, v è un coefficiente di riduzione pari a 0,5, α l'angolo di inclinazione delle staffe d'armatura rispetto all'asse dell'elemento e θ l'angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse dell'elemento.

La resistenza a taglio trazione sulle staffe in acciaio utilizza la seguente espressione:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_y \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \quad (5.18)$$

La resistenza a taglio semplice $V_{Rd (semplice)}$ è la minore tra le due:

$$V_{Rd (semplice)} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) \quad (5.19)$$

Per quanto riguarda la capacità a taglio ciclico $V_{Rd (ciclico)}$, si fa riferimento al capitolo § C8.7.2.3.5 della Circolare esplicativa n. 7/2019 [8]. In esso viene affermato che, in caso

di azioni cicliche, come possono essere quelle dovute ai sismi, la resistenza a taglio deve essere ricavata dalla domanda di duttilità dell'elemento.

La relazione definita all'interno della Circolare è:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\frac{h - x_0}{2L_V} \cdot \min(N_e; 0.55A_c f_c) \left(1 - 0.05 \cdot \min(5; \mu_{\theta,pl}) \right) \cdot \left[0.16 \cdot \max(0.5; 100\rho_{tot}) \cdot \left(1 - 0.16 \cdot \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \cdot \sqrt{f_c A_c} + V_W \right] \right] \quad (5.20)$$

In cui:

- $\gamma_{el} = 1.15$ per gli elementi strutturali primari;
- h è l'altezza totale della sezione;
- x_0 è la profondità dell'asse neutro;
- N_e è lo sforzo normale sollecitante;
- L_V è la luce di taglio;
- A_c è l'area della sezione;
- f_c è la resistenza a compressione di picco del calcestruzzo;
- $\mu_{\theta,pl}$ è la parte plastica della domanda di duttilità in rotazione;
- ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;
- V_W è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio.

All'interno della precedente equazione sono presenti diversi termini di cui ora vengono esposte le formulazioni.

La luce di taglio L_V viene definita al capitolo § C8.7.2.3.1 come segue:

$$L_V = \frac{M_E}{V_E} \quad (5.21)$$

In cui M_E e V_E sono i valori agenti sull'elemento, estrapolati dal file *Telaio_Rx_Sy*.

La parte plastica della domanda di duttilità in rotazione è calcolata come:

$$\mu_{\theta,pl} = \mu_{\theta} - 1 \quad (5.22)$$

Dove μ_{θ} è la domanda di duttilità in rotazione, definita dal rapporto tra la rotazione massima θ_u , al livello di azione sismica considerato, e la rotazione di prima plasticizzazione θ_y .

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (5.23)$$

La rotazione ultima è calcolata come segue:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_{pl} \cdot \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_V} \right) \right) \quad (5.24)$$

in cui ϕ_u e ϕ_y sono la curvatura ultima e la curvatura a snervamento, calcolate come:

$$\phi_u = 0.8 \cdot \frac{\frac{\varepsilon_{cu}}{h}}{\omega - \omega_1} \quad (5.25)$$

$$\phi_y = 1.4 \cdot \frac{\varepsilon_y}{d} \quad (5.26)$$

I termini ω e ω_1 rappresentano rispettivamente le percentuali meccaniche di armatura inferiore e superiore e sono calcolate come:

$$\omega = \frac{A_{s,inf} \cdot f_y}{b \cdot h \cdot f_c} \quad (5.27)$$

$$\omega_1 = \frac{A_{s,sup} \cdot f_y}{b \cdot h \cdot f_c} \quad (5.28)$$

Per quanto riguarda la lunghezza della cerniera L_{pl} , essa viene calcolata secondo la seguente espressione:

$$L_{pl} = 0.1 \cdot L_V + 0.17 \cdot h + 0.24 \cdot \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (5.29)$$

in cui d_{bl} rappresenta il diametro medio delle barre longitudinali.

Inifne, la rotazione allo snervamento è definita come:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V}{3} + 0.0013 \cdot \left(1 + 1.5 \frac{h}{L_V}\right) + 0.13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_{bl} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (5.30)$$

L'iter svolto dall'algoritmo di verifica ricalca fedelmente il procedimento già illustrato per la verifica a flessione nelle travi. L'unica sostanziale differenza si ha a seguito della verifica dello stato di confinamento della sezione (utilizzando Fardis per le travi e reintroducendo Mander per i pilastri) e del corrispondente calcolo della profondità dell'asse neutro; successivamente a ciò vengono definite le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e si prosegue con la verifica a taglio come descritta in questo capitolo.

Di seguito si riportano i risultati, in termini di vettore dei collassi di travi N_{JT} e pilastri N_{JTP} per quanto riguarda le verifiche a taglio.

5.5 Verifica a taglio nei nodi trave-pilastro

L'ultimo passaggio riguarda la verifica dei nodi trave-pilastro, in accordo con quanto riportato al capitolo § C8.7.2.3.5 della Circolare esplicativa n. 7/2019 [8]. La verifica va condotta esclusivamente per i nodi *non interamente confinati* come definiti al capitolo § 7.4.4.3 delle NTC18 [3] che riporta le differenze tra due tipologie di nodo:

- *nodi interamente confinati*: quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia

del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;

- *nodi non interamente confinati*: quando non appartenenti alla categoria precedente.

Nel seguente elaborato di tesi, i nodi del telaio sono stati progettati appositamente per risultare *interamente confinati*, in quanto il rapporto $\frac{L_{trave}}{L_{pilastro}}$ risulta pari a 0,8. Pertanto, gli unici nodi da verificare sono i nodi esterni, ovvero quelli appartenenti alla prima e all'ultima pilastrata, in quanto presentano uno dei due lati privo di confinamento dato dalla trave.

La verifica va condotta sia per quanto riguarda la trazione diagonale, sia per la compressione diagonale. Le espressioni definite dalla Circolare per la verifica ai nodi sono le seguenti:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N_e}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N_e}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c} \quad (5.31)$$

$$\sigma_{jc} = \frac{N_e}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N_e}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5\sqrt{f_c} \quad (5.32)$$

in cui:

- N_e rappresenta lo sforzo normale agente proveniente dal pilastro superiore al nodo;
- V_j rappresenta il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio agente al pilastro superiore e degli sforzi orizzontali, concorrenti al taglio nel pilastro, agenti nelle armature superiori delle travi connesse al nodo.
- A_j rappresenta l'area effettiva del nodo, calcolata come $A_j = b_j \cdot h_{jc}$ in cui b_j è la larghezza del nodo e h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, calcolata sottraendo alla larghezza del pilastro la dimensione del copriferro da ambo le parti.

Il procedimento seguito dall'algoritmo di calcolo definito in MATLAB, una volta estratte le sollecitazioni e le tensioni necessarie alla verifica dal file *Telaio_Rx_Sy*, procede al calcolo delle due tensioni sopra descritte utilizzando i parametri meccanici del calcestruzzo calcolati mediante il modello di Mander. Successivamente al calcolo di σ_{jt} e σ_{jc} si procede con la verifica, come definito nelle equazioni (5.31) e (5.32).

6 Risultati

In questo capitolo vengono presentati i risultati ottenuti e le conseguenti curve IDAs, curve di fragilità e curve di affidabilità, definite al capitolo 1.3. Per ogni tipologia di curva vengono illustrati i risultati ottenuti per i quattro telai confrontandoli per ogni piano.

Le curve sono distinte in diversi colori, al *Telaio A* corrisponde il colore verde, al *Telaio A1* corrisponde il colore rosso, al *Telaio A2* corrisponde il colore blu e al *Telaio A3* corrisponde il colore nero. Vengono confrontate le curve relative ai medesimi piani, ai quali corrisponde una lettera: al piano primo la lettera *a*, al piano secondo la lettera *b*, alla copertura la lettera *c* e ai risultati massimi tra i tre piani la lettera *d*.

6.1 Curve IDA

In questo capitolo vengono presentate le curve IDA ottenute per i quattro telai analizzati. Le curve, come spiegato al capitolo 1.3.1, sono costruite in funzione del numero di collassi N_{fTOT} ottenuti a seguito delle verifiche strutturali.

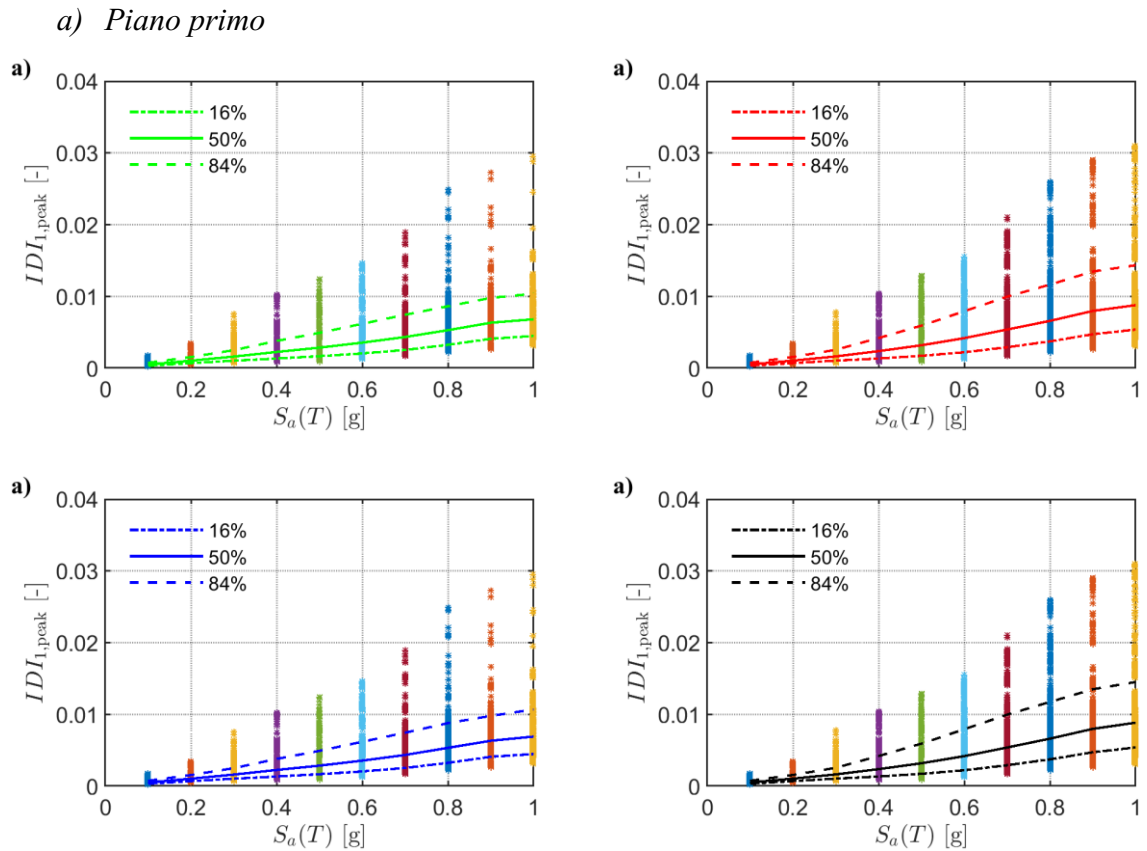


Figura 6.1 - Curve IDA relative al piano primo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

b) Piano secondo

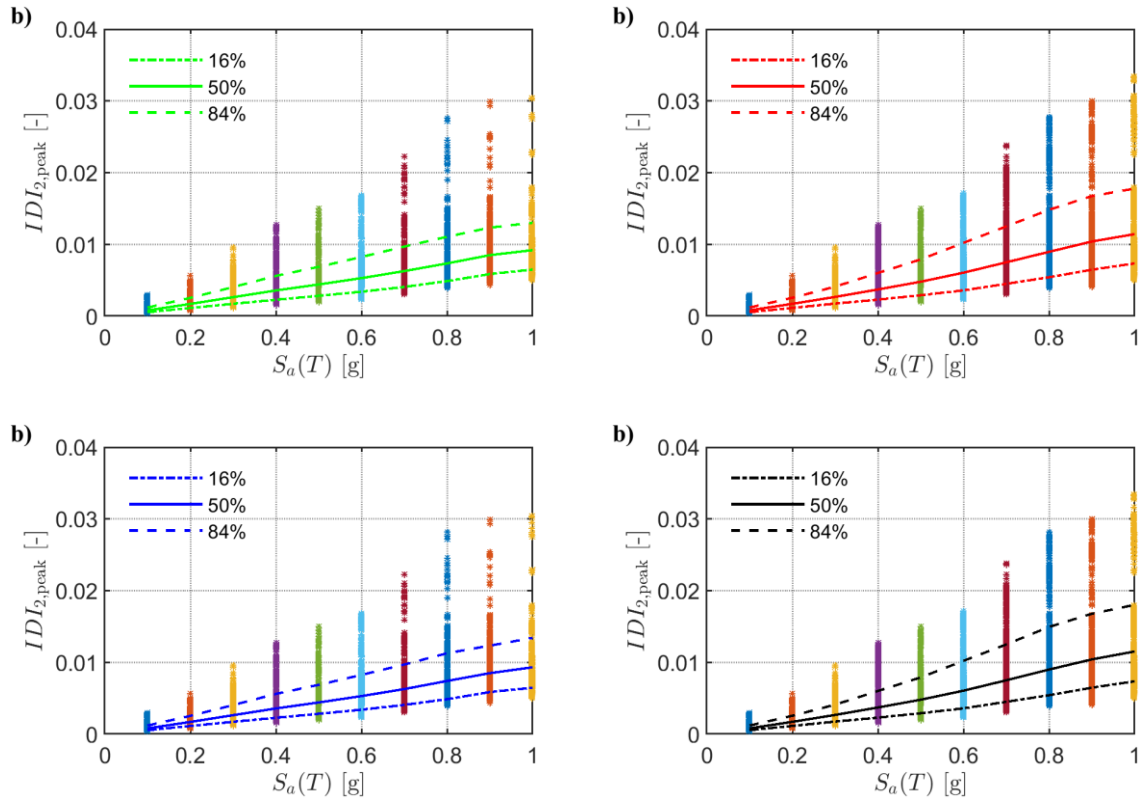


Figura 6.2 - Curve IDA relative al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

c) Copertura

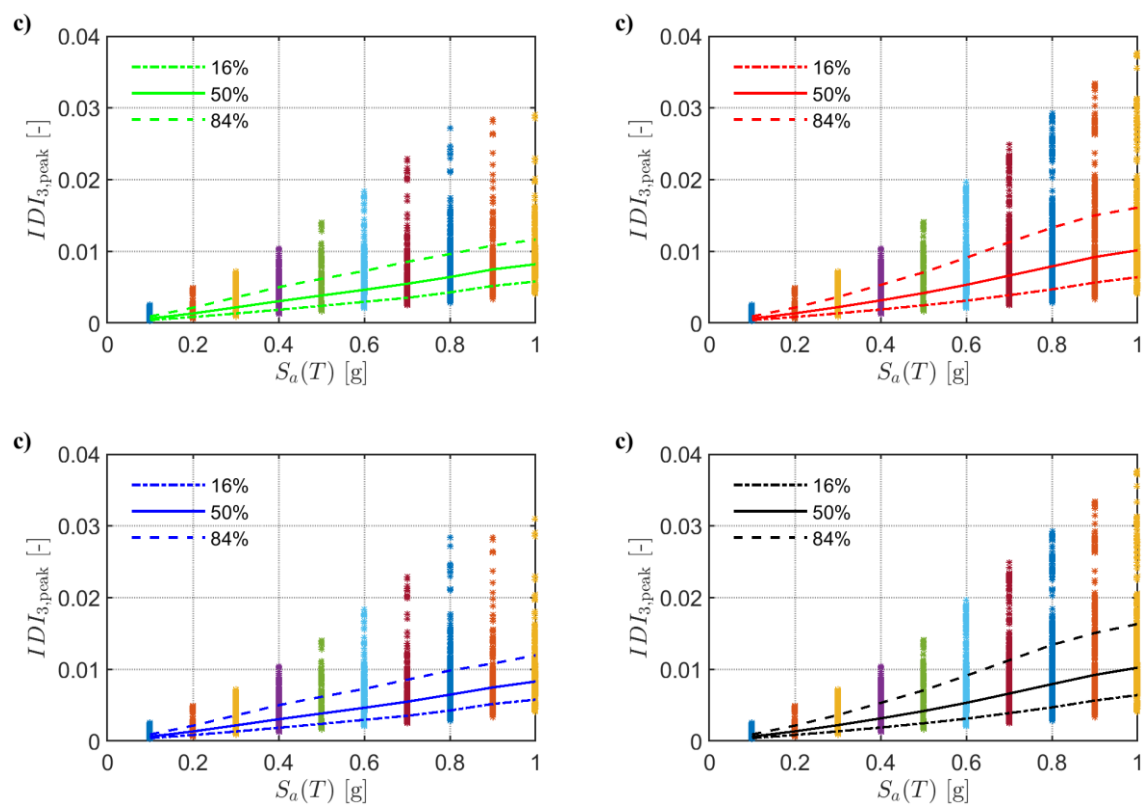


Figura 6.3 - Curve IDA relative alla copertura del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

d) Valori massimi tra i tre piani

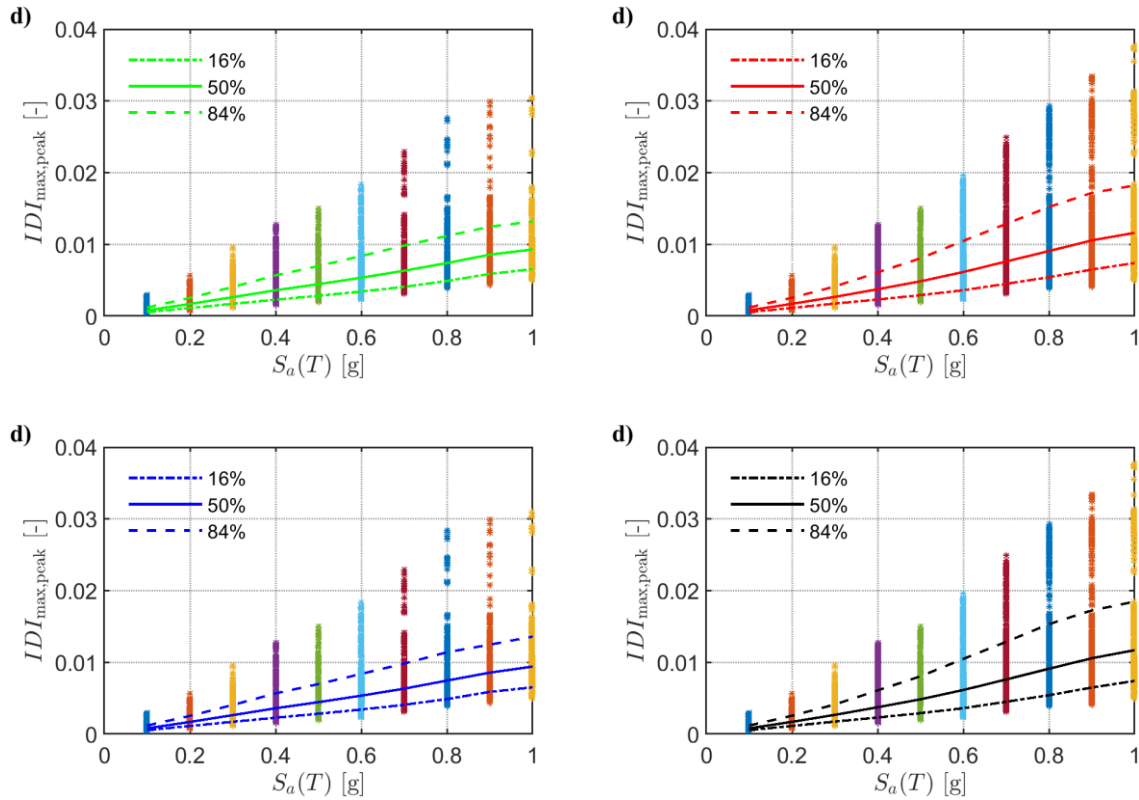


Figura 6.4 - Curve IDA relative ai valori massimi tra i tre piani del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

Dall'analisi delle curve IDA ottenute, si osserva come la dispersione dei punti, e la distribuzione degli IDI, mostri un andamento fortemente analogo tra il *Telaio A* ed il *Telaio A2*, e in maniera simile per quanto riguarda il *Telaio A1* ed il *Telaio A3*.

Nello specifico, in quest'ultima coppia (*A1* e *A3*) si riscontra una maggior distribuzione dei punti. Tale addensamento è riconducibile alla sensibile riduzione del numero di collassi strutturali (riscontrabile in Tabella 6.1, Tabella 6.2, Tabella 6.3 e Tabella 6.4) dovuti ai collassi a taglio nelle travi. Per entrambi i telai, infatti, la combinazione dei fattori di sovrarresistenza presenta il coefficiente $\gamma_{Rd,travi}^*$.

Questo comportamento trova riscontro diretto nell'andamento dei percentili: rispetto alla coppia alla coppia formata dal *Telaio A* e *Telaio A2*, entrambi progettati con un coefficiente $\gamma_{Rd,travi}$ standard, i telai *A1* e *A3* presentano curve dei percentili spostate verso l'alto a parità di intensità sismica IM. Questo andamento suggerisce che i casi giunti a collasso nella prima coppia di telai (*A* e *A2*) fossero proprio quelli caratterizzati dai maggiori spostamenti interpiano.

Per quanto riguarda il confronto tra i piani di uno stesso telaio, è chiaro come per tutti i casi ci siano aumenti negli spostamenti interpiano del piano secondo rispetto al piano primo e alla copertura.

6.2 Curve di fragilità

In questo capitolo vengono presentate le curve di fragilità dei quattro telai, facendo un confronto tra i risultati ottenuti per ognuno di essi come fatto per le curve IDA.

Vengono prima riportati i vettori dei collassi dei quattro telai, in cui si distinguono:

- $N_{f,error}$ è il vettore contenente i collassi numerici, ovvero tutti i collassi relativi alle analisi su OpenSees che non sono state concluse;
- $N_{f,FT}$ rappresenta il vettore dei collassi dovuti alle sole verifiche a flessione alle travi;
- $N_{f,TT}$ rappresenta il vettore dei collassi dovuti alle sole verifiche a taglio nelle travi;
- $N_{f,TP}$ rappresenta il vettore dei collassi dovuti alle sole verifiche a taglio nei pilastri;
- $N_{f,TN}$ rappresenta il vettore dei collassi dovuti alle sole verifiche a taglio nei nodi;
- $N_{f,verifiche}$ rappresenta il vettore dei collassi dovuto alla somma dei collassi da verifiche, ottenuto come spiegato in Figura 5.1;
- $N_{f,tot}$ è il vettore dei collassi totali, dato dalla somma di $N_{f,error}$ e $N_{f,verifiche}$.

Tabella 6.1 - Vettori dei collassi, Telaio A

	Telaio A									
	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g	0,6g	0,7g	0,8g	0,9g	1g
$N_{f,error}$	0	7	32	83	115	139	167	191	214	218
$N_{f,FT}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TT}$	1	24	50	74	121	175	237	267	312	362
$N_{f,TP}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TN}$	0	0	0	0	0	2	2	4	2	12
$N_{f,verifiche}$	1	24	50	74	121	176	238	271	313	368
$N_{f,tot}$	1	31	82	157	236	315	405	462	527	586

Tabella 6.2 - Vettori dei collassi, Telaio A1

	Telaio A1									
	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g	0,6g	0,7g	0,8g	0,9g	1g
$N_{f,error}$	0	7	32	83	115	139	167	191	214	218
$N_{f,FT}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TT}$	0	0	0	1	0	0	2	0	2	0
$N_{f,TP}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TN}$	0	0	0	0	0	2	2	4	2	12
$N_{f,verifiche}$	0	0	0	1	0	1	2	4	4	12
$N_{f,tot}$	0	7	32	84	115	140	169	195	218	230

Tabella 6.3 - Vettori dei collassi, Telaio A2

	Telaio A2									
	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g	0,6g	0,7g	0,8g	0,9g	1g
$N_{f,error}$	0	7	32	83	115	139	167	191	214	218
$N_{f,FT}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TT}$	1	24	50	74	121	175	237	267	312	362
$N_{f,TP}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TN}$	0	0	0	0	0	0	0	1	1	6
$N_{f,verifiche}$	1	24	50	74	121	175	237	268	313	364
$N_{f,tot}$	1	31	82	157	236	314	404	459	527	582

Tabella 6.4 - Vettori dei collassi, Telaio A3

	Telaio A3									
	0,1g	0,2g	0,3g	0,4g	0,5g	0,6g	0,7g	0,8g	0,9g	1g
$N_{f,error}$	0	7	32	83	115	139	167	191	214	218
$N_{f,FT}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TT}$	0	0	0	1	0	0	2	0	2	0
$N_{f,TP}$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$N_{f,TN}$	0	0	0	0	0	0	0	1	1	6
$N_{f,verifiche}$	0	0	0	1	0	0	2	1	3	6
$N_{f,tot}$	0	7	32	84	115	139	169	192	217	224

I vettori dei collassi appena presentati evidenziano come le verifiche più stringenti siano quelle a taglio nelle travi, si ha poi qualche collasso sporadico per taglio nei nodi e nessun collasso per flessione nelle travi e taglio nei pilastri.

In particolare, come anticipato al capitolo precedente, i telai *A* e *A2*, progettati adottando i fattori di sovrarresistenza standard, presentano il numero di collassi maggiore. Al contrario, i telai *A1* e *A3*, mostrano una sensibile riduzione nei collassi proprio grazie all'aumento del fattore di sovrarresistenza delle travi.

Un contributo certo alle verifiche è stato dato dall'adozione del legame costitutivo elasto-plastico incrudente dell'acciaio, il quale aumenta la resistenza dell'acciaio a seguito dello snervamento.

Di seguito, analogamente a quanto fatto per le curve IDA, vengono presentate le curve di fragilità dei quattro telai, confrontandole per ogni piano.

a) Piano primo

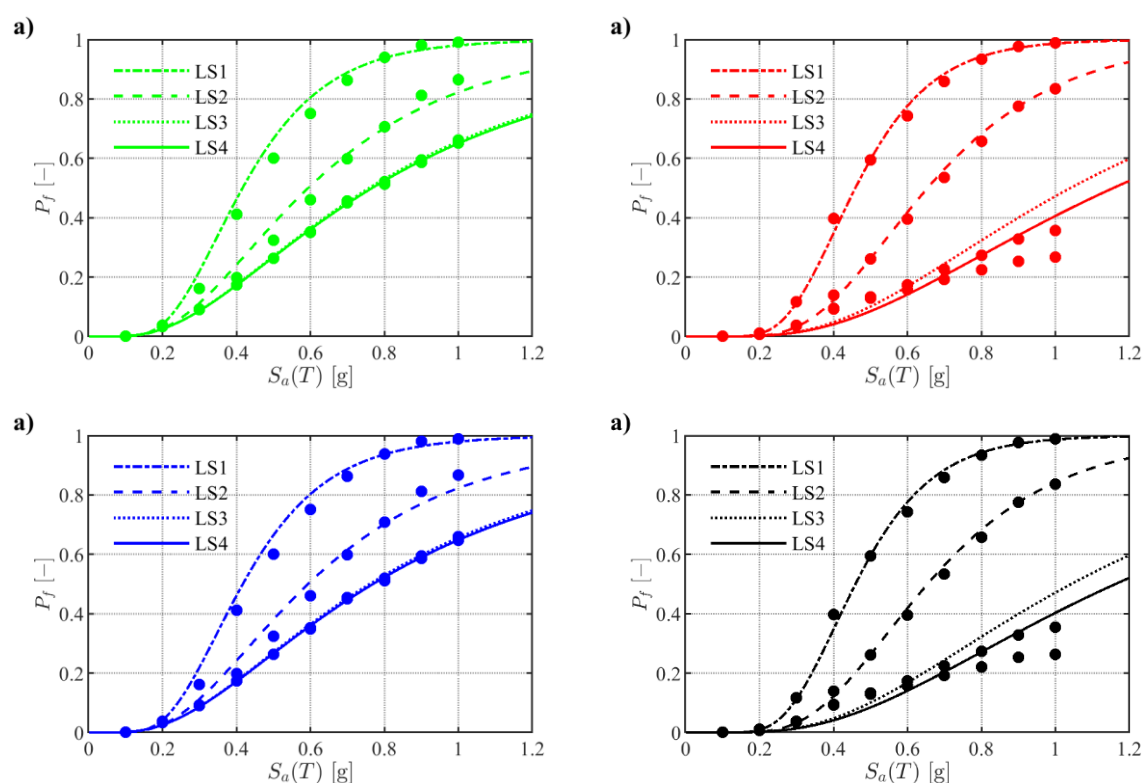


Figura 6.5 - Curve di affidabilità relative al piano primo del Telaio *A* (verde), Telaio *A1* (rosso), Telaio *A2* (blu), Telaio *A3* (nero)

b) Piano secondo

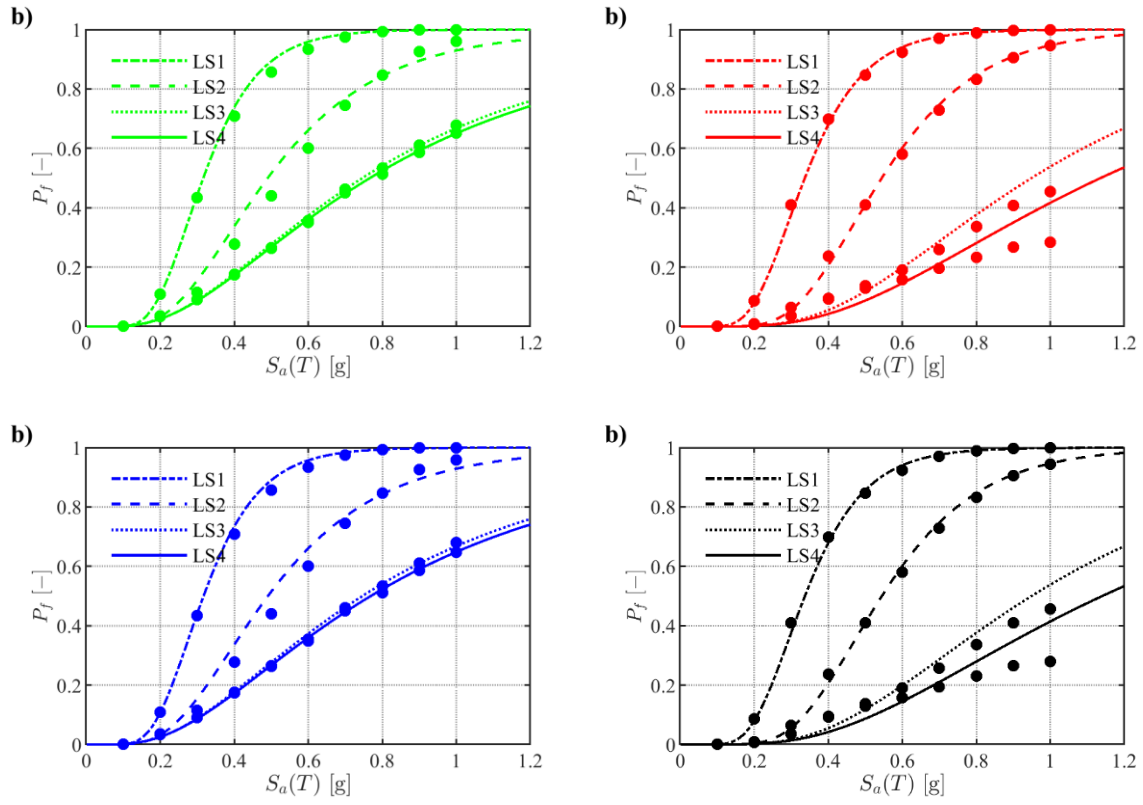


Figura 6.6 - Curve di affidabilità relative al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

c) Copertura

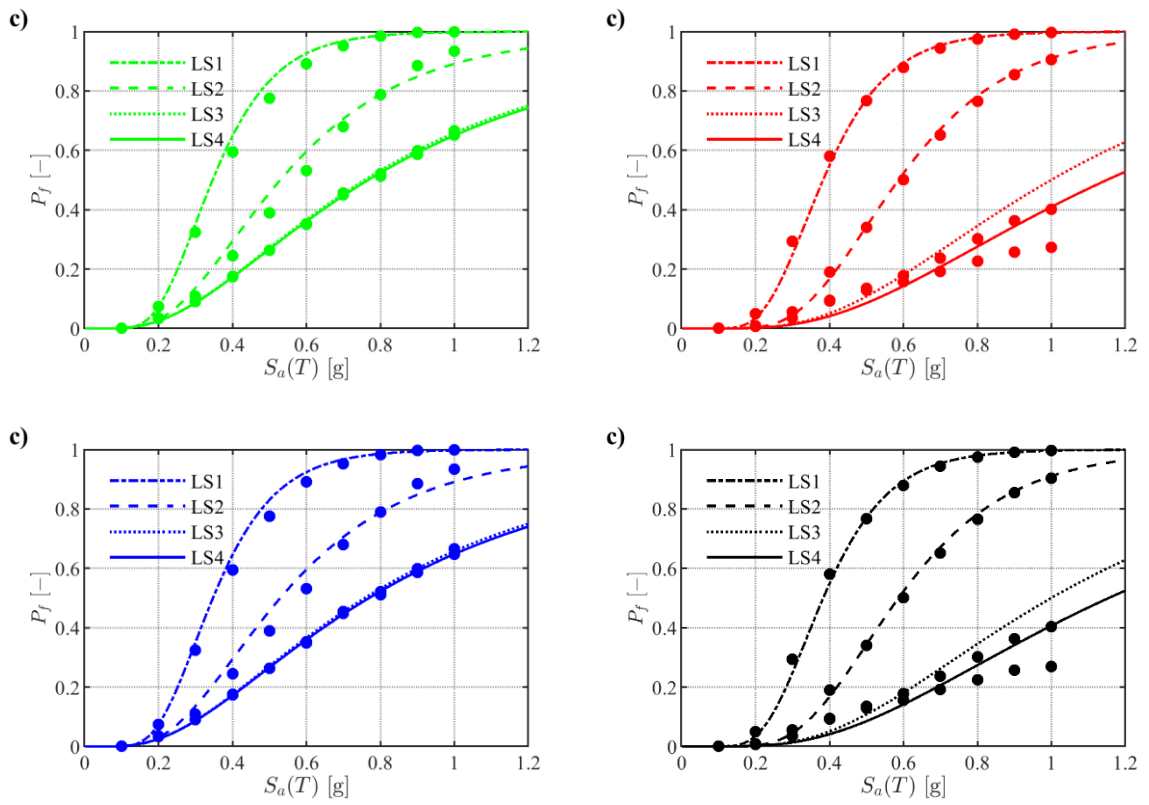


Figura 6.7 - Curve di affidabilità relative alla copertura del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

d) Valori massimi tra i tre piani

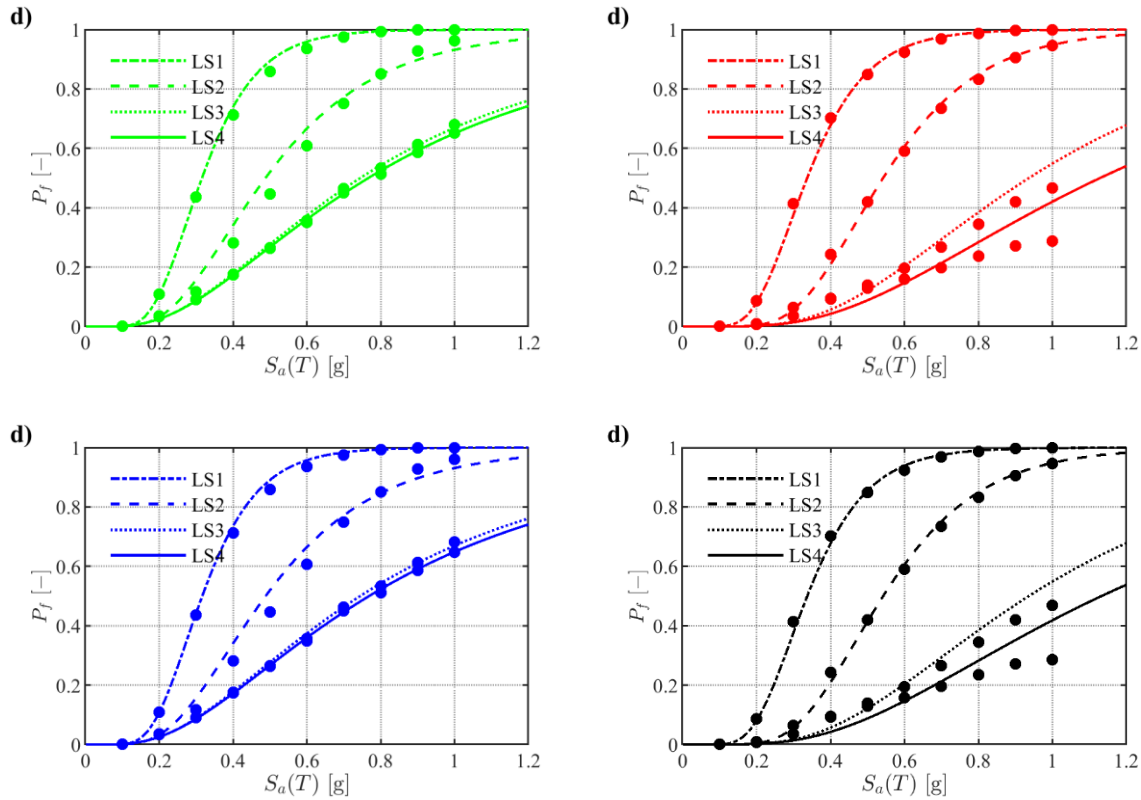


Figura 6.8 - Curve di affidabilità relative ai valori massimi tra i tre piani del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

Innanzitutto, si può osservare come per tutte le curve viene rispettata la gerarchia definita all'equazione (1.31). In secondo luogo, riprendendo quanto anticipato durante la descrizione dei vettori dei collassi, si nota come le curve rosse e nere, appartenenti rispettivamente al *Telaio A1* e al *Telaio A3*, presentano una netta differenza nelle P_f per quanto riguarda gli stati limite LS3 ed LS4 all'aumentare dell'intensità sismica. Le curve verdi e blu, appartenenti rispettivamente al *Telaio A* e al *Telaio A2*, risultano invece molto vicine. Questi andamenti sono ovviamente causati dal numero dei collassi, i quali hanno un peso elevato nel calcolo della P_f secondo il teorema della probabilità totale (equazione (1.30)).

6.3 Curva di pericolosità

La curva di pericolosità del sito è quella della Figura 1.6 definita al capitolo 1.3.3, per la sua costruzione si faccia riferimento al medesimo capitolo.

6.4 Curve di affidabilità

In questo capitolo vengono presentate le curve di affidabilità dei quattro telai e vengono confrontate tra loro piano per piano.

a) *Piano primo*

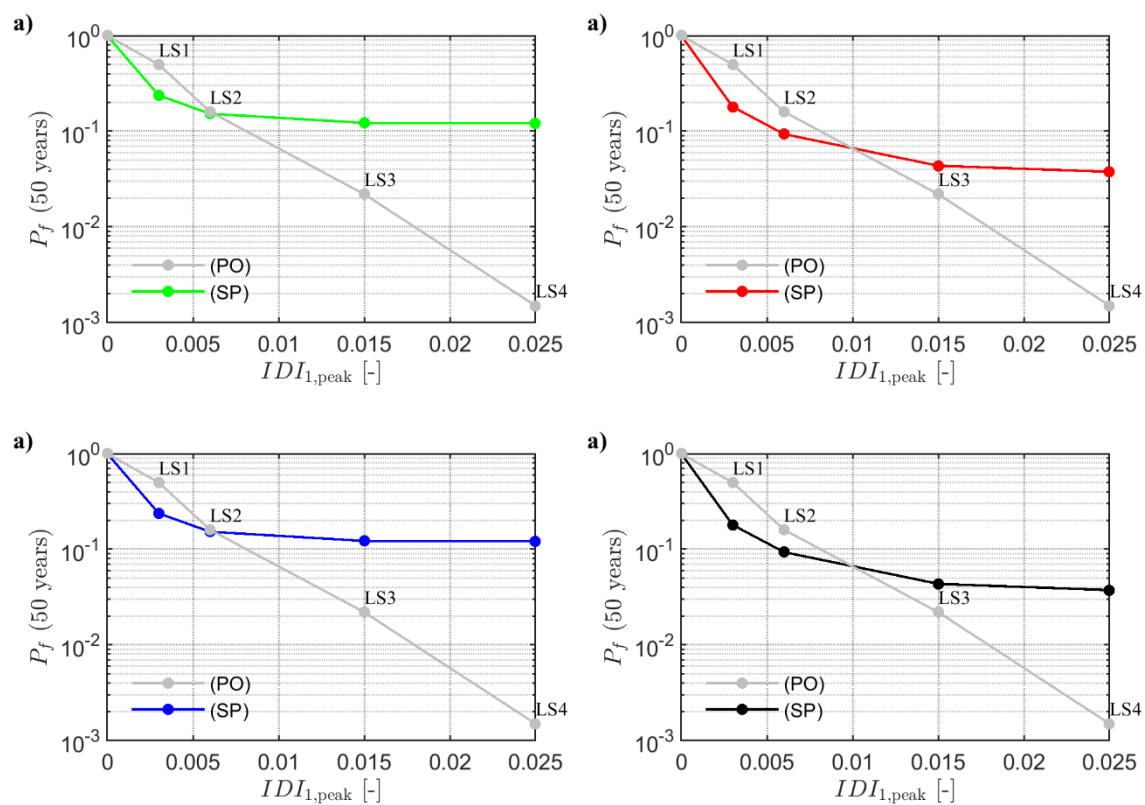


Figura 6.9 - Curve di affidabilità relativo al piano primo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

b) Piano secondo

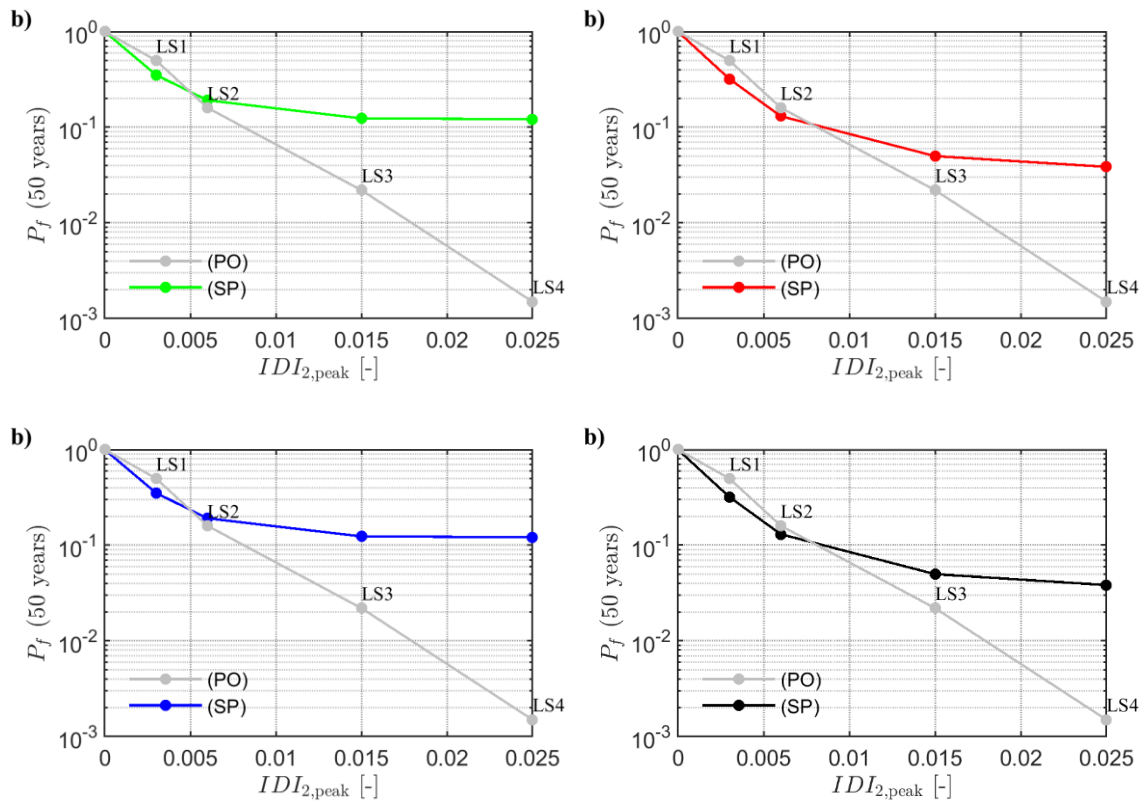


Figura 6.10 - Curve di affidabilità relativo al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

c) Copertura

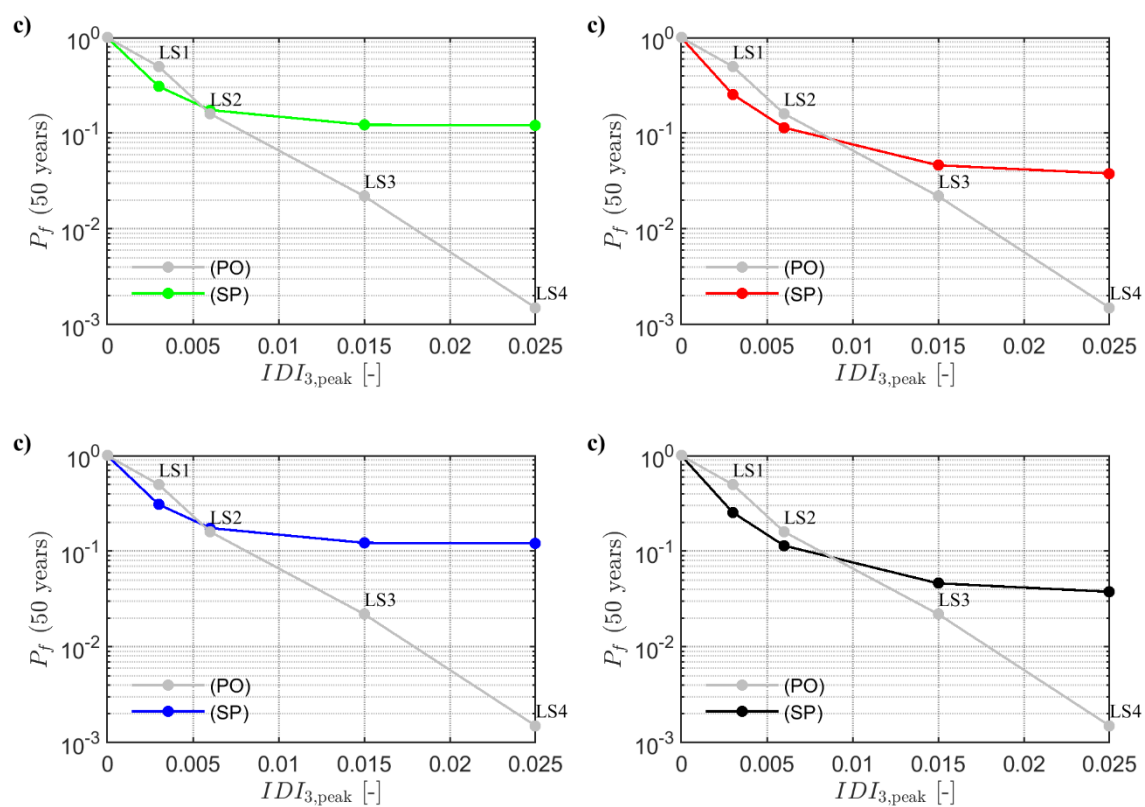


Figura 6.11 - Curve di affidabilità relativo al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

d) Valori massimi tra i tre piani

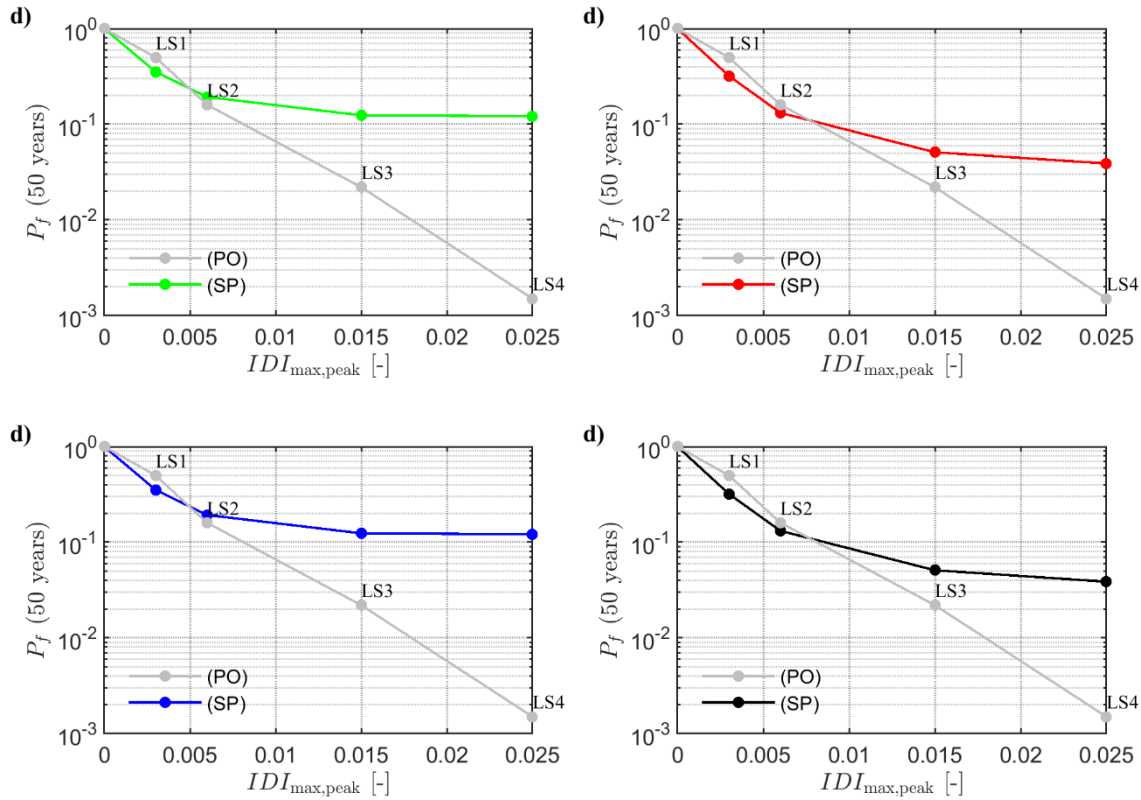


Figura 6.12 - Curve di affidabilità relativo ai valori massimi del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero)

Le curve mostrano chiaramente il netto miglioramento nell'affidabilità sismica ottenuto aumentando i γ_{Rd} . I telai A ed A2 si limitano al rispetto completo del solo stato limite *Fully Operational* (LS1), mentre rispettano lo stato limite *Operational* (LS2) per il solo piano primo. Gli stati limite LS3 ed LS4 non sono rispettati per nessun piano.

Al contrario, i telai A1 e A3 rispettano pienamente entrambi i primi due stati limite (LS1 ed LS2) per tutti e tre i piani (e di conseguenza per i valori massimi) e si avvicinano al rispetto dello stato limite *Life Safety* (LS3), riducendo la P_f . Questo miglioramento è legato alla riduzione del numero di collassi, come detto precedentemente.

Nonostante questi miglioramenti, gli stati limite LS3 ed LS4 non vengono rispettati a causa dell'elevato valore di IDI che raggiungono i quattro telai, evidenziato dalle curve IDA.

Il confronto tra i vari telai, effettuato piano per piano, mostra ancora una volta la miglior risposta strutturale del *Telaio A3* rispetto agli altri telai.

7 Conclusioni

La presente tesi ha l'obiettivo di valutare l'affidabilità sismica di telai in calcestruzzo armato al variare dei fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} , basandosi sulla metodologia PEER-PBEE (Pacific Earthquake Engineering Research Center – Performance Based Earthquake Engineering).

La progettazione sismica delle nuove strutture in calcestruzzo armato prevede, secondo normativa, il rispetto del principio di gerarchia delle resistenze (capacity design). Secondo tale approccio, il telaio deve garantire il comportamento “pilastro forte – trave debole”, privilegiando l'attivazione di meccanismi di collasso duttili, tipici degli elementi soggetti a flessione, ed evitando i meccanismi fragili dovuti al taglio. Pertanto, vengono introdotti i fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} , i quali permettono di determinare le azioni taglianti di progetto in funzione dei momenti resistenti effettivi delle sezioni degli elementi strutturali, così da rispettare la gerarchia tra travi, pilastri e nodi.

I fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} sono stati introdotti nella normativa e calibrati per compensare la mancata modellazione esplicita dell'incrudimento dell'acciaio d'armatura in fase di progetto. L'incrudimento del materiale garantisce infatti una significativa riserva di capacità nelle sezioni oltre lo snervamento; l'introduzione dei coefficienti γ_{Rd} serve dunque a preservare le condizioni previste dal capacity design. Tuttavia, un limite significativo di questi coefficienti risiede nel fatto che essi non tengono in considerazione l'incremento di duttilità e resistenza del calcestruzzo quando questo risulta confinato dalle armature trasversali. Ciò potrebbe comportare un'analisi non conservativa del reale meccanismo di collasso che può instaurarsi.

L'obiettivo del presente lavoro di tesi è stato pertanto quello di valutare l'effettivo soddisfacimento degli Stati Limite da parte di un telaio progettato secondo normativa. Tale telaio è caratterizzato dall'impiego dei fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} standard e sottoposto ad analisi dinamiche non lineari, tenendo conto delle aleatorietà dei materiali e dell'azione sismica, oltre che dei modelli di confinamento del calcestruzzo e incrudimento dell'acciaio. I risultati così ottenuti sono stati confrontati con quelli ottenuti da telai progettati adottando coefficienti di sovrarresistenza incrementati, in maniera tale da evidenziare eventuali differenze in termini di affidabilità e miglioramenti nel comportamento delle strutture.

Il telaio di riferimento, denominato Telaio A, è stato idealmente localizzato a L'Aquila ed è stato progettato secondo la normativa vigente. La struttura presenta tre piani fuori terra,

con altezza interpiano pari a 3,5 m, e tre campate di luce pari 5 m. Il telaio è stato progettato adottando i seguenti fattori di sovraresistenza: $\gamma_{Rd,travi} = 1,2$, $\gamma_{Rd,pilastri} = 1,3$ e $\gamma_{Rd,nodi} = 1,2$.

Incrementando i fattori di sovraresistenza in fase di progettazione sono stati ottenuti tre nuovi telai geometricamente identici al primo. I telai ottenuti sono i seguenti: Telaio A1 in cui è stato aumentato il $\gamma_{Rd,travi}$ da 1,2 a 1,4; Telaio A2 in cui è stato incrementato il $\gamma_{Rd,nodi}$ da 1,2 a 1,3; infine il Telaio A3 in cui sono stati incrementati entrambi i γ_{Rd} di travi e nodi come fatto per i due precedenti. Ciò ha imposto una riprogettazione delle armature trasversali di travi e nodi, comportando una riduzione dell'interasse delle staffe. Il passo è stato ridotto da 110 mm a 100 mm all'interno delle travi e da 55 mm a 50 mm nei nodi trave-pilastro, incrementando così la capacità a taglio degli elementi.

Successivamente, sui quattro telai sono state eseguite le analisi dinamiche non lineari (Incremental Dynamic Analysis, IDA) mediante OpenSees.

L'azione sismica è stata rappresentata da 30 accelerogrammi differenti, i quali fanno riferimento a 20 eventi sismici naturali diversi. Per tenere conto dell'incertezza relativa all'intensità sismica, i 30 accelerogrammi sono stati successivamente scalati a 10 livelli crescenti di IM (Intensity Measure). Si è scelto come IM le accelerazioni spettrali in un range che va da 0,1g a 1g.

Le proprietà meccaniche dei materiali sono state derivate dal campionamento di cinque variabili meccaniche relative al calcestruzzo e all'acciaio. In particolare, per il calcestruzzo è stata campionata la resistenza a compressione al picco f_c , per l'acciaio invece sono state campionate la resistenza di snervamento a trazione f_y , la resistenza ultima a trazione f_u , la deformazione di snervamento a trazione ε_{su} ed il modulo elastico E_s . Il campionamento è stato eseguito per mezzo della tecnica LHS (Latin Hypercube Sampling). Si è adottato un numero di campionamenti pari a 30. A partire da queste cinque variabili sono stati costruiti i legami costitutivi di calcestruzzo non confinato, calcestruzzo confinato e acciaio elasto-plastico incrudente utilizzati per le IDAs.

Per quanto riguarda la fase di analisi, il calcestruzzo è stato modellato mediante il legame costitutivo confinato definito da Mander. Per le verifiche delle travi si è adottato invece il modello di calcestruzzo confinato definito da Fardis, in modo da non sovrastimare l'aumento di resistenza e duttilità di questi elementi, le cui sezioni non sono interamente soggette a compressione.

I risultati delle analisi, in termini di sollecitazioni e spostamenti interpiano, sono stati utilizzati per eseguire le verifiche strutturali, così da ottenere i vettori dei collassi con cui sono state costruite le curve IDA, le curve di fragilità e le curve di affidabilità.

Le curve di affidabilità (Structural Performance, SP) del singolo telaio sono state confrontate con le curve di prestazione target (Performance Objective, PO), definite secondo le linee guida FEMA. Successivamente, le curve dei diversi telai sono state confrontate tra loro per osservare le differenze tra la progettazione secondo normativa e la progettazione impiegando i fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} aumentati.

Le curve di affidabilità ottenute hanno mostrato come il Telaio A non rispetti tre dei quattro stati limite. Il Telaio A3, ottenuto aumentando entrambi i fattori di sovrarresistenza di travi e nodi, ha invece mostrato netti miglioramenti: risultano infatti rispettati pienamente gli stati limite LS1 ed LS2, mentre i restanti due (LS3 ed LS4) risultano completamente violati come per il caso standard. I telai A1 e A2 presentano comportamenti simili ai telai A3 ed A, rispettivamente.

In conclusione, l'introduzione delle incertezze aleatorie lato materiali e lato azione sismica, oltre che l'adozione dei modelli di calcestruzzo confinato e di acciaio incrudente sono state fondamentali per poter quantificare in termini probabilistici l'affidabilità dei quattro casi studio, fornendo una base di confronto delle diverse risposte strutturali e l'identificazione dei relativi margini di sicurezza.

Sulla base dei risultati ottenuti sarà possibile proseguire la ricerca con studi più approfonditi sui fattori di sovrarresistenza mediante nuove configurazioni geometriche quali, ad esempio, variando il numero di piani, il numero di campate, l'altezza interpiano, la luce delle campate, conducendo analisi parametriche al fine di fornire uno studio di affidabilità più approfondito e completo.

Indice delle Figure

Figura 1.1 - Esempio tratto dal libro di Haldar A. e Mahadevan S. [2].....	6
Figura 1.2 - Obbiettivi di performance sismici raccomandati dal Vision2000 [5]	8
Figura 1.3 - Schema riassuntivo metodologia PBEE [4]	9
Figura 1.4 - Curve IDA esemplificative.....	14
Figura 1.5 - Curve di fragilità esemplificative.....	15
Figura 1.6 - Curva di pericolosità al sito de L'Aquila	17
Figura 1.7 - Curva di affidabilità PO [10].....	19
Figura 1.8 - Curva di affidabilità esemplificativa	20
Figura 2.1 - Pianta Telaio A	21
Figura 2.2 - Sezione Telaio A	21
Figura 2.3 - Stratigrafia solaio interpiano	22
Figura 2.4 - Stratigrafia solaio di copertura	22
Figura 2.5 - Table 4.1 da EC02 [14]	24
Figura 2.6 - Prospetto E.1N Appendice E da EC02 [14]	25
Figura 2.7 - Prospetto 4.3N da EC02 [14]	25
Figura 2.8 - Prospetto 4.2 da EC02 [14]	26
Figura 2.9 - Prospetto 4.4N da EC02 [14]	27
Figura 2.10 – Tab. 3.1.II da NTC18 [3]	31
Figura 2.11 - Tab. 3.1.II da NTC18 [3]	31
Figura 2.12 - Tab 3.3.I da NTC18 [3]	33
Figura 2.13 - Fig 3.3.1 da NTC18 [3]	33
Figura 2.14 - Tab. 3.3.II da NTC18 [3].....	34
Figura 2.15 - Tab. 3.3.III da NTC18 [3]	34
Figura 2.16 - Fig. 3.3.2 da NTC18 [3]	35
Figura 2.17 - Fig. 3.3.3 da NTC18 [3]	35
Figura 2.18 - Tabella C3.3.I da Circolare Esplicativa NTC18 [8]	36
Figura 2.19 - Tab. 2.4.I da NTC18 [3]	38
Figura 2.20 - Tab. 2.4.II da NTC18 [3]	38
Figura 2.21 - Tab. 3.2.II da NTC18 [3]	39
Figura 2.22 - Tab. 3.2.III da NTC18 [3]	39
Figura 2.23 - Tab. 7.3.III da NTC18 [3]	41
Figura 2.24 - Estratto della Tab. 7.3.II da NTC18 [3]	43

Figura 2.25 - Tab 7.3.I da NTC18 [3]	43
Figura 2.26 - Tab. 2.5.I da NTC18	47
Figura 2.27 - Tab. 2.6.I da NTC18 [3]	47
Figura 3.1 - Telaio A modellato in 3D su SAP2000	53
Figura 3.2 - Telaio piano 2D da SAP2000 sul quale verranno effettuate le analisi di affidabilità	53
Figura 3.3 - Tab. 7.2.I da NTC18 [3]	58
Figura 3.4 - Progettazione in capacità dei pilastri da NTC18 [3]	60
Figura 3.5 – Sezione delle travi in zona dissipativa	61
Figura 3.6 - Sezione dei pilastri in zona dissipativa.....	61
Figura 4.1 - Telaio 2D modellato su STKO	67
Figura 4.2 - Curva sforzo - deformazione del modello Concrete02 [16]	70
Figura 4.3 - Legame costitutivo del calcestruzzo confinato proposto da Mander [17]...73	
Figura 4.4 - Sezione rettangolare di un pilastro efficacemente confinato [17]	74
Figura 4.5 - Curva sforzo - deformazione del modello 'Reinforcing Steel'	78
Figura 4.6 - Lunghezza libera d'inflessione delle barre d'armatura longitudinali tra due staffe consecutive [16].....	79
Figura 4.7 - Effetto dei parametri β , r e γ sul ciclo isteretico dell'acciaio [16]	80
Figura 4.8 - Illustrazione grafica della modellazione a plasticità concentrata a lunghezza finita e nulla.....	82
Figura 4.9 - Illustrazione grafica della modellazione plasticità diffusa	82
Figura 4.10 - Differenze nella modellazione tra l'approccio DB e l'approccio FB	84
Figura 4.11 - Sezione trasversale dei pilastri modellata su STKO.....	85
Figura 4.12 - Sezione trasversale delle travi modellata su STKO	86
Figura 4.13 - Telaio 2D con visualizzazione delle sezioni in STKO	86
Figura 4.14 - Telaio 2D con visualizzazione della formulazione FB in STKO	87
Figura 4.15 - Telaio 2D con applicazione dei vincoli, dei carichi gravitazionali e delle masse nodali.....	89
Figura 4.16 - Funzione lineare che descrive l'applicazione dei carichi gravitazionali su STKO	91
Figura 5.1 - Diagramma di flusso per il calcolo del vettore dei collassi.....	99
Figura 5.2 - Calcolo del confinamento effettivo nel nucleo compresso di un elemento sottoposto a flessione	101
Figura 5.3 - Schema riassuntivo calcolo asse neutro	104

Figura 6.1 - Curve IDA relative al piano primo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	111
Figura 6.2 - Curve IDA relative al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	112
Figura 6.3 - Curve IDA relative alla copertura del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	113
Figura 6.4 - Curve IDA relative ai valori massimi tra i tre piani del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	114
Figura 6.5 - Curve di affidabilità relative al piano primo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	117
Figura 6.6 - Curve di affidabilità relative al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	118
Figura 6.7 - Curve di affidabilità relative alla copertura del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	119
Figura 6.8 - Curve di affidabilità relative ai valori massimi tra i tre piani del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	120
Figura 6.9 - Curve di affidabilità relativo al piano primo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	121
Figura 6.10 - Curve di affidabilità relativo al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	122
Figura 6.11 - Curve di affidabilità relativo al piano secondo del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	123
Figura 6.12 - Curve di affidabilità relativo ai valori massimi del Telaio A (verde), Telaio A1 (rosso), Telaio A2 (blu), Telaio A3 (nero).....	124

Indice delle Tabelle

Tabella 1.1 – ID_{LS} [10]	14
Tabella 1.2 – Punti discreti della curva di pericolosità	17
Tabella 1.3 - ID_{LS} e probabilità di superamento in 50 anni [10]	18
Tabella 2.1 - Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.....	23
Tabella 2.2 - Caratteristiche meccaniche dell'acciaio	23
Tabella 2.3 – Carico permanente strutturale dei solai, g_1	28
Tabella 2.4 - Carichi permanenti strutturali di travi e pilastri, G_1	28
Tabella 2.5 - Carico permanente non strutturale dei solai interpiano, g_2	29
Tabella 2.6 - Carico permanente non strutturale del solaio di copertura, g_2	29
Tabella 2.7 - Carico permanente non strutturale delle tamponature esterne, G_2	30
Tabella 2.8 - Coefficienti di pressione c_p delle tre facciate.....	36
Tabella 2.9 - Pressione del vento sulle facciate sopravento, sottovento e laterale.....	37
Tabella 2.10 - Vita nominale, classe d'uso, coefficiente d'uso e periodo di riferimento .	39
Tabella 2.11 – Punti dello spettro SLV	45
Tabella 2.12 - Punti dello spettro SLD.....	45
Tabella 3.1 - Periodi e frequenze naturali derivati dall'analisi modale	56
Tabella 3.2 - Masse partecipanti derivate dall'analisi modale su SAP2000	56
Tabella 3.3 - Telai oggetto di analisi	63
Tabella 4.1 - Valori medi e Cov delle variabili aleatorie	69
Tabella 4.2 - Matrice di correlazione R_0	69
Tabella 4.3 - Matrice di covarianza C_0	69
Tabella 4.4 - Calcolo delle masse nodali	89
Tabella 4.5 - Tabella riassuntiva dei periodi fondamentali del Telaio A calcolati con i diversi metodi	90
Tabella 4.6 - Eventi sismici naturali da cui derivano le 30 time history.....	92
Tabella 6.1 - Vettori dei collassi, Telaio A	115
Tabella 6.2 - Vettori dei collassi, Telaio A1	116
Tabella 6.3 - Vettori dei collassi, Telaio A2	116
Tabella 6.4 - Vettori dei collassi, Telaio A3	116

Bibliografia

- [1] P. S. Laplace, Saggio filosofico sulle probabilità, Napoli, 1820.
- [2] A. Haldar e S. Mahadevan, Probability, reliability and statistical method in engineering design, United States of America, 2000.
- [3] NTC 2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, Roma: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, DM 17 gennaio 2018.
- [4] S. Bianchi, J. Ciurlanti e S. Pampanin, «A SLAMA-based analytical procedure for the cost/performance-based evaluation of the buildings,» in *COMPDYN 2019*, Greece, 2019.
- [5] W. Holmes, C. Kircher, W. Petak e N. Youssef, Seismic Performance Objective for Tall Buildings, Report PEER 2008, 2008.
- [6] K. A. Porter, «An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology,» in *Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering (ICASP9)*, San Francisco, 2003.
- [7] S. L. Kramer, «Performance-based design methodologies for geotechnical earthquake engineering,» in *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2013.
- [8] "Circolare 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", Roma: Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, DM 21 gennaio 2019.
- [9] D. Vamvatsikos e C. A. Cornell, «Incremental Dynamic Analysis,» in *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2001.
- [10] R. D. Bertero e V. Vitelmo Bertero, «Performance-Based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach,» *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 2001.

- [11] P. Castaldo, B. Palazzo, G. Alfano e M. F. Palumbo, «Seismic reliability-based ductility demand for hardening and softening structures isolated by friction pendulum bearings,» *Struct Control Health Monit*, 2018.
- [12] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), «Modello MPS04-S1 - Mappa di Pericolosità Sismica,» 2004. [Online]. Available: <http://esse1.mi.ingv.it/>. [Consultato il giorno 12 Giugno 2026].
- [13] K. R. Collins e B. Stojadinovic, «Limit States for performance based-design,» 2000.
- [14] Eurocode 02 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, UNI EN 1992-1-1.
- [15] M. Petelet, B. Iooss, O. Asserin e A. Lored, «Latin Hypercube Sampling with inequality constraints,» Francia, 2010.
- [16] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott e G. L. Fenves, «OpenSeesWiki,» [Online]. Available:
https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Reinforcing_Steel_Material.
[Consultato il giorno 5 Luglio 2026].
- [17] J. B. Mander, M. J. N. Priestley e R. Park, «Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 114, n. 8, 1988.
- [18] M. Fardis, Seismic design, assessment and retrofitting of concrete building, Greece: Springer, 2009.