



UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**ANALISI PARAMETRICA DELLA FRAGILITÀ SISMICA DI PILE DA PONTE A
SEZIONE RETTANGOLARE**

**PARAMETRIC SEISMIC FRAGILITY ANALYSIS OF BRIDGE PIERS WITH
RECTANGULAR CROSS SECTION**

Relatore:

Prof. Ing. Fabrizio Gara

Tesi di Laurea di:

Matteo Fratini

Correlatori:

Dott. Ing. Sandro Carbonari

Ing. Riccardo Martini

A.A. 2025/2026

Sommario

Introduzione.....	5
obiettivi e finalità	5
Contesto ponti italiano	7
Importanza delle pile.....	9
Stato dell'arte	11
Quadro normativo	18
Impostazione dello studio	21
Parametri di controllo	21
Snellezza H/A	22
Sforzo assiale normalizzato ν	23
Rapporto di armatura longitudinale ρl	24
Rapporto volumetrico di confinamento ω	25
Analisi del rischio sismico	27
Analisi del rischio.....	27
Pericolosità	28
Analisi di pericolosità su singolo sito	29
Analisi di pericolosità su ampia scala	30
Vulnerabilità	32
Metodo empirico	33
Metodo analitico.....	33
Metodo basato su opinione di esperti	35
Come esprimere la funzione di vulnerabilità	35
Esposizione	36
Differenza tra vulnerabilità e fragilità	37
Fragilità sismica	38
Il concetto di fragilità	38
Probabilità e variabili casuali	38
Distribuzioni di probabilità parametriche	39
Distribuzione normale.....	40
Distribuzione log-normale	41
Distribuzione uniforme.....	44
Valutazione della fragilità.....	45

Forma comune della funzione di fragilità	45
Tipologie di funzioni di fragilità.....	46
Definizione degli stati limite	49
Resistenza al taglio	50
Resistenza a taglio offerta dal meccanismo del calcestruzzo VC	51
Resistenza a taglio offerta dal meccanismo della forza assiale VP	52
Resistenza al taglio offerta dal meccanismo delle staffe VS	52
Approcci analitici per la valutazione della fragilità	54
Incremental dynamic analysis (IDA)	55
Multiple stripes analysis (MSA)	56
Cloud analysis	60
curve di fragilità	63
Modellazione numerica	65
Software di simulazione OpenSees	65
Modellazione	66
Modellazione della sezione e della struttura	66
Modellazione a fibre.....	67
Modellazione a plasticità concentrata	70
Modellazione dei materiali	73
Analisi numeriche	77
Analisi statica incrementale.....	77
Analisi momento-curvatura della sezione	78
Proprietà del calcestruzzo per l'analisi momento-curvatura	81
Bilinearizzazione della curva momento-curvatura	85
Dalla curva momento-curvatura alla curva momento-spostamento in testa	87
Analisi modale.....	89
Modellazione dello smorzamento viscoso	92
Analisi dinamica non lineare	93
Non linearità concentrata e legame isteretico	95
Effetti $P-\Delta$	97
Procedura di esecuzione delle analisi dinamiche non lineari	98
Costruzione delle curve di fragilità.....	99
Risultati	102
Definizione delle misure di intensità e della domanda strutturale	102

Curve di fragilità delle pile	107
Influenza della snellezza H/A	107
Curve di fragilità delle pile $H/A = 3$	107
Curve di fragilità delle pile $H/A = 6$	108
Curve di fragilità delle pile $H/A = 9$	110
Curve di fragilità dello stato limite di resistenza a taglio EDP5 ($H/A=3$)	111
Curve di fragilità dello stato limite EDP1 al variare di H/A	112
Curve di fragilità degli stati limite EDP2, EDP3 e EDP4 al variare di H/A	113
Influenza dello sforzo assiale ν	116
Curve di fragilità delle pile $\nu = 4$, $\nu = 8$ e $\nu = 12$	116
Curve di fragilità degli stati limite EDP1, EDP2, EDP3 e EDP4 al variare di ν	119
Influenza dell'armatura longitudinale ρl	121
Curve di fragilità delle pile $\rho l = 0.3$, $\rho l = 0.9$ e $\rho l = 1.5$	121
Curve di fragilità degli stati limite EDP1, EDP2, EDP3 e EDP4 al variare di ρl	123
Influenza del confinamento ω	127
Curve di fragilità delle pile $\omega = 0.5$, $\omega = 6$ e $\omega = 12$	127
Curve di fragilità dello stato limite di resistenza a taglio EDP5 ($\omega = 0.5$)	129
Curve di fragilità degli stati limite EDP1, EDP2, EDP3 e EDP4 al variare di ω	130
Confronto tra i risultati ottenuti mediante PGA e PSA(T_1)	134
Confronto con le curve di fragilità in PSA	135
Confronto $H/A=3$	137
Confronto $H/A=6$	138
Confronto $H/A=9$	140
Confronto $\nu = 4$	141
Confronto $\nu = 8$	143
Confronto $\nu = 12$	144
Confronto $\rho l = 0.3$, $\rho l = 0.9$ e $\rho l = 1.5$	146
Confronto $\omega = 0.5$, $\omega = 6$ e $\omega = 12$	150
Obiettivi dell'analisi parametrica	154
Analisi di regressione multivariata	155
Interpretazione dei parametri statistici	156
Regressione multivariata delle mediane ottenute con la PGA	157
Regressione multivariata delle mediane ottenute con la PSA	160
Conclusioni	163
Sintesi dei risultati	163

Bibliografia.....	165
ANNESSO A – Database completo delle curve di fragilità.....	167

Introduzione

I ponti sono delle infrastrutture strategiche che svolgono un ruolo importante per l'economia di un paese. Sono elementi molto importanti per permettere collegamenti tra i territori rendendo più agevoli le attività di trasporto e garantendo una mobilità più rapida. Un'interruzione, anche temporanea, può avere ripercussioni sulla logistica, sull'economia e la gestione delle emergenze, sia su scala locale che nazionale. Per questo motivo nella progettazione dei ponti bisogna porre attenzione al comportamento sismico e alla durabilità. La maggior parte dei ponti in cemento armato presenti nel territorio italiano sono stati realizzati quando ancora non vi era una normativa antisismica efficiente. Per via di questo aspetto è importante quindi monitorare il comportamento sismico di queste opere. L'obiettivo principale della progettazione antisismica è quello di garantire che le infrastrutture di collegamento rimangano operative entro certi livelli di intensità degli eventi sismici. A tal fine, la progettazione moderna si basa su criteri prestazionali che mirano a limitare i danni e prevenire il collasso, garantendo la sicurezza degli utenti e la continuità del servizio.

obiettivi e finalità

L'obiettivo principale di questo studio è prevedere il comportamento strutturale di pile di ponti rappresentative dello stato dell'arte italiano, attraverso l'utilizzo delle curve di fragilità. Tali curve costituiscono uno strumento molto utilizzato per prevedere il comportamento sismico degli elementi, in particolar modo per descrivere la relazione tra l'intensità dell'azione sismica e la probabilità di raggiungimento di determinati stati limite di danno.

L'applicazione delle curve di fragilità alle pile di ponti è molto importante dato l'elevato numero di queste infrastrutture presenti nella rete stradale italiana. Il danneggiamento delle pile può compromettere l'utilizzo dell'infrastruttura con conseguente danno economico dovuto alla sospensione della transitabilità dell'opera.

Inoltre, le curve di fragilità trovano largo impiego nelle analisi di rischio, ovvero di stima dei costi da affrontare in base ai possibili scenari di eventi sismici che possono presentarsi sul territorio.

Le curve di fragilità, quindi, rappresentano uno strumento di utile impiego nell'analisi di rischio sismico e di stima dei danni e dei costi, utili alla protezione civile, per eventuali piani di intervento in fase post- sisma e per pianificare strategie di mitigazione del rischio.

L'argomento di studio di questa tesi di laurea riguarda una parte del progetto di ricerca commissionato dalla ReLUIIS in particolare la sezione WP:4 che riguarda le mappe di rischio e scenari di danno sismico, all'interno del quale vi è il task oggetto di studio che è il 4.8,

ovvero esposizione/vulnerabilità delle infrastrutture. ReLUIS è un Consorzio Interuniversitario che ha lo scopo di coordinare le attività di ricerca applicata e supporto al sistema di protezione civile svolte dalla comunità scientifica di Ingegneria Sismica e strutturale. ReLUIS opera nell'ambito di accordi con il Dipartimento della Protezione Civile e di altre pubbliche amministrazioni, e di progetti europei, con attività che riguardano lo studio dei rischi, la prevenzione strutturale e non strutturale, il supporto scientifico alla gestione delle emergenze. ReLUIS si occupa anche di tematiche relative alla progettazione antisismica e strutturale, contribuendo alla stesura di norme e linee guida.

Il progetto comprende una serie di tipologie di struttura, da edifici in muratura o cemento armato a elementi strutturali composti acciaio-calcestruzzo, fino a infrastrutture come ponti. Facendo riferimento sia ad edifici di uso residenziale che commerciale, Il progetto è attuativo dell'Accordo siglato ai sensi dell'art. 15 legge 7 agosto 1990, n. 241, e dell'art. 4 del D. Lgs. 2 gennaio 2018, n. 1 tra il Dipartimento della Protezione Civile della Presidenza del Consiglio dei Ministri e il Consorzio ReLUIS, per lo sviluppo di attività connesse ai programmi di prevenzione sismica e degli altri rischi, con riferimento all'ingegneria strutturale e agli aspetti geotecnici connessi.

Si tratta di attività di sviluppo della conoscenza, anche in collaborazione con altri Centri di Competenza, ovvero coordinando altri soggetti tecnico-scientifici per la definizione, organizzazione e sviluppo di programmi di studio e ricerca integrati a livello nazionale e internazionale, con il coinvolgimento di 44 unità di ricerca tra Università, enti di ricerca e privati, nel settore dell'ingegneria sismica e dell'ingegneria strutturale e geotecnica.

Dopo aver eseguito analisi sulla fragilità su pile di ponti circolari, il cui schema procedurale è mostrato in Figura 1. Il presente studio è finalizzato ad eseguire un'analisi sulla fragilità delle pile di ponti per una forma rettangolare cava.

Analisi parametrica sulla fragilità delle pile a sezione circolare

- Snellezza H/D - 3-9
- Sforzo assiale normalizzato v - 4-12%
- % armature longitudinali p_l - 0.3-1.5
- % armature trasversali p_w - 0.5-1.2

Progetti simulati - N. casi totali: 620
(D.M. 2/8/1980, D.M. 26/3/1980, D.M. 3/3/1975, D.M. 17/01/2018)

MODELLAZIONE

Analisi Momento-Curvatura

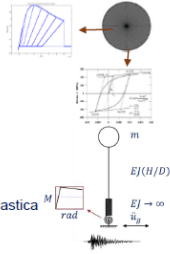
- Fibre calcestruzzo: Concrete04 (Popovics)
- Fibre acciaio: SteelMPF (Menegotto e Pinto)

Analisi dinamiche non lineari

- Plasticità concentrata: ZeroLength rotazionale opportunamente calibrato
- Zona rigida: Lunghezza convenzione di cerniera plastica
- Zona elastica: Rigidezza flessionale EJ fessurata

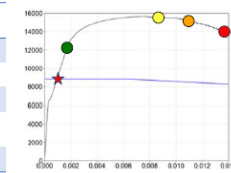
METODOLOGIA

- Analisi dinamiche non lineari - Multiple Stripe Analysis (MSA)
- Curve di fragilità - Metodo della Massima Verosimiglianza



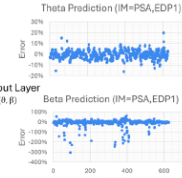
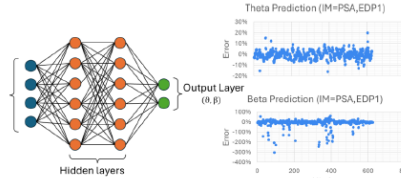
DEFINIZIONE EDPs (Spostamento in testa)

STATO DANNO	CURVATURA LIMITE
DS1 ●	ϕ_y
DS2 ●	$\min(\phi: \epsilon_s > 0.004, \phi: \epsilon_s \geq 0.015)$
DS3 ●	$3/4 \phi_u$
DS4 ●	$\min(\phi: M < 0.9 M_{max}, \phi: \epsilon_s \geq 0.075)$
DS5 ★	$\phi: V < V_R$



PREDIZIONE CURVE DI FRAGILITÀ

Stima dei parametri delle distribuzioni (θ, β) mediante regressioni multivariate e ANN



MAPPE DI DANNO



Figura 1: Sintesi delle principali fasi del processo di ricerca

Nel dettaglio e come indicato in figura verranno svolte le seguenti attività:

- Scelta dei parametri variabili e dei rispettivi range di variabilità;
- Definizione del modello strutturale e completamento delle analisi numeriche;
- Definizione degli stati limite di danno (DS)
- Estrapolazione e rielaborazione dei risultati delle analisi numeriche;
- Determinazione delle curve di fragilità;
- Studio della variabilità dei parametri di interesse scelti, basandosi sulle curve di fragilità;

È atteso lo sviluppo di curve di fragilità per ponti a travate appoggiate e ponti a travata continua. Lo studio si focalizza sull'elemento pila e sulla sua risposta trasversale sotto una sollecitazione sismica. Vengono definiti differenti valori dei parametri di variazione sia geometrici che meccanici, scelti sulla base di studi che li annoverano tra i principali parametri che influenzano la risposta sismica delle pile dei ponti. I ponti a travate appoggiate come anche quelli a campata continua, saranno analizzati adottando modelli di singole pile.

Contesto ponti italiano

Il patrimonio infrastrutturale in Italia comprende migliaia di ponti distribuiti sul territorio nazionale, realizzati prevalentemente in calcestruzzo armato (c.a) e in calcestruzzo armato precompresso (c.a.p.). Il calcestruzzo armato precompresso ebbe una grande diffusione nella fase successiva alla Seconda guerra mondiale in cui si ebbe uno sviluppo economico notevole. La maggior parte dei ponti che rappresentano il contesto nazionale è stato progettato tra gli anni Cinquanta e gli anni Ottanta, secondo criteri normativi e prestazionali differenti rispetto a quelli odierni. Nell'articolo "prestressed reinforced concrete bridges: state of art of the Italian existing stock" di S. Galano et. All, viene effettuata una ricerca

bibliografica per catalogare le principali tipologie di ponti realizzate nelle 4 decadi, che vanno dagli anni 50 agli anni 80 e che rappresentano il periodo in cui sono state realizzate la maggior parte delle opere infrastrutturali che compongono lo stato dell'arte in Italia. Dalla consultazione di pubblicazioni tecniche ed associazioni di settore come l'AITEC (Associazione Italiana Tecnico-Economica del Cemento) e la ANICAP (Associazione Nazionale Italiana del Cemento Armato Precompresso), sono stati catalogati 772 ponti in c.a.p. di cui 465 opere precomprese con tecnica della pre-tensione e 307 opere realizzate con la tecnica della post-tensione dei cavi.

Di questo studio interessa capire quali sono le principali tipologie strutturali, e quindi quali sono gli schemi statici prevalenti. L'analisi evidenzia, come mostrato in Figura 2, una predominanza dello schema a travata semplicemente appoggiata, che rappresenta il 66% circa delle opere censite e questa configurazione è particolarmente diffusa nei primi due decenni considerati (anni '50 e '60). A partire dagli anni '70 si osserva una maggiore diversificazione con incremento di soluzioni quali: impalcati a travata continua su più appoggi, ponti a telaio o portale e ponti con selle Gerber. Le strutture iperstatiche come telai e travi continue assumono un ruolo sempre più significativo, grazie alla possibilità di coprire luci maggiori e di ottimizzare le sollecitazioni flettenti. Tutte le altre tipologie risultano numericamente limitate, per questo motivo il seguente studio è molto significativo, essendo rappresentativo dello stato dell'arte italiano. Inoltre, si focalizza sull'elemento pila che è un elemento che ha un ruolo fondamentale nel governare il comportamento sismico di un ponte a travata.

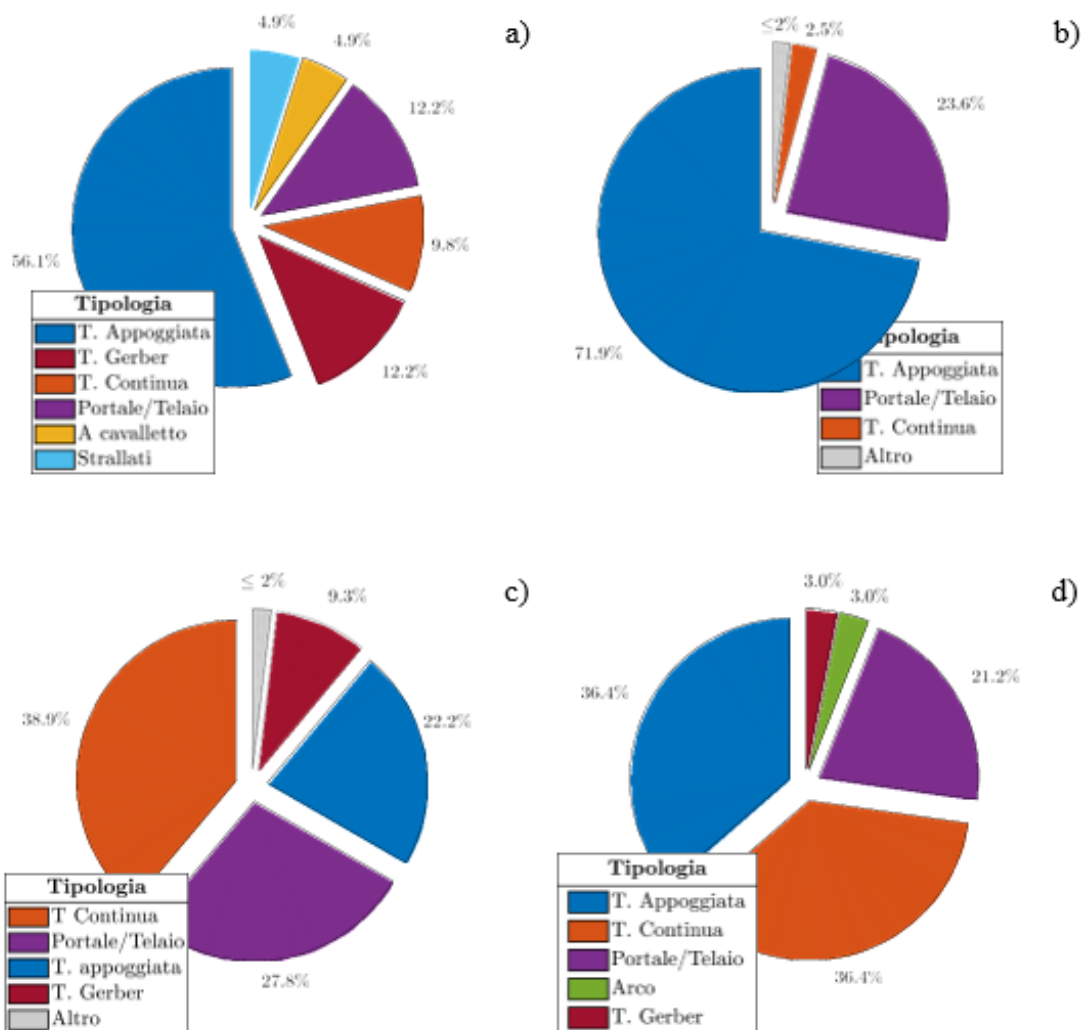


Figura 2: tipologie di ponti realizzati per ogni decennio a partire dagli anni '50 fino agli anni '80

Quindi la conoscenza della distribuzione tipologica e geometrica dello stock è fondamentale per la scelta dei parametri dei modelli da analizzare, per avviare uno studio rappresentativo dello stato dell'arte.

Importanza delle pile

Per quanto riguarda i ponti a travata come ad esempio i viadotti autostradali, uno degli elementi che più influenza il comportamento sismico dell'infrastruttura è sicuramente la pila. Rappresenta l'elemento che trasferisce i carichi che gravano sopra l'impalcato, compreso il peso proprio dell'impalcato stesso, dalla pila stessa alle fondazioni. La pila è l'elemento che porta i carichi verticali, ma è anche l'elemento che resiste ai carichi orizzontali che possono essere generati dal vento oppure dal sisma, nonché l'azione dovuta ai veicoli in frenata. La pila, inoltre, governa la rigidezza dell'infrastruttura e ne determina anche la capacità dissipativa, in quanto la plasticizzazione avviene proprio in prossimità

della sua base. Questo avviene perché il comportamento della pila, nella risposta sismica, può essere approssimato a quello di un elemento strutturale con schema statico a mensola, ovvero incastrato alla base e svincolato superiormente, sottoposto ad azioni verticali e orizzontali. I diagrammi delle sollecitazioni flettenti 'M' e delle sollecitazioni taglienti 'V' sono rappresentati in Figura 3. Il momento e la curvatura massimi si hanno nella sezione di base, mentre il taglio rimane pressoché costante lungo l'altezza. La dissipazione dell'energia sismica è concentrata nelle pile, le quali sono progettate secondo criteri di duttilità necessari per far sviluppare la cerniera plastica alla base, perché è lì che si raggiunge per prima la curvatura ultima, dissipando così energia sismica attraverso processi di plasticizzazione controllata.

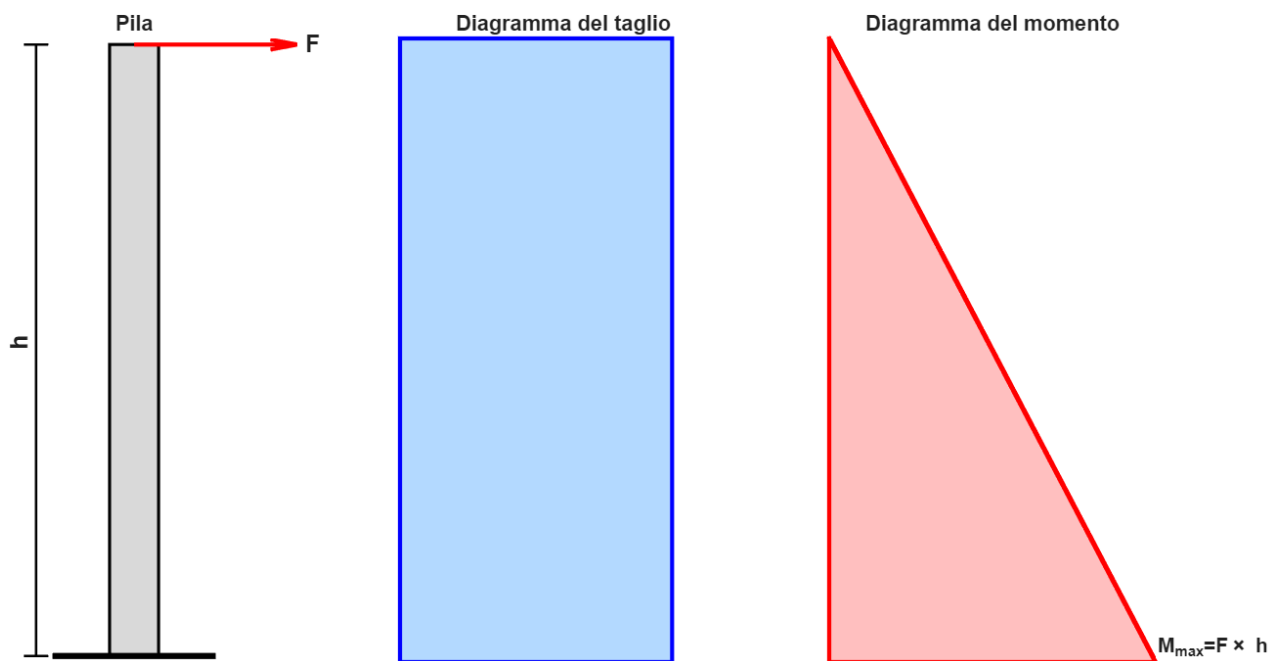


Figura 3 Diagrammi della sollecitazione del taglio 'V' e del momento 'M' di un elemento a mensola.

La risposta delle pile può essere influenzata da diversi fattori, tra cui l'epoca di progettazione della colonna che influisce sulla possibile modalità di rottura di quest'ultima. Con le vecchie normative si tendeva a ridurre il quantitativo di armatura trasversale, specialmente agli estremi degli elementi strutturali (zone critiche), di conseguenza il meccanismo di rottura spesso era quello del taglio. Attualmente con le nuove normative essendo stata implementata una sovraresistenza nei confronti del meccanismo di rottura a taglio rispetto a quello a flessione, la crisi avviene prima per flessione dell'elemento strutturale. Questo determina un meccanismo di rottura duttile e quindi meno aggressivo rispetto alla rottura fragile a taglio. Inoltre, la presenza di pile di diversa altezza può introdurre delle irregolarità

sulla distribuzione della domanda sismica all'interno dell'infrastruttura stessa con possibili concentrazioni del danno. Oltre al problema del taglio la snellezza dell'elemento gioca un ruolo fondamentale, perché pile snelle sono maggiormente soggette agli effetti del secondo ordine (effetti $P-\Delta$). Un ulteriore aspetto rilevante è rappresentato dall'interazione terreno-fondazione, che può modificare significativamente le condizioni di vincolo alla base della pila, rendendo l'ipotesi di incastro perfetto solo approssimativa di una condizione ben più complessa che può influenzare la risposta dinamica complessiva. Inoltre, bisogna garantire un buon contenimento delle armature longitudinali, le quali potrebbero sbandare sotto carico di punta essendo elementi molto snelli e questo va controllato con una staffatura efficace, effettuata con un opportuno passo ridotto. Bisogna anche badare all'effetto del confinamento che serve per garantire un buon contenimento dell'anima della pila in calcestruzzo, aumentando la duttilità dell'elemento migliorandone il comportamento plastico, il quale altrimenti sotto l'effetto dei carichi verticali potrebbe subire rotture premature per schiacciamento.

Stato dell'arte

Uno studio molto importante che riassume i lavori che sono stati condotti negli anni passati in riferimento alla fragilità delle infrastrutture come i ponti è quello condotto da Thakkar et al. (2023) in cui viene fatto un sunto di come sono state caratterizzate le analisi sulla fragilità a partire dai primi studi fino alla tendenza attuale.

Lo studio mostra come la maggior parte delle pubblicazioni riguardanti il tema della fragilità inerente ai ponti sono state realizzate tra il 2010 e il 2020 ed il trend è in crescita. Le primissime pubblicazioni risalgono agli anni 90. Tutti questi studi, che si sono succeduti negli ultimi anni, hanno contribuito a sviluppare delle funzioni di fragilità specifiche per diverse tipologie di ponti ed hanno inoltre contribuito a studiare l'influenza dei diversi parametri meccanici e geometrici sulla suscettibilità sismica dell'infrastruttura. Tra i vari studi citati nell'articolo di Thakkar c'è uno studio di Cao et al. (2020) condotto su ponti con struttura a griglia in acciaio. In questo studio è stato comparato il risultato ottenuto dalle curve di fragilità utilizzando differenti approcci di analisi, come l'analisi non lineare nel dominio del tempo (time history) e l'analisi pushover. Concludendo che il risultato ottenuto dai metodi probabilistici (time history) è più accurato rispetto a quello ottenuto coi metodi deterministici (push-over).

Un altro studio condotto da Zhong et al. (2023) ha condotto un'analisi in cui si cerca di comprendere il rischio sismico di un ponte a trave continua, durante il suo intero ciclo di vita, includendo l'effetto di eventi atmosferici come il vento, la sollecitazione sismica, l'effetto di

più sismi lungo la vita utile dell'opera e l'incidenza del metodo di costruzione, considerando anche il degrado dei materiali con il fattore di invecchiamento. Si è concluso che, la fase costruttiva incide per un 5% o più durante l'intero ciclo vitale dell'opera per quanto riguarda la perdita sismica e si è scoperto che queste perdite possono essere ridotte notevolmente selezionando metodi di costruzione volti a minimizzare il rischio sismico.

Per quanto riguarda la definizione degli stati limite invece si può far riferimento al NIBS (National Institutes of Buildings Science) (2015) che afferma che per un ponte gli stati limite di danno (Damage States, DS) possono esser definiti associando un livello di funzionalità a ognuno di essi, in genere sono 4 e vanno da un leggero, moderato, significativo e completo danneggiamento/collasso. Come afferma Guo et al. (2019) possono essere utilizzati diversi parametri di domanda per definire le soglie di raggiungimento degli stati limite. L'indice di danno può essere il fenomeno fisico che si presenta sull'infrastruttura come l'inizio della fessurazione per lo stato limite di danno lieve, nel moderato si prevedono la comparsa di fessure più avanzate e spostamenti, per lo stato limite di danno esteso, si considera la degradazione del materiale senza collasso e infine per stato limite di collasso il crollo della struttura, che può basarsi anche sulla duttilità sviluppata dall'elemento attraverso la duttilità limite della pila del ponte basata a sua volta sulla curvatura oppure sullo spostamento, o più semplicemente sullo spostamento in generale (drift).

Diversi studi presenti in letteratura hanno analizzato la fragilità sismica delle pile da ponte in calcestruzzo armato, evidenziando l'influenza di parametri geometrici, meccanici e di carico sulla risposta strutturale.

Ad esempio, nello studio di guo e Alam (2017), sono state sviluppate curve di fragilità per pile circolari in calcestruzzo armato progettate secondo normative datate e quindi senza criteri antisismici, utilizzando un set di accelerogrammi caratterizzati da uno specifico intervallo di intensità sismica misurata come PGA (Peak Ground Acceleration). In tale lavoro l'EDP (Engineering Demand Parameter) è stato individuato nello spostamento di collasso (collapse drift). I risultati hanno mostrato come parametri quali il contenuto di armatura, il livello di carico assiale e il rapporto luce-altezza influenzino significativamente la probabilità di collasso. Un aspetto di particolare rilevanza dello studio riguarda l'analisi dell'influenza dei principali parametri strutturali sulla fragilità e dai risultati è stato evidenziato come il contenuto di armatura trasversale e longitudinale gioca un ruolo determinante nel controllo della duttilità della pila: un maggiore confinamento del calcestruzzo consente di incrementare la capacità deformativa e di ritardare l'innesco del meccanismo di collasso, con una conseguente riduzione della probabilità di superamento degli stati limite.

Analogamente, il livello di carico assiale è risultato essere uno dei parametri più influenti. In quanto, all'aumentare del rapporto tra carico assiale e capacità resistente, si osserva una riduzione significativa della capacità in termini di spostamento in testa (drift), dovuta alla maggiore instabilità della sezione per via dell'incremento del carico di punta.

Un ulteriore parametro chiave analizzato è il rapporto luce-altezza (o snellezza della pila), che influenza direttamente la rigidezza globale e la distribuzione delle deformazioni lungo l'altezza. Pile più snelle tendono a sviluppare maggiori spostamenti globali, ma anche una distribuzione più diffusa della plasticizzazione, mentre pile più tozze risultano generalmente più rigide ma anche più vulnerabili a meccanismi fragili, quali rotture a taglio.

Lo studio evidenzia inoltre come l'interazione tra questi parametri non sia trascurabile: ad esempio, l'effetto negativo di elevati carichi assiali può essere in parte mitigato da un adeguato confinamento, mentre la snellezza influisce sul modo in cui la domanda deformativa si distribuisce e quindi sull'efficacia dei dettagli costruttivi. In questo senso, la fragilità della pila non può essere ricondotta a un singolo parametro, ma deve essere interpretata come il risultato di una combinazione di fattori geometrici e meccanici.

Per quanto riguarda le metodologie di analisi possono essere lineari oppure non lineari. Tra i vari metodi di analisi della fragilità i più comunemente utilizzati per le strutture sono:

- ATC-40: Metodo sviluppato dall' Applied Technology Council (ATC) e usato nell'ambito della vulnerabilità sismica delle strutture.
- ASCE 41: questo metodo sviluppato dall'American Society of Civil Engineers (ASCE) usato molto per la determinazione delle performance sismiche delle strutture esistenti
- FEMA 356: questo metodo sempre sviluppato dal FEMA utilizzato in generale per lo studio del comportamento sismico delle strutture
- ASCE7-16: è un metodo specifico per determinare il carico di progetto delle strutture, incluso il vento, l'azione sismica e i carichi da neve
- AISC 360: metodo utilizzato per la progettazione di strutture prevedendone la stabilità strutturale, la rigidezza e la duttilità
- ACI 318: metodo utilizzato per progettare le strutture in cemento armato facendo previsioni sulla stabilità strutturale, sulla rigidezza e sulla durabilità
- Eurocodice 8: è l'insieme degli standard europei che prevedono le linee guida per il progetto antisismico delle strutture

E questi sono solo alcuni dei molti metodi di analisi della fragilità, la scelta dipende dalla tipologia strutturale e dal rischio che viene valutato. Ad ogni modo, i metodi per la valutazione

del rischio sismico possono essere divisi in due grandi famiglie: metodi statici e metodi dinamici.

Un metodo molto utilizzato è il metodo di analisi statico non lineare push-over. Questo metodo si esegue applicando carichi gravitazionali e carichi laterali. La somma dei carichi laterali rappresenta il taglio alla base della struttura causata dal terremoto. L'output dell'analisi push-over è la curva di capacità che rappresenta un parametro di resistenza specifico (es. il taglio alla base) in relazione ad un parametro di deformazione (come potrebbe essere lo spostamento di un punto di controllo posto in testa alla pila). La procedura dell'analisi push-over è riassunta nello schema in figura 4.

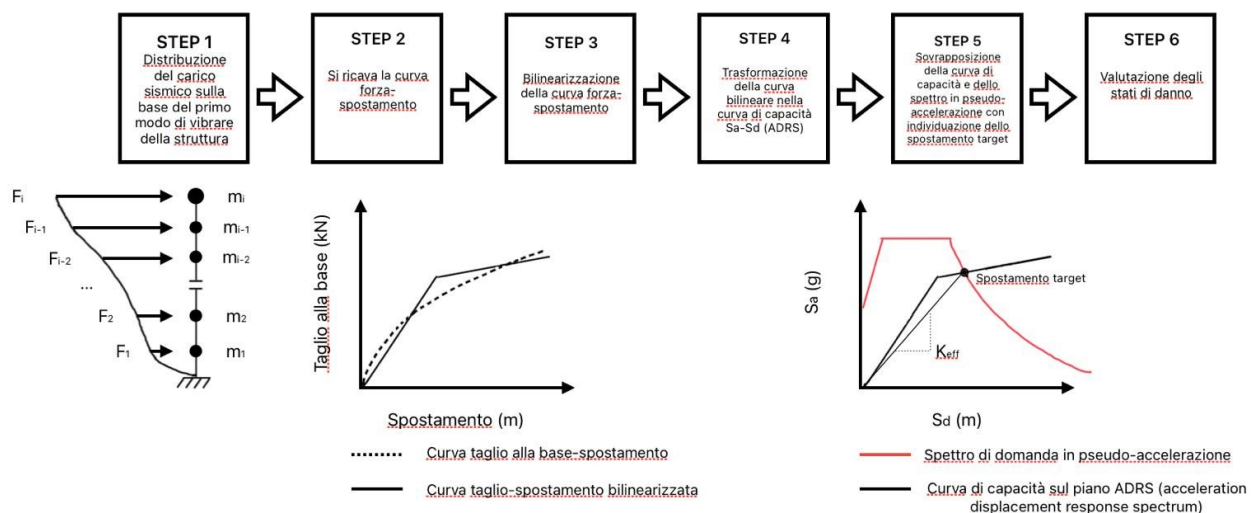


Figura 4 fasi esecutive dell'analisi push-over

Questa analisi aiuta a determinare le performance della struttura e dei suoi elementi in relazione alla loro capacità in spostamento. Inoltre, il risultato delle analisi push-over può dare informazioni sul comportamento duttile del sistema strutturale. Diversi articoli hanno condotto analisi sulla fragilità col metodo non lineare statico push-over, come ad esempio Perghi e Alam (2017), che hanno sviluppato le curve di fragilità per pile circolari in calcestruzzo armato, costruite senza criteri sismici, hanno valutato varie caratteristiche tra cui la resistenza del calcestruzzo, la resistenza a snervamento delle barre longitudinali, il loro numero, il livello di carico assiale, ed anche l'eventuale rinforzo con fibre di carbonio. Inoltre hanno preso in considerazione anche la snellezza (rapporto tra luce di taglio e profondità della sezione). Le analisi statiche non lineari push-over (NSPA), sono state eseguite per analizzare il comportamento non lineare delle pile, utilizzando un opportuno set di accelerogrammi con uno specifico range di PGA. Si è scoperto che il rinforzo (quindi il

confinamento del calcestruzzo), il livello di carico assiale e la snellezza hanno avuto un impatto significativo nel determinare la capacità di collasso delle pile in calcestruzzo.

Tra i metodi dinamici è molto utilizzato il metodo dell'analisi dinamica nel dominio del tempo (DTHA). È un metodo comunemente usato per analizzare la risposta dei ponti sotto eventi sismici o altre condizioni di carico dinamiche. Questa metodologia sarà descritta nello specifico più avanti in quanto utilizzata come metodo di analisi in questo studio. È un metodo computazionalmente oneroso che necessita di specifici software. È importante l'uso di moti del suolo appropriati, di una modellazione agli elementi finiti e tecniche di analisi stabili per ottenere risultati realistici. Nello studio di Shan et al. (2020) è stata condotta una ricerca sulla fragilità mediante analisi dinamica incrementale, sono stati considerati stati limite, che non sono ricondotti a un unico parametro globale, ma descritti mediante diverse funzioni di stato limite. In particolare, vengono considerate la vulnerabilità delle pile a flessione e taglio biassiale, nonché la deformazione degli appoggi, consentendo una valutazione multicomponente. Le curve di fragilità sono poi state utilizzate per dimostrare come l'intensità dell'evento sismico e la direzione del moto sismico incidono sulla fragilità dei diversi componenti strutturali.

Nella ricerca fatta da Jeon et al. (2019), viene fatta una comparazione tra la vulnerabilità sismica di pile di ponte con e senza l'allargamento alla testa della pila, i modelli numerici sono calibrati usando dati sperimentali di colonne con e senza allargamento in testa. La presenza dell'allargamento in testa alle pile aumenta la loro resistenza e la loro rigidezza, riducendo la probabilità di collasso per taglio e la vulnerabilità dell'infrastruttura. I risultati indicano che la presenza di un gap (spazio di movimento a vuoto tra la pila e l'impalcato, il cui contatto avviene solo dopo uno spostamento) riduce l'efficacia dell'allargamento in testa, portando a un comportamento simile a quello delle colonne prismatiche, fintanto che essendoci il gap la rigidezza della pila non è migliorata dal contatto diretto con l'impalcato inizialmente. Quindi non basta avere l'allargamento in testa per avere una miglior rigidezza della pila ma dipende anche da come è connessa.

Nello studio di Pang et al. (2020) viene utilizzata una funzione di fragilità per la valutazione del comportamento sismico delle pile di ponti sotto sismi che avvengono sia vicino la faglia che sismi distanti dalla faglia considerando meccanismi di collasso sia per rottura fragile (tipicamente a taglio) che per meccanismi di rottura duttile (tipicamente flessionali) a differenti livelli di danno. Questo studio compara la Cloud Analysis con l'analisi dinamica incrementale (IDA), che è molto più accurata ma computazionalmente più onerosa. Si valutano i risultati definendo a priori gli Engineering Demand Parameters (EDPs), basati sia

sulle forze che sulle deformazioni. I risultati mostrano che la Cloud Analysis, pur essendo meno onerosa dal punto di vista computazionale, fornisce stime della fragilità comparabili a quelle ottenute mediante IDA, risultando una valida alternativa meno onerosa, anche se la scelta degli EDPs è fondamentale che sia coerente coi meccanismi di collasso attesi, dal momento che influenza significativamente le curve di fragilità. Questo studio analizza anche il comportamento di pile in calcestruzzo fibrorinforzato (FRC), confrontandolo con quello di pile tradizionali in calcestruzzo armato. Si evince come l'impiego di fibre migliori la capacità deformativa e riduce la vulnerabilità complessiva. Si osserva inoltre che i moti sismici vicino la faglia determinino un incremento della domanda sismica del 5% per le pile in FRC e del 10% per quelle in calcestruzzo armato tradizionale, evidenziando una maggior resilienza delle prime sotto sollecitazioni sismiche severe.

Un metodo utile è quello della Response Spectrum Analysis (RSA), molto utile per una valutazione qualitativa della risposta strutturale in ambito progettuale. È un metodo che ha una accuratezza inferiore rispetto ad analisi non lineari nel dominio del tempo (NLTHA), ma migliore rispetto all'utilizzo della semplice PGA. La struttura viene scomposta in modi di vibrare, successivamente per ogni modo viene trovata la risposta massima dallo spettro e infine si combinano i vari modi stimando spostamenti e forze massimi. I principali limiti di questo metodo sono che non considera la sequenza temporale e le non linearità. Inoltre, utilizzando spettri ottenuti dalla media di più terremoti non è rappresentativo di specifici eventi reali, quindi viene meno la variabilità record-to-record. Nello specifico la RSA si basa sull'impiego dello spettro di risposta, che rappresenta il valore massimo della risposta di un sistema a un grado di libertà (SDOF) in funzione del periodo proprio e dello smorzamento (spettro di risposta elastico). Si ricava dallo spettro la risposta massima della struttura per ogni modo di vibrare, stimando così spostamenti e forze da opportune combinazioni modali.

Negli ultimi 20 anni, lo sviluppo delle curve di fragilità si è spostato da metodi empirici sino a metodi analitici. I ricercatori hanno utilizzato una varietà di metodologie e tecniche per ricreare le curve di fragilità, includendo modelli analitici, metodi ibridi e studi sul campo basati sull'opinione di esperti. Tra i metodi statistici più utilizzati per la fragilità vi è la distribuzione di probabilità log normale, la distribuzione Weibull o la distribuzione beta. La distribuzione log normale (la più usata in ambito sismico) è solitamente utilizzata quando la fragilità di un sistema è influenzata da molteplici fattori, come l'età, le proprietà del materiale e l'esposizione ai fattori ambientali. La Weibull è usata per fenomeni di degrado e rottura progressiva, più comunemente utilizzata per valutare l'affidabilità in sistemi meccanici. La distribuzione beta invece trova applicazione in contesti in cui la risposta è limitata entro un intervallo finito e influenzata da una combinazione di variabili discrete e continue. Una volta

definita la distribuzione statistica, è necessario procedere alla stima dei parametri che la caratterizzano. Tra i metodi più diffusi abbiamo il Maximum Likelihood Estimation (MLE) che rappresenta l'approccio più utilizzato, in quanto consente di determinare i parametri che massimizzano la probabilità di osservare i dati disponibili. Un'alternativa è rappresentata dall'approccio Bayesiano, che combina informazioni a priori con i dati osservati, risultando particolarmente utile in presenza di dataset limitati e in presenza di forte incertezza sui parametri. Altri metodi includono la stima per momenti, basata sull'uguaglianza tra momenti teorici e campionari, e l'analisi di regressione, frequentemente utilizzata per descrivere la relazione tra intensità sismica e parametri di domanda.

Per quanto riguarda lo stato dell'arte sulla fragilità delle pile dei ponti abbiamo diversi studi come Kawashima (2008) e Pang (2020). In particolare, è stato evidenziato come il drift (lo spostamento residuo delle pile) rappresenti un parametro critico nella valutazione del danno strutturale, in quanto spostamenti permanenti di una certa entità possono portare al collasso del ponte durante eventi sismici intensi come evidenziato da Xiang e Li (2017). Sono stati fatti anche studi di ricerca orientati verso l'impiego di materiali innovativi per migliorare la risposta sismica delle pile. Lo studio di Salkhordeh et al. (2021) analizza il comportamento di pile ibride, rinforzate con acciaio ad alta resistenza (HS-NS) e leghe a memoria di forma (SMA). Dai risultati si vede come le pile rinforzate con acciaio ad alta resistenza presentino prestazioni sismiche migliori rispetto a quelle con leghe a memoria di forma in termini di capacità globale. Analisi più approfondite evidenziano come la risposta nella zona di cerniera plastica giochi un ruolo determinante nella definizione della fragilità. Billah e Alam (Salkhordeh et al.) hanno osservato che la valutazione della duttilità può essere fortemente influenzata dal parametro di domanda adottato, portando a possibili discrepanze nella stima della vulnerabilità. Un aspetto molto importante rimane quello della scelta del parametro di domanda. In particolare, come evidenziato da Billah e Alam (2015), l'utilizzo del drift residuo come Engineering Demand Parameter (EDP) porta ad una valutazione più severa della vulnerabilità delle pile in calcestruzzo armato con armatura tradizionale (steel-RC), in quanto tale parametro è direttamente correlato al danno permanente e alla perdita di capacità post-sismica. Per migliorare le prestazioni post sisma molti studi propongono l'impiego di leghe a memoria di forma (SMA) nella zona di cerniera plastica. Grazie alla loro capacità di ricentrimento, consentono di ridurre significativamente gli spostamenti permanenti, determinando una minore vulnerabilità delle pile in termini di danno residuo come evidenziato da Billah e Alam (2015) e confermato da Tran et al. (2020).

La risposta sismica della pila è fortemente influenzata dai parametri geometrici, quali l'altezza e la forma della sezione trasversale. In particolare, è stato osservato come pile più

alte risultano generalmente più vulnerabili rispetto a quelle più basse, a causa della maggiore snellezza e dell'incremento degli spostamenti. Parallelamente bisogna considerare la possibilità di rotture fragili a taglio per le pile tozze come evidenziato da Tran et al. (2020), le quali possono compromettere significativamente la capacità dissipativa della struttura. La forma della sezione trasversale rappresenta un ulteriore fattore determinante in quanto le pile rettangolari generalmente mostrano migliori prestazioni sismiche rispetto a quelle circolari. Questo evidenzia come la distribuzione delle tensioni e la capacità resistente siano fortemente legate alla geometria della sezione. Lo studio di Ren e Obata (2000) invece analizza il comportamento delle pile deteriorate durante la loro vita utile, considerando la variazione temporale della capacità strutturale. I risultati mostrano come l'aumento del livello di corrosione comporti una significativa riduzione della capacità deformativa, evidenziata da una diminuzione del drift ultimo rispetto al caso non deteriorato. Tale effetto risulta particolarmente critico nella zona della cerniera plastica, dove si concentra il danno strutturale. Tali evidenze sottolineano l'importanza di considerare lo stato di conservazione della struttura nelle analisi di fragilità, in quanto il degrado può ridurre significativamente la capacità sismica rispetto alle condizioni iniziali di progetto.

Quadro normativo

Per quanto riguarda le pile dei ponti, l'evoluzione del quadro normativo italiano può essere suddivisa in diversi periodi, in cui si è fatto riferimento ad approcci progettuali diversi partendo dalle opere costruite prima degli anni 80 ma anche strutture realizzate fino al 2003 (dove vi erano normative sismiche emergenti e il DM 16/01/1996). I ponti e le pile realizzate in quest'epoca sono caratterizzati da una scarsità di dettagli costruttivi e il passo delle armature trasversali risultava essere molto ampio (anche 30 cm, il che vuol dire poco più di 3 staffe per metro di lunghezza), con conseguente insufficiente confinamento del calcestruzzo. In aggiunta, l'azione sismica veniva spesso schematizzata mediante forze statiche equivalenti, ovvero l'applicazione di forze orizzontali distribuite lungo l'altezza della struttura e proporzionali alle masse coinvolte, senza un'adeguata rappresentazione dell'azione dinamica del sisma. Non erano previste verifiche a taglio in condizioni sismiche e la progettazione era condotta prevalentemente in termini di resistenza, senza considerare esplicitamente la domanda in spostamento e la capacità deformativa degli elementi, che è fondamentale considerare dato che il danno è direttamente collegato allo spostamento. Infatti, per piccoli spostamenti si hanno danni più lievi mentre per grandi spostamenti si hanno plasticizzazioni, fessurazioni sino a possibili collassi e bisogna garantire che quest'ultimo sia accettabile. Ulteriori carenze riguardavano i dettagli costruttivi, con staffe spesso non adeguatamente chiuse o ancorate, compromettendo l'efficacia del

confinamento. Inoltre, non vi era un sufficiente confinamento nella zona plastica dell'elemento e non erano previste le verifiche al buckling (verifiche di sbandamento) delle armature longitudinali. In generale, mancava un approccio gerarchico delle resistenze, quindi mancava il concetto di progettazione in capacity design. Successivamente con l'avvento delle normative più moderne (DM 14/09/2005 e l'Ordinanza PCM 3274/2003) si passa all'approccio di progettazione agli stati limite sismici, si introducono criteri di duttilità, prescrizioni per il confinamento e attenzione alla zona dissipativa delle pile, nonostante il progresso dal punto di vista progettuale in questo periodo manca l'ottimizzazione della progettazione secondo le regole del capacity design (ovvero quelle regole che permettono alla struttura di dissipare energia attraverso i meccanismi duttili come lo snervamento per flessione dell'acciaio, evitando l'insorgenza dei meccanismi fragili come la rottura a taglio del calcestruzzo) e le regole sui dettagli costruttivi sono ancora poco restrittive, verranno poi implementate dalle normative tecniche delle costruzioni (NTC).

In particolare, oggi si fa riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni, DM 17/01/2018 (NTC 2018), già precedute dal DM 14/01/2008 (NTC 2008) ed in linea con le normative europee (Eurocodici, in particolare la normativa riguardante i ponti EN 1998-2). Quindi si progetta rispettando la gerarchia delle resistenze e le classi di duttilità. Si applica più efficacemente il confinamento e nelle zone dissipative la staffatura viene ulteriormente raffittita, il taglio viene progettato con sovrarresistenza, raffittendo le staffe e scongiurando meccanismi di rottura per taglio che risultano fragili e quindi avvengono in maniera improvvisa senza segni di preavviso.

Nella seguente tabella viene evidenziato come l'evoluzione normativa abbia progressivamente colmato le principali carenze presenti nelle normative sulle costruzioni più datate:

Tabella 1 storico normativa tecnica sulle costruzioni e confronto tecnico tra i vari periodi normativi

Periodo	Normativa	Approccio progettuale	Modellazione sismica	Principali carenze
Pre anni '80 - 1996	Normative precedenti + DM 16/01/1996	Progettazione elastica, orientata alla resistenza	Forze statiche equivalenti semplificate	- Nessuna progettazione in capacità (capacity design), - Assenza di gerarchia delle resistenze, - Mancata verifica a taglio in condizioni sismiche,

				- Assenza di verifiche al buckling delle armature, - Nessuna valutazione della duttilità, - Progettazione basata solo sulle forze, - Mancata considerazione della domanda in spostamento
1996 - 2003/2005	DM 16/01/1996, Ordinanza PCM 3274/2003, DM 14/09/2005	Introduzione stati limite e primi criteri sismici	Approccio più semplificato ma più ottimizzato	- Capacity design ancora carente, - Verifiche incomplete di elementi fragili, - Duttilità non pienamente controllata, - Domanda in spostamento non considerata
2008 - attuale	DM 14/01/2008, DM 17/01/2018 (NTC), EN 1998-2	Progettazione agli stati limite in ottica prestazionale	Analisi più realistiche (spettri di risposta, analisi dinamiche)	- Criticità normative ridotte al minimo

Impostazione dello studio

Parametri di controllo

Da diversi studi sull'influenza delle caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali si evince che i parametri che maggiormente incidono sul comportamento sismico della pila sono:

- H/A ; che rappresenta la snellezza della pila, espressa come il rapporto geometrico tra l'altezza 'H' della pila e la dimensione del lato orientato secondo la direzione in cui si applica la forzante sismica 'A';
- ν ; che sarebbe lo sforzo assiale adimensionalizzato, definito come il rapporto tra lo sforzo normale e la capacità massima a compressione della sezione di calcestruzzo;
- ρ_l ; che è il rapporto geometrico di armatura longitudinale, ovvero il rapporto tra la superficie dei tondini di acciaio e la superficie della sezione di calcestruzzo;
- ω , che rappresenta il rapporto tra il volume delle staffe di confinamento e il volume del nucleo di calcestruzzo confinato.

Per la scelta di questi parametri e la determinazione dei loro range di variabilità si è fatto riferimento oltre che alle regole di progettazione vigenti all'epoca della realizzazione dei ponti, anche a degli studi di autori che hanno trattato temi simili in riferimento alle pile di ponti con sezione rettangolare o rettangolare cava. Nell'articolo "a numerical study on seismic performance evaluation of rc rectangular columns strengthened with cfrp sheets" di Mena Gamel Youssef et. Al 2020 in cui viene fatto uno studio sull'effetto del confinamento con fogli di cfrp per quanto riguarda il loro effetto sul comportamento sismico, ma ciò che interessa a noi di questo articolo è la parte in cui vengono definiti i parametri ed i loro range per definire le caratteristiche degli elementi sottoposti allo studio. In questo articolo si dà importanza ad un parametro che sarebbe l'aspect ratio ovvero il rapporto tra i lati A/B di una sezione rettangolare. Nonostante questo parametro avesse una sua efficacia non irrilevante per quanto riguarda il comportamento sismico della pila come si evince dallo studio, è stato deciso di non tenerne considerazione dal momento che non si è potuto dare spazio a tutti i parametri per via di una ottimizzazione del numero di analisi da eseguire nello studio e per dare importanza ad altri parametri che hanno rilevanza maggiore riguardo il condizionamento del comportamento sismico della pila. Ad ogni modo, l'aspect ratio può essere inglobato all'interno della definizione di snellezza perché si considera il lato secondo cui si ha l'inerzia efficace a resistere al sisma poi l'altra dimensione ortogonale ci interessa meno e si rapporta il tutto all'altezza della pila stessa definendo così una sorta di snellezza,

poi sempre in questo studio compare il parametro del rapporto tra lo sforzo assiale e la resistenza a compressione dell'elemento ed anche il rapporto geometrico di armatura longitudinale, entrambi presi in considerazione. Altro parametro da tenere in considerazione ma che per motivi di contenimento del numero delle analisi non è stato considerato è lo spessore della sezione cava. Trattandosi di sezioni cave lo spessore di calcestruzzo ha una sua influenza nel determinare le modalità di collasso e il carico ultimo di colonne cave sotto carichi statici o di impatto (impulsivi). Come indicato nell'articolo "experimental and numerical analysis of hollow and solid reinforced concrete peers under static and impact loading" di Pengfei Yao et al 2021, lo spessore viene considerato attraverso l'hollow ratio ovvero il rapporto dei vuoti, dato dal rapporto dell'area della sezione vuota e l'area totale di tutta la sezione come se fosse piena. Ad ogni modo dato che nelle sezioni cave lo spessore non ha grossi range di variazione e quindi è abbastanza standardizzato e inoltre considerando che la sezione cava localizza la massa proprio dove serve, ovvero perimetralmente per massimizzarne l'inerzia, si è ritenuto che anche in questo caso lo spessore fosse un parametro da poter fissare come costante, così come è stato fatto per i lati della sezione rettangolare e quindi l'aspect ratio.

Un altro documento molto importante è quello del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research) in cui si prende un database di 306 colonne rettangolari e 177 colonne circolari riportando per ogni test della colonna la sua storia forza-spostamento, la geometria della colonna e i quantitativi di armatura, la modalità di collasso ed altre informazioni rilevanti. Da questo database vengono selezionate le colonne che hanno un collasso per flessione (220 test) o in maniera combinata per taglio-flessione (35 test), quindi un totale di 255 test. Ma ciò che interessa sono i parametri più rappresentativi individuati dal PEER ed i loro range di variazione.

Snellezza H/A

La snellezza H/A nel documento del PEER viene definita come il rapporto tra la campata di taglio, ovvero la distanza tra l'estremità della colonna e un suo punto di flesso (mentre noi per semplicità prendiamo l'altezza intera della colonna H dato che i risultati cambiano poco) e l'altezza della sezione misurata in direzione parallela alla retta d'azione dello sforzo orizzontale A .

La snellezza è un parametro che governa la rigidezza flessionale della pila; quindi, con una snellezza elevata la rigidezza flessionale diminuisce, il che comporta un aumento delle deformazioni flessionali, con maggior rischio di instabilità e/o danneggiamento. La snellezza gioca un ruolo fondamentale anche sul periodo di vibrazione fondamentale dell'elemento

strutturale; infatti, una pila snella avendo una bassa rigidezza avrà un periodo maggiore mentre una pila tozza avrà una rigidezza più alta e quindi un periodo di vibrazione minore. Il meccanismo di rottura di una pila snella rispetto a quella tozza è diverso, dal momento che elementi snelli risentono più della flessione mentre elementi tozzi risentono più di meccanismi di rottura fragili come il taglio. In quest'ultimo caso il meccanismo di rottura a taglio è da scongiurare per via della istantaneità con cui si verifica, mentre bisogna progettare per favorire il comportamento duttile e quindi una rottura per flessione. Con la vecchia normativa la snellezza non veniva considerata come un fattore sismico critico, mentre con le normative più recenti ci sono limiti imposti sulla snellezza con lo scopo di controllare la rigidezza e gli effetti P-Δ. Il range di variazione per questo parametro proposto dal PEER va da 1 a 7. Nel presente studio si è scelto di fissare un range che va da 3 a 9 per tenere in considerazione la popolazione di pile che si presenta effettivamente nella realtà per tener conto del fatto che stiamo ampliando un po' il range perché stiamo considerando l'altezza della pila anziché la campata di taglio. Avendo fissato la pila di forma quadrata con lati di 4 metri significa che consideriamo una altezza variabile della pila che va da $H_{min} = 3 \times A = 3 \times 4 = 12\text{ m}$ ad una altezza massima di $H_{max} = 9 \times A = 9 \times 4 = 36\text{ m}$ che è un range di altezze che considerano la maggioranza delle realizzazioni presenti nel territorio.

Sforzo assiale normalizzato ν

L'azione assiale è un altro parametro molto importante perché la sua entità può apportare un notevole incremento del momento flettente, dovuto al fatto che durante il sisma la pila oscilla e questo genera un braccio per lo sforzo assiale che agisce verticalmente in testa (effetti delle non linearità geometriche o effetti P-Δ, che generano momenti del secondo ordine). Mentre nelle normative più datate non era presente un limite dello sforzo assiale per pericolo di collasso o instabilità, con la normativa odierna si tende a progettare delle pile più stabili e meno sensibili all'instabilità con verifica degli effetti P-Δ e controllo della duttilità e curvatura. Il parametro che utilizziamo per tenerne conto è lo sforzo assiale adimensionalizzato ν , dato dal rapporto tra lo sforzo normale e la capacità massima a compressione della sezione di calcestruzzo:

$$\nu = \frac{N}{A_c * f_c}$$

Studi parametrici, quali ad esempio “Parametric Analysis of the Dynamic Behaviour of RC Columns with Confinement Effect of Overlapping Hoops” di Zeng and Xu 2018, evidenziano come l'aumento di ν comporti un incremento della capacità portante con una significativa

riduzione della duttilità, ed una transizione verso meccanismi di collasso fragile per valori elevati ($\nu > 0.4-0.6$). Questo studio considera intervalli molto ampi (fino a $\nu \approx 0.8$) al fine di studiare il comportamento fino al collasso per rottura fragile a compressione della pila. Nel caso delle pile da ponte, i valori dello sforzo assiale risultano generalmente contenuti per garantire adeguata duttilità. Per tale motivo, nel presente studio si è adottato un intervallo più ristretto, pari a $\nu = 4\% \div 12\%$, ritenuto rappresentativo delle condizioni realistiche di esercizio.

Rapporto di armatura longitudinale ρ_l

Il rapporto geometrico di armatura longitudinale ρ_l definito come:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{A \cdot d}$$

Dove:

A_{st} è l'area delle barre di armatura longitudinale tesa;

A è la larghezza della sezione;

d è l'altezza utile.

ρ_l è un parametro chiave che caratterizza il comportamento sismico, dal momento che governa la resistenza flessionale degli elementi in cemento armato, inoltre regola la duttilità ovvero quanta energia può dissipare l'elemento strutturale prima di arrivare a rottura, inserendo un quantitativo maggiore di armatura si ha una riduzione della duttilità, proprio perché la dissipazione di energia per snervamento dell'acciaio si raggiunge solo se quest'ultimo arriva a plasticizzazione, motivo per le normative attuali regolano l'inserimento delle barre di armatura al limite dello snervamento, con lo scopo di raggiungere lo snervamento dell'armatura per stati limite ragionevolmente alti, evitando un sovradimensionamento dei quantitativi di armatura, dal momento che se l'armatura longitudinale non raggiungesse le condizioni di snervamento non si sfrutterebbero a pieno le proprietà del materiale e inoltre si avrebbe un costo maggiore. La scelta di un intervallo 0,3–1,5% della sezione di calcestruzzo è coerente con le indicazioni normative per pile soggette a carichi sismici: secondo NTC 2018 (§7.4.2) e Eurocodice 2 (EN 1992-1-1, Tab. 8.4) l'armatura minima longitudinale per colonne soggette a flessione e sforzo assiale deve essere $\geq 0,2-0,5\%$, mentre la massima, per garantire lavorabilità e duttilità, non deve superare circa 4%. Da cui il range scelto che varia da un minimo di 0,3% ed un massimo che arriva a 1,5% in quanto rapporti di armatura maggiori non vengono solitamente utilizzati.

Rapporto volumetrico di confinamento ω

Infine, il grado di confinamento, espresso attraverso il rapporto volumetrico delle staffe ω , dato dal rapporto tra il volume delle staffe V_s ed il volume calcestruzzo confinato V_c :

$$\omega = \frac{V_s}{V_c} = \frac{A_{cc} * s}{(\pi \varphi^2 / 4) * l_s}$$

Dove:

A_{cc} è l'area di calcestruzzo confinato

s è il passo delle staffe

φ è il diametro dell'armatura trasversale

l_s è il perimetro lungo cui corre l'armatura trasversale

Questo parametro riveste un ruolo fondamentale nel migliorare la duttilità e la capacità dissipativa del calcestruzzo confinato. Le staffe impediscono che il calcestruzzo compresso spanci lateralmente, quindi più è alta l'armatura trasversale più il calcestruzzo è confinato e può deformarsi senza collassare con aumento della deformazione ultima del calcestruzzo e quindi aumento delle riserve di duttilità. L'incremento del confinamento risulta particolarmente efficace soprattutto in presenza di elevati livelli di sforzo assiale, evidenziando una forte interazione tra i due parametri. I valori di ω adottati (0.5 ÷ 12) consentono di coprire configurazioni che vanno da condizioni di confinamento minimo fino a livelli elevati, includendo quindi sia situazioni tipiche di strutture esistenti sia configurazioni maggiormente duttili. Il range è stato pensato considerando il valore di tale rapporto con variazione del passo delle staffe da un massimo di 25 cm fino a valori minimi di 5/6 cm, impiegando diametri delle barre di armatura trasversale più usuali con valori che vanno da 6 mm fino a 26mm e infine si è scelto anche il numero di bracci delle staffe, anch'esso fatto variare da un minimo di 2 fino ad un massimo di 12 bracci.

I range di variabilità dei parametri di interesse sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 2 parametri geometrici e meccanici adottati e rispettivi range di variazione

H/A [-]	v [%]	ρ_l [%]	ω [-]
3	4	0.3	0.5
6	8	0.9	6
9	12	1.5	12

Quindi questo studio si ritiene valido per le pile che hanno caratteristiche geometriche e meccaniche che rientrano in questi range di variabilità dei parametri scelti.

Analisi del rischio sismico

Analisi del rischio

L'analisi del rischio è un'analisi che viene effettuata per valutare il rischio da pericoli naturali e coinvolge 5 passi fondamentali:

- si raccolgono i dati sugli asset esposti a possibili perdite
- una volta raccolti i dati questi vengono interpretati per dedurne le caratteristiche ingegneristiche dell'elemento oggetto di studio. $P[A|D]$ rappresenta la probabilità che un asset abbia certe caratteristiche 'A', con i dati di esposizione 'D'.
- analisi del pericolo (hazard), si stabiliscono le misure di eccitazione ambientale in quel luogo (ad esempio l'accelerazione al suolo) e si determina la probabilità con cui tali sollecitazioni ambientali 'H' superino i livelli di capacità dati dalle caratteristiche 'A', ovvero $P[H|A]$.
- analisi delle perdite che non verranno trattate in questo studio. Stimano la relazione tra la misura di eccitazione ambientale 'H' e ogni misura di perdita 'L'. Questa relazione viene chiamata funzione di vulnerabilità e denotata con $P[L|H]$.
- processo decisionale finale in cui si presentano più soluzioni e lo specialista deve decidere la più conveniente per la gestione del rischio.

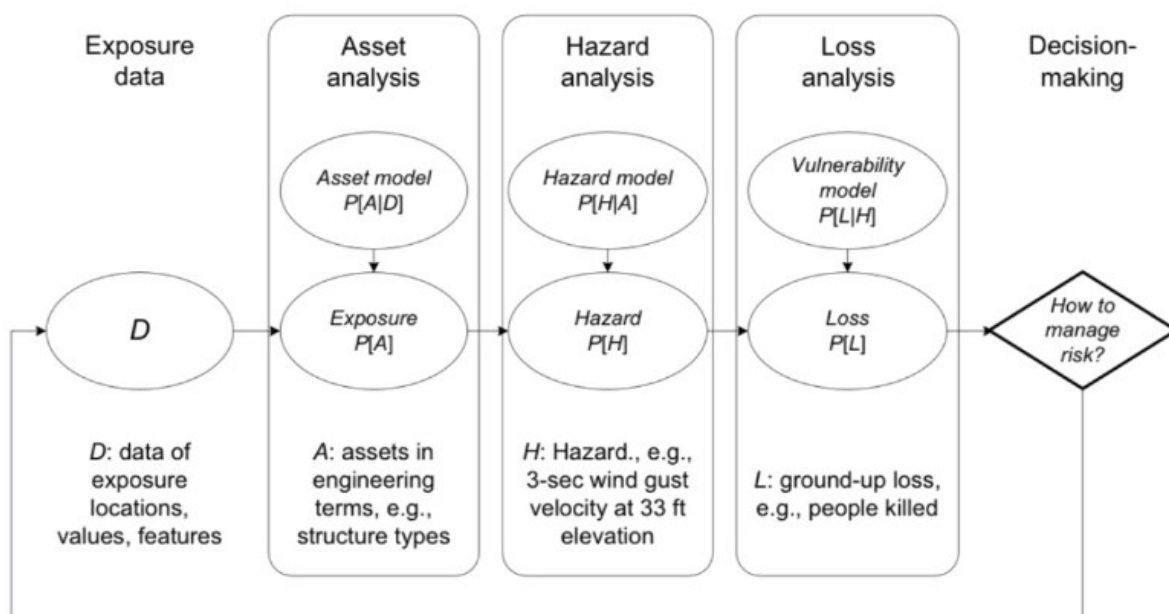


Figura 5 diagramma rappresentativo del processo di studio delle analisi di rischio e stima delle perdite

l'analisi del rischio sismico (R) coinvolge tre elementi fondamentali, ovvero, la vulnerabilità (V), la pericolosità (P) e l'esposizione (E) secondo la seguente espressione:

$$R = P \times V \times E$$

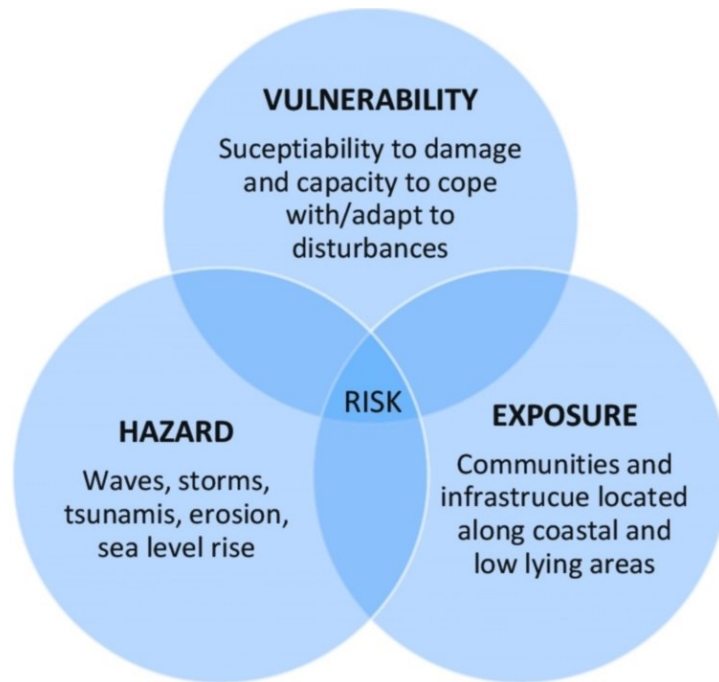


Figura 6 Schema dell'analisi di rischio

Di seguito viene data una breve spiegazione di queste tre voci che caratterizzano il rischio.

Pericolosità

La pericolosità sismica di un territorio è data dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità. Sarà tanto più elevata quanto più probabile sarà il verificarsi di un terremoto di elevata magnitudo, a parità di intervallo di tempo considerato.

Le mappe di classificazione sismica sono uno strumento per classificare il territorio italiano in aree sismo-geneticamente simili, esistono 4 zone di classe sismica in cui è suddiviso il territorio italiano dalla classe 1 meno sismica alla quarta più sismica. Le mappe di pericolosità sismica non sono basate soltanto sugli effetti dei terremoti passati ma anche sulla sismogenetica, con previsione dell'effetto di terremoti sul territorio, anche se ancora non sono avvenuti. Le informazioni sulle previsioni dei terremoti non ancora avvenuti vengono fornite in termini di pericolosità del sito, cioè un dato livello di intensità sismica in

quel sito, è caratterizzato da una certa probabilità di superamento in un dato intervallo di tempo.

La pericolosità sismica può essere individuata come pericolosità sismica di base che identifica il moto sismico di riferimento per il sito, nelle condizioni ideali di terreno rigido. Con la pericolosità sismica locale si identifica il moto sismico di riferimento, tenendo conto dei fattori geologici, morfologici e geotecnici. Per quanto riguarda la pericolosità di base è meno dettagliata, ma comunque uno strumento veloce per avere un'idea di stima della sismicità di una zona. Altrimenti per opere più importanti possono essere fatti degli studi di pericolosità locale in aree limitate.

Analisi di pericolosità su singolo sito

Può essere effettuata:

- con metodo deterministico, considerando tutte grandezze certe (conoscendo le faglie, la magnitudo e le distanze dall'epicentro). Esegui in primis la localizzazione delle sorgenti sismiche con risentimento significativo, poi si applicano le leggi di attenuazione ovvero di abbattimento dell'intensità con la distanza del sito dalla sorgente sismica e infine si sceglie il massimo valore del parametro di pericolosità ottenuto coi diversi scenari analizzati.
- Con metodo probabilistico, il terremoto viene considerato come un evento casuale con una sua probabilità di occorrenza e si valutano più scenari possibili. Si identificano sempre le sorgenti sismiche con risentimento significativo sul sito, successivamente si applicano le leggi di attenuazione in termini probabilistici con una certa deviazione standard perché c'è una certa incertezza su come si attenua il sisma ed infine calcolo la probabilità di eccedenza al sito di un dato parametro, in un certo intervallo di tempo, considerando tutti i possibili eventi.

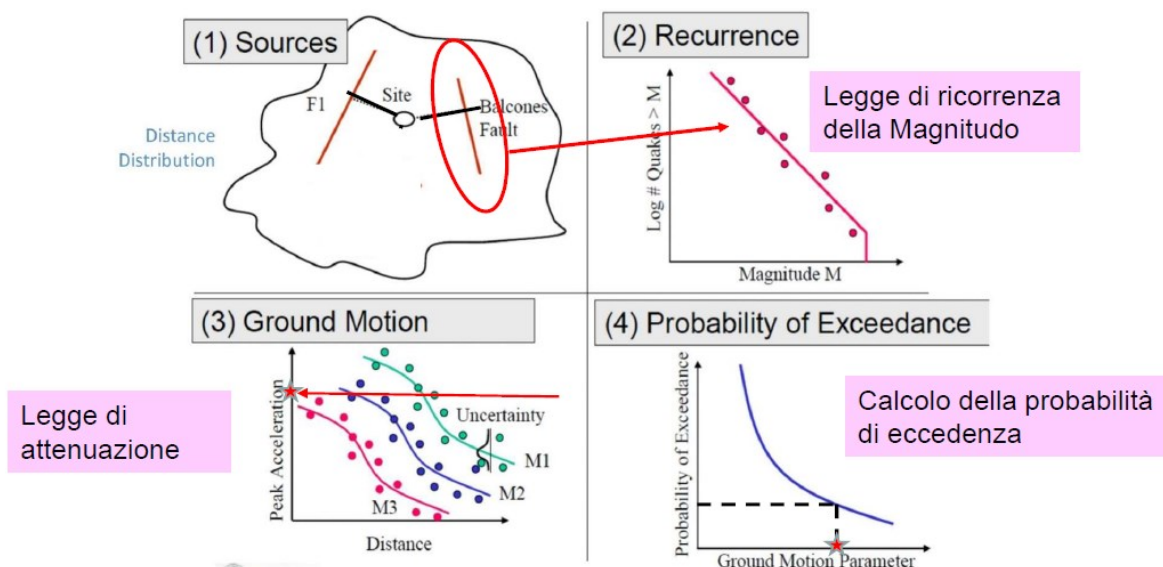


Figura 7 fasi dell'analisi di pericolosità su singolo sito

Riassumendo le varie fasi:

1. Le sorgenti le localizzo individuando i piani di faglia in prossimità del sito di riferimento
2. Trovo la legge di ricorrenza della magnitudo, se ho un periodo di osservazione Δt vedo quanti eventi con quella specifica magnitudo ci sono stati fino a costruire la legge di ricorrenza.
3. Si applica la legge di attenuazione dell'accelerazione con la distanza dal sito considero eventi a tutte le possibili distanze e magnitudo e stimo l'accelerazione che ha una certa probabilità di essere superata per un certo intervallo di tempo.
4. Calcolo la probabilità di eccedenza, cioè la probabilità che ho di superare ogni valore di accelerazione al suolo a_g

Infine, si sceglie con quale valore di a_g progettare a seconda dello stato limite che considero, se ho un SLE sceglierò un valore che ha una probabilità di eccedenza maggiore, se progetto allo SLU prenderò un valore con una probabilità di eccedenza minore.

Analisi di pericolosità su ampia scala

Si è diviso il territorio italiano in 36 zone sismo-geneticamente omogenee quindi caratterizzate dalla stessa legge di occorrenza della magnitudo. Sono state definite le faglie maggiori, le faglie minori ed è definita la loro cinematica, per ogni zona inoltre è indicata una classe di profondità i cui estremi corrispondono alle profondità che includono il 5% e i 95% degli eventi.

Quindi si determina il tasso di sismicità (numero di terremoti per anno), interpolando i dati ottenuti con una legge logaritmica, tale retta tende a ripiegare sotto magnitudo 3 perché gli eventi sono bassi e non vengono registrati.

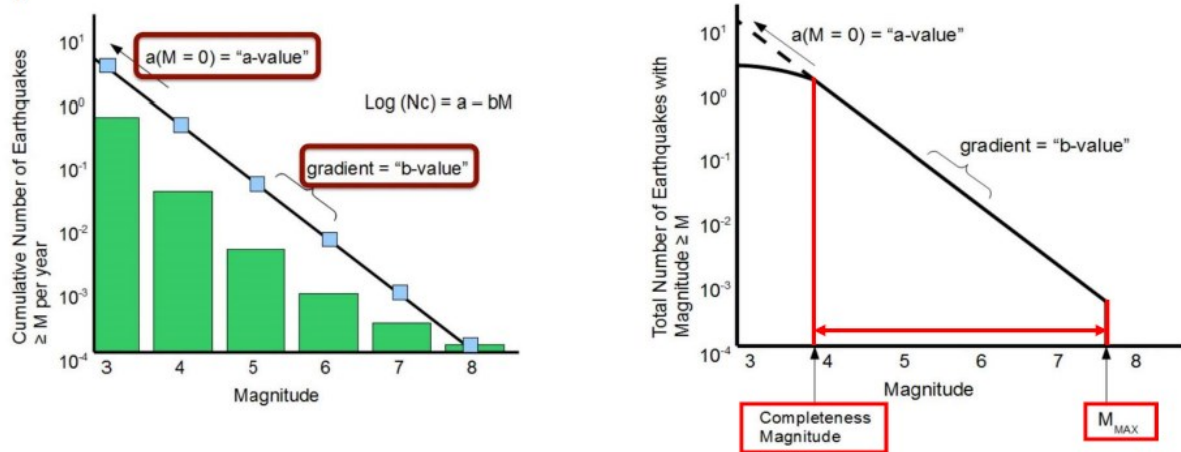


Figura 8 Legge di ricorrenza della magnitudo

Dividendo il numero di eventi registrati per l'intervallo di tempo ottengo la frequenza media annua di accadimento λ :

$$\lambda = \frac{N(M)}{\Delta t}$$

Poi per quanto riguarda le leggi di attenuazione sono disponibili diverse soluzioni, sia a livello nazionale che a scala regionale. Si tiene inoltre in considerazione anche della distribuzione di probabilità della distanza, cioè il concetto è quello che è molto più probabile avere terremoti lontani dal sito piuttosto che vicini. Ciò è dovuto al fatto che se il raggio dal sito è più piccolo allora il perimetro della circonferenza sarà anch'esso più piccolo ed ho meno punti sorgente.

La frequenza media annua (ν) esprime il rapporto tra numero di eventi relativi ad un intervallo di osservazione ed il suo inverso è il periodo di ritorno: $T_R = 1/\nu$

Se definiamo la probabilità di eccedenza come la probabilità che si verifichi almeno un evento di una certa intensità, definito un periodo di ritorno di riferimento T_d è:

$$P_1 = \nu T_d e^{-\nu T_d}$$

Probabilità che si verifichi un evento

$$P_0 = e^{-\nu T_d}$$

Probabilità che non si verifichino eventi

$$P_{n>0} = 1 - P_0 = 1 - e^{-\nu T_d}$$

Probabilità di eccedenza, ovvero che si verifichi almeno un evento

Da cui la probabilità di eccedenza:

$$\nu = -\frac{\ln(1-P_{n>0})}{T_d} \approx \frac{(P_{n>0})}{T_d}$$

Si ottengono così delle mappe, chiamate mappe di pericolosità sismica, relative al tempo di ritorno con cui può verificarsi una determinata azione sismica nel territorio. In figura 9 sono mostrate le mappe di pericolosità sismica per un periodo di riferimento fissato di $V_R=50$ anni, dove nelle tre mappe sono indicati gli eventi che hanno una probabilità di essere superati rispettivamente del 50%, del 10% e del 2%.

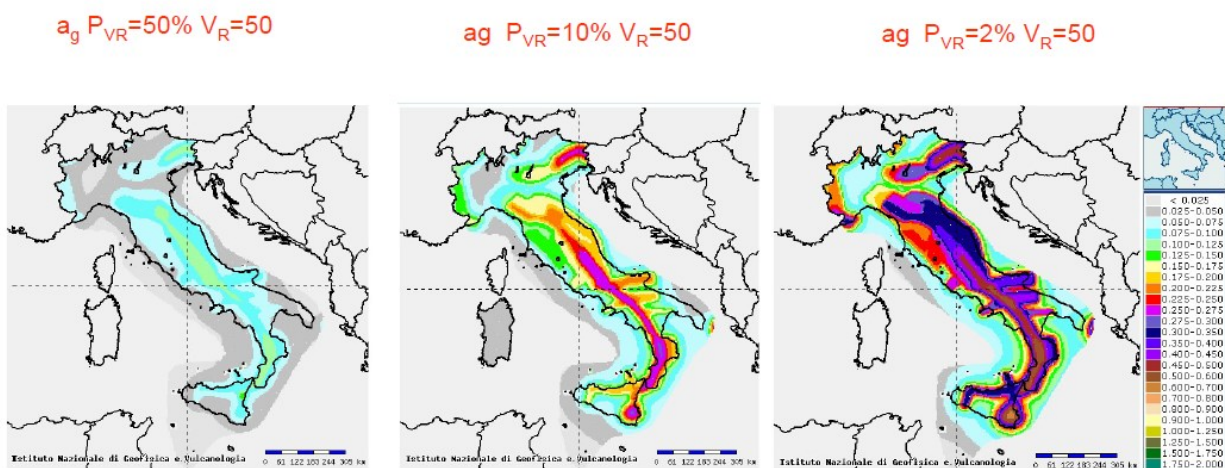


Figura 9 mappe di pericolosità sismica relative ad un periodo di riferimento di 50 anni e per probabilità di superamento rispettivamente del 50%, del 10% e del 2%

Vulnerabilità

La vulnerabilità è rappresentata dalla predisposizione della costruzione a subire danni in seguito ad un evento sismico, può anche essere misurata in termini di grado dell'esito indesiderato, o di costi di riparazione, impatto sulla sicurezza delle persone. Quindi la vulnerabilità è una perdita (costi di vite umane, economici, di funzionalità) rappresentata in funzione dell'eccitazione ambientale.

Ci sono tre approcci generali per derivare le funzioni di vulnerabilità: metodo empirico, analitico o derivante da opinione di esperti.

Metodo empirico

le funzioni di vulnerabilità ricavate dall'approccio empirico sono le più desiderabili perché derivano interamente da osservazioni delle prestazioni effettive delle strutture in seguito a terremoti reali. Si raccolgono osservazioni di strutture simili registrando:

- x_i = eccitazione ambientale che subisce ogni struttura i -esima
- y_i = la perdita subita da ogni struttura i -esima
- c_i = caratteristiche della struttura i -esima (materiali, sistema resistente agli sforzi, altezza, età, ecc.)

Si raggruppano le strutture in base a una o più caratteristiche creando dei gruppi e per ciascun gruppo si esegue una analisi di regressione per adattare la funzione di vulnerabilità, solitamente la media e la deviazione standard sono funzione dell'eccitazione ambientale. La vulnerabilità può essere espressa in una tabella della media e della deviazione standard della perdita ad ognuno dei livelli di eccitazione ambientale scelti.

Il metodo empirico a discapito della sua credibilità presenta dei contro:

- Molte delle strutture analizzate non hanno mai sperimentato livelli di eccitazione ambientale sopra una certa soglia;
- Le osservazioni tendono ad essere poche o assenti ad alti livelli di eccitazione;
- Gli ingegneri a volte immaginano di poter guardare un edificio e stimare i costi di riparazione, ma a volte non si ha la formazione e l'esperienza necessaria da parte di questi ultimi, portando a valutazioni che si discostano dalla realtà;
- Spesso si richiedono dati di costi alle compagnie assicurative o dai permessi di costruzione, i quali però sono difficili da reperire;
- Può essere difficile stimare le scosse in base alle osservazioni dei dati accelerometrici perché gli accelerometri sono comunemente distanziati l'uno dall'altro di molti chilometri e il moto del suolo registrato può essere diverso da quello del sito di riferimento;
- Le osservazioni empiriche tendono a non far luce sulle cause dei danni;
- Può essere molto difficile cogliere il segnale all'interno del rumore.

Metodo analitico

I metodi analitici sono riassumibili attraverso le 4 fasi principali riassunte nell'istogramma in figura 10

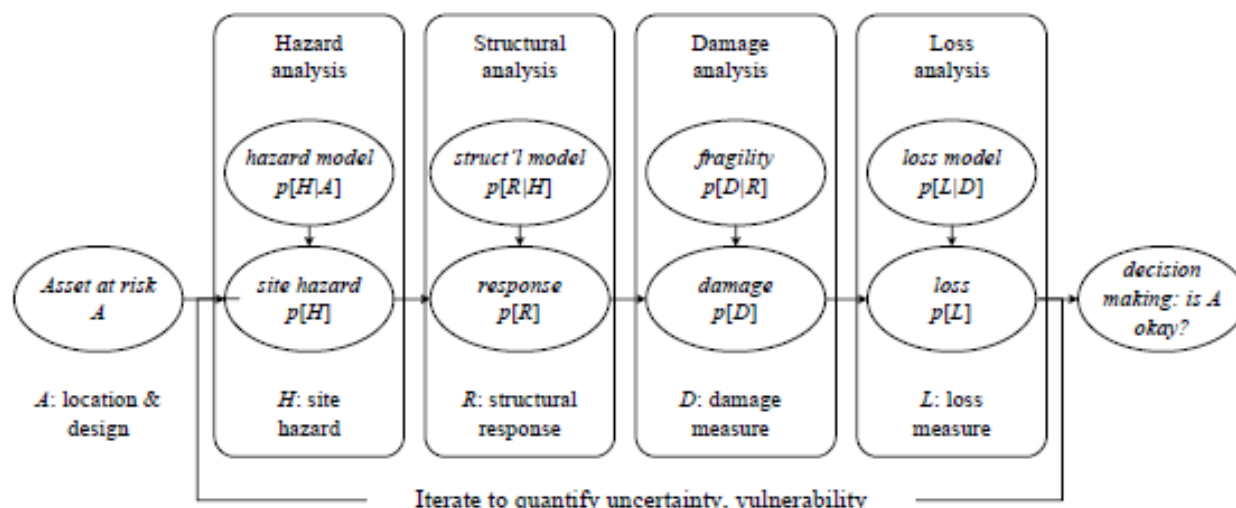


Figura 10 diagramma delle principali fasi che costituiscono la stima della funzione di vulnerabilità per via analitica

In particolare, si definisce l'elemento a rischio in maniera dettagliata, indicando l'ubicazione, le condizioni del sito, la progettazione architettonica e strutturale, nonché l'inventario di tutti gli elementi meccanici. Successivamente si esegue un'analisi del rischio stimando la probabilità con cui si verificano i vari livelli di eccitazione ambientale, con la selezione di numerose storie di movimenti del terreno a ciascun livello di eccitazione ambientale.

La fase successiva è l'analisi strutturale in cui si stimano gli sforzi e le deformazioni degli elementi, le accelerazioni e il raggiungimento degli stati limite per ogni livello di eccitazione ambientale.

Le risposte strutturali vengono poi utilizzate nelle funzioni di fragilità per ricavare la probabilità di danneggiamento per ogni livello di intensità dell'eccitazione ambientale. Infine, il danno probabilistico viene inserito in una analisi delle perdite, in cui si stima il costo per riparare i danni, gli impatti sulla sicurezza delle vite umane e i tempi per la riparazione del danno.

Per la stima della funzione di vulnerabilità ci sono dei metodi riportati in letteratura che non verranno trattati in questo elaborato.

Il vantaggio del metodo analitico è che può essere usato per stimare la vulnerabilità di strutture che non hanno mai sperimentato certi livelli di sollecitazione. Evita problemi del moto dovuti al fatto che gli accelerometri sono sparsi e può far luce sugli effetti dei danni di dettagli edilizi come le condizioni di piani morbidi.

Gli svantaggi sono che in primo luogo il metodo richiede molto tempo per stimare il comportamento di un singolo edificio o di una classe di edifici, in secondo luogo una

funzione di vulnerabilità analitica manca della credibilità che ha una funzione di vulnerabilità empirica. È possibile validare una funzione di vulnerabilità analitica basandosi sulle funzioni già esistenti, ma comunque la validazione rispetto ad altri modelli non è mai così convincente come la derivazione da dati reali.

La procedura più attuale per la derivazione delle funzioni di vulnerabilità analitiche è quella di Kircher et al. (1997), che hanno sviluppato una procedura analitica adottata dal software nazionale di gestione del rischio Hazus-MH (FEMA). In questa procedura l'edificio è idealizzato come un oscillatore non lineare ad un grado di libertà. Il metodo impiega un'analisi strutturale pseudo-statica non lineare per stimare l'accelerazione e lo spostamento dell'oscillatore, che viene poi tradotto in accelerazione e spostamenti, imposti a tre componenti principali dell'edificio: componenti strutturali, componenti non strutturali sensibili allo spostamento e componenti non strutturali sensibili alle accelerazioni. Per ciascuno vengono definiti quattro stati di danno. Il vantaggio sta nel fatto che gli autori hanno ricavato tutti i parametri necessari per stimare i costi di riparazione e altre conseguenze per ogni tipo di edificio negli stati uniti.

Metodo basato su opinione di esperti

Quando i dati empirici sono scarsi e i metodi analitici troppo onerosi si può ricorrere al metodo basato sull'opinione di esperti. È un metodo molto efficiente in grado di produrre una nuova funzione di vulnerabilità al costo di poche ore-uomo, stimando così le prestazioni di edifici che non hanno ancora subito forti movimenti. I suoi grandi svantaggi sono la mancanza di credibilità perché non può essere testato oggettivamente se non attraverso la convalida incrociata col metodo empirico e poi spesso si tende a sottovalutare l'incertezza, dal momento che gli esperti di solito sopravvalutano le proprie capacità.

Come esprimere la funzione di vulnerabilità

Quando una funzione di vulnerabilità misura il costo di riparazione, solitamente viene normalizzato rispetto al costo di ricostruzione a nuovo (RCN). Il rapporto tra il costo di riparazione ed il RCN viene definito come fattore di danneggiamento (DF). Ad esempio, se il fattore di danneggiamento eccede la soglia di 0.6 si ritiene che non ne valga la pena la riparazione della struttura, perché sarebbe più oneroso ripararla piuttosto che demolirla e ricostruirla a nuovo. Quando la funzione di vulnerabilità misura l'impatto sulla sicurezza della vita, misura comunemente la frazione di occupanti che diventano vittime per un certo grado di eccitazione ambientale. Ci sono diverse scale di valutazione delle lesioni umane, alcune usate dagli ingegneri civili ed altre più in ambito medico dal personale sanitario.

Altro fattore secondo cui può essere espressa la vulnerabilità è il tempo di inattività delle funzioni che si svolgono all'interno dell'edificio, misurato comunemente in giorni o frazioni di anno, durante i quali il bene non può svolgere la sua funzione o il tempo che intercorre tra lo shock ambientale e il momento in cui tutte le riparazioni vengono ultimate.

Molte funzioni di vulnerabilità sono espresse secondo distribuzioni di probabilità condizionate, ovvero forniscono una probabilità che la perdita non superi un valore specificato, data una determinata eccitazione ambientale. Le distribuzioni più utilizzate sono spesso la distribuzione log normale o la distribuzione beta, espresse in forma parametrica.

Esposizione

È una valutazione delle conseguenze socio/economiche ed indica la possibilità che un'area subisca un danno in termini economici o di vite umane. È la quantità, il valore o la presenza di elementi esposti a un certo pericolo, come ad esempio:

- Persone (residenti, lavoratori, utenti)
- Edifici e infrastrutture
- Attività economiche
- Beni ambientali e culturali

A differenza della vulnerabilità (quanto un elemento è fragile), e della pericolosità (probabilità/intensità dell'evento sismico), l'esposizione riguarda la semplice presenza degli elementi a rischio.

L'esposizione si valuta attraverso, la consultazione di dati demografici che interessano una determinata area, consultazione di inventari di beni e infrastrutture, attraverso la cartografia GIS sovrapponendo le aree soggette a pericolo (alluvioni, frane, terremoti...) con la distribuzione di elementi presenti, anche facendo riferimento ad indicatori quantitativi come il numero di persone esposte, il valore economico dei beni e la superficie di territorio interessata.

Nel presente studio approfondiamo la vulnerabilità e nello specifico il concetto di fragilità, dal momento che per la mitigazione del rischio è sicuramente il fattore in cui si può intervenire maggiormente. Nel seguente paragrafo viene approfondito il concetto di fragilità, elemento intrinseco della vulnerabilità della struttura.

Differenza tra vulnerabilità e fragilità

La differenza sostanziale tra vulnerabilità e fragilità è che mentre quest'ultima esprime una probabilità che un certo stato di danno si verifichi in funzione di uno stimolo ambientale ben preciso, la vulnerabilità riguarda una perdita, che può essere misurata ad esempio in termini di danno economico.

Fragilità sismica

Il concetto di fragilità

La fragilità può essere definita come la probabilità che un esito negativo si verifichi in funzione di una certa misura di rischio (hazard). In senso più ampio si può definire una funzione di fragilità come una funzione matematica che esprime la probabilità che si verifichi un evento indesiderato, tipicamente che un bene, una struttura o un componente raggiunga o superi un certo stato limite sotto una specifica misura di eccitazione ambientale (ad esempio l'accelerazione al suolo).

Probabilità e variabili casuali

Una variabile casuale è una variabile per la quale non si conosce con certezza il suo valore, come ad esempio la capacità di un edificio non può essere nota finché non avviene un evento sismico che ne provoca il crollo e solo dopo può essere determinata con certezza, ma prima non si conosce il suo valore esatto. Le variabili casuali sono quantificate utilizzando le distribuzioni di probabilità. Abbiamo tre tipologie di distribuzioni:

- funzione di densità di probabilità
- funzione di massa di probabilità
- funzioni di distribuzione cumulativa

La funzione di densità di probabilità si applica a variabili casuali, nello specifico scalari, che possono assumere un intervallo continuo di valori in un determinato range di valori. Questa funzione può essere tracciata in un grafico dove nell'asse delle ascisse si misura il possibile valore che la variabile può assumere, mentre nell'asse delle ordinate si misura la probabilità che la variabile 'X' possa assumere quello specifico valore 'x'. Per $f_x(x)$ la 'f' minuscola indica una funzione di densità di probabilità, il pedice indica che si tratta di una funzione di densità di probabilità della variabile casuale 'X', l'argomento indica che la funzione viene valutata per un particolare valore 'x'.

L'area sotto la funzione di densità di probabilità tra due valori a e b fornisce la probabilità che X assuma un valore compreso tra quei due limiti:

$$P[a < X \leq b] = \int_a^b f_x(x) dx$$

Mentre definiamo la funzione di distribuzione cumulativa come:

$$P[X \leq x] = \int_{z=-\infty}^x f_X(z) dz$$

Che si ottiene integrando la funzione di probabilità di X da $-\infty$ a x , rappresenta la probabilità che la variabile casuale assume un valore minore o uguale a x .

Poi ci sono alcune variabili che possono assumere solo valori discreti ed in quel caso la probabilità è valutata attraverso la funzione di massa di probabilità 'p' per uno specifico valore 'x' della variabile casuale discreta X :

$$P[X = x] = p_X(x)$$

La cui funzione di distribuzione cumulativa essendo una variabile discreta si esprime con una sommatoria:

$$P[X \leq x] = \int_{z=-\infty}^x p_X(z) dz = \sum_{z=-\infty}^x p_X(z)$$

Distribuzioni di probabilità parametriche

Le funzioni di probabilità descritte al paragrafo precedente spesso non vengono descritte da equazioni parametriche, ma è possibile approssimarle con delle distribuzioni di probabilità. Nell'ambito della fragilità le più utilizzate sono tre:

- distribuzione normale (detta anche Gaussiana)
- distribuzione log-normale
- distribuzione uniforme

Alcuni aspetti da tenere in considerazione delle distribuzioni di probabilità sono:

1. se una quantità X è distribuita normalmente con valore medio (atteso) μ ed una deviazione standard σ , può assumere qualsiasi valore scalare compreso in $-\infty < X < \infty$;
2. Più è grande μ , più è probabile che X assuma un valore più alto, a parità di altre condizioni;
3. La media μ può assumere qualsiasi valore reale;

4. Più è grande σ , più incerta è X . Deve assumere un valore non negativo. Ha le stesse unità di misura di X e μ ;
5. Se $\sigma = 0$ ciò significa che $X = \mu$, ovvero che X è noto con esattezza. La deviazione standard non può assumere un valore negativo, perché più piccolo è σ , più conosciamo con certezza i valori che X può assumere.

Distribuzione normale

La funzione di densità di probabilità (PDF) Gaussiana è espressa nel seguente modo oppure nella sua forma normalizzata introducendo ϕ :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} = \phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$$

Mentre la funzione di distribuzione cumulativa (CDF) può essere espressa come segue:

$$P[X \leq x] = F_X(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(z-\mu)^2}{2\sigma^2}} dz = \Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)$$

Dove Φ denota la funzione di distribuzione cumulativa normale standard.

Graficamente le due equazioni sopra sono indicate nella figura seguente:

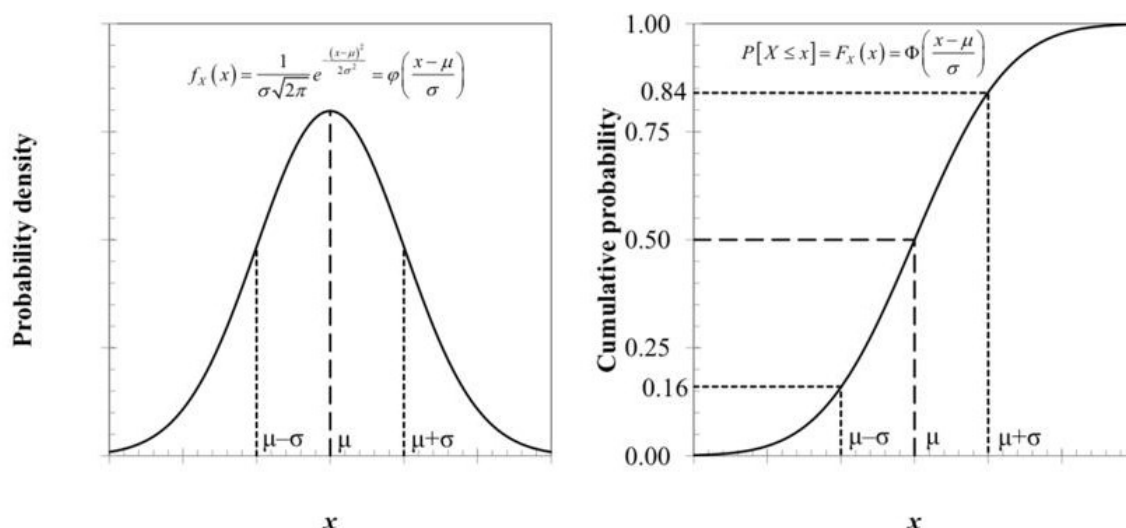


Figura 11 grafici della funzione di densità di probabilità (PDF) e della funzione di distribuzione cumulativa (CDF) della distribuzione di probabilità normale

Distribuzione log-normale

È molto importante essere a conoscenza della distribuzione log-normale dal momento che è la distribuzione più utilizzata nell'analisi probabilistica del rischio sismico.

Una generica variabile casuale X distribuita log-normalmente ha i seguenti attributi:

1. Può assumere qualsiasi valore positivo diverso da zero e in nessun caso può assumere un valore negativo;
2. Il logaritmo naturale della variabile casuale X è incerto e distribuito normalmente; quindi, $\ln(X)$ è distribuito normalmente;
3. Si può definire la variabile X come distribuita log-normalmente (log-normale nel dominio reale) e invece il logaritmo della variabile X come distribuito normalmente (normale nel dominio logaritmico detto normale sottostante) ed è quindi possibile switchare tra i valori della variabile distribuita log-normalmente e i valori della normale sottostante;
4. La distribuzione di X ha due parametri: una misura del valore centrale ed una misura dell'incertezza. Di solito si usa la mediana denotata con θ e la deviazione standard logaritmica denotata con β . $\ln(\theta)$ è la media della variabile normale sottostante $\ln(X)$, e β è la deviazione standard della variabile normale sottostante $\ln(X)$;
5. La mediana θ può assumere qualsiasi valore positivo, diverso da zero, e non un numero negativo;
6. Il logaritmo naturale di θ , $\ln(\theta)$, può assumere qualsiasi valore reale, positivo o negativo. Un valore negativo di $\ln(\theta)$ è accettabile e vuol dire che $0 < \theta < 1$;

7. La deviazione standard logaritmica β può assumere qualsiasi valore positivo, minore è il valore di β , minore è l'incertezza di X ;
8. La quantità β è adimensionale e per piccoli valori di β è approssimativamente uguale al coefficiente di variazione di X .

La distribuzione log-normale può adattarsi male ai dati di capacità. Quindi una variabile distribuita log-normalmente, significa che il suo logaritmo naturale è distribuito normalmente. Il che significa che deve assumere un valore reale positivo e la probabilità che sia zero o negativo è nulla.

La funzione di densità di probabilità (PDF) è data dalla seguente equazione:

$$f_X(x) = \frac{1}{x\beta\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x/\theta))^2}{2\beta^2}} = \varphi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right)$$

Mentre la funzione di distribuzione cumulativa (CDF) può essere scritta in diversi modi:

$$P[X \leq x] = F_X(x) = \Phi\left(\frac{\ln x - \ln \theta}{\beta}\right) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) = \Phi\left(\frac{\ln x - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}}\right)$$

Dove θ e β sono la mediana e la deviazione standard logaritmica. La mediana è il valore che ha una probabilità del 50% di non essere superato. Il logaritmo naturale della media è la media del logaritmo naturale della variabile X :

$$\theta = \exp(\mu_{\ln X})$$

Mentre la deviazione standard logaritmica è la deviazione standard del logaritmo naturale della variabile X :

$$\beta = \sigma_{\ln X}$$

Graficamente di seguito sono riportate la funzione di densità di probabilità (PDF) e la funzione di distribuzione cumulativa (CDF) della distribuzione log-normale.

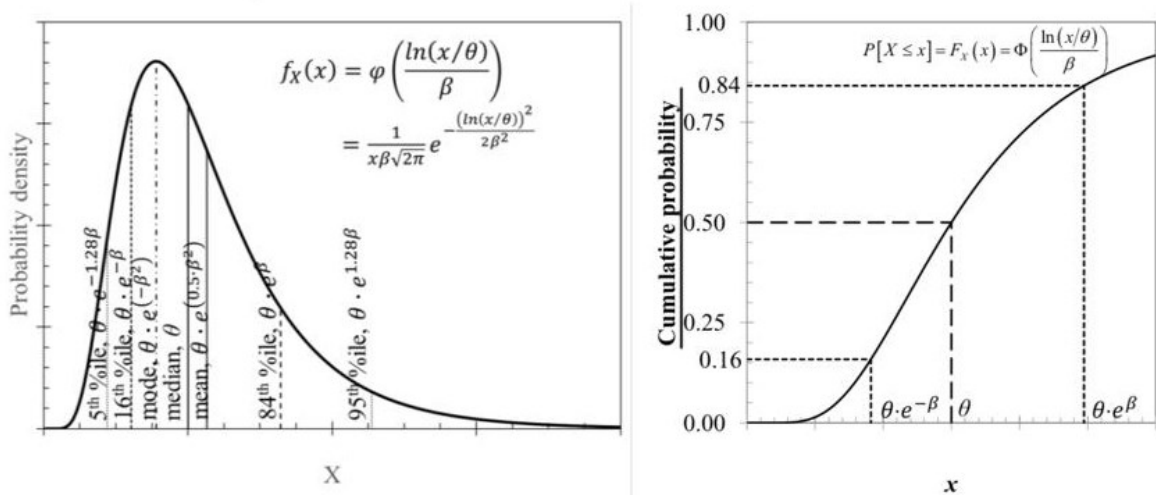


Figura 12 Grafici della funzione di densità di probabilità (PDF) e della funzione di distribuzione cumulativa (CDF) della distribuzione log-normale

La funzione di distribuzione cumulativa log-normale può essere invertita, il valore 'x' associato a una probabilità di non eccedenza specifica 'p' è dato da:

$$x_p = F_X^{-1}(p) = \theta \cdot \exp(\beta \cdot \Phi^{-1}(p))$$

E possibile calcolare θ e β in termini di μ e σ , di seguito le equazioni di conversione in cui 'v' denota il coefficiente di variazione della variabile 'X', che esprime l'incertezza di 'X' rispetto al valore medio:

$$v = \frac{\sigma}{\mu}$$

$$\beta = \sqrt{\ln(1 + v^2)}$$

$$\theta = \frac{\mu}{\sqrt{1 + v^2}}$$

Usando queste equazioni confrontiamo una variabile distribuita normalmente con una variabile distribuita log-normalmente con lo stesso valore medio $\mu_{x1} = \mu_{x2}$ e la stessa deviazione standard $\sigma_{x1} = \sigma_{x2}$.

Il confronto è graficamente riportato nell'immagine seguente:

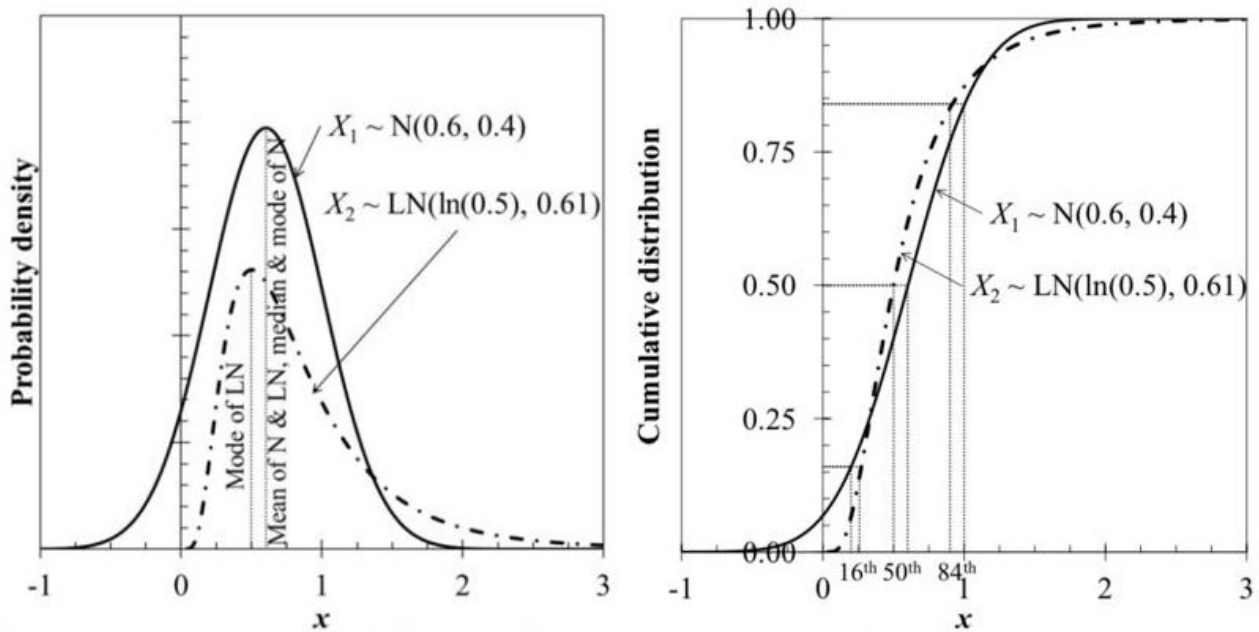


Figura 13 confronto tra le funzioni PDF e CDF della distribuzione normale (linea continua) e le funzioni PDF e CDF della distribuzione log-normale (linea tratteggiata)

In questa figura vengono mostrate le due combinazioni insieme, la funzione di densità di probabilità della normale ha un picco più alto, che si trova in corrispondenza del suo valore medio, della sua mediana e della sua moda. Il valore mediano della distribuzione log-normale è sempre inferiore alla media. La mediana e la moda della distribuzione normale sono le stesse, mentre la moda, la mediana e la media della distribuzione log-normale sono valori diversi. Da notare anche come il 16th percentile della distribuzione log-normale sia superiore a quello della distribuzione normale, ma la mediana e l'84th percentile delle due distribuzioni differiscono.

Distribuzione uniforme

Una quantità uniformemente distribuita tra due limiti a e b può assumere qualsiasi valore compreso tra tali limiti con uguale probabilità. La sua funzione di densità di probabilità e la sua funzione cumulativa sono:

$$f_X(x) = 0 \quad x < a \cup x > b$$

$$f_X(x) = \frac{1}{b - a} \quad a \leq x \leq b$$

$$F_X(x) = 0 \quad x < a$$

$$F_X(x) = \frac{x-a}{b-a} \quad a \leq x \leq b$$

$$F_X(x) = 1 \quad x > b$$

Sono riportate di seguito le equazioni delle due funzioni (PDF) e (CDF) in forma grafica:

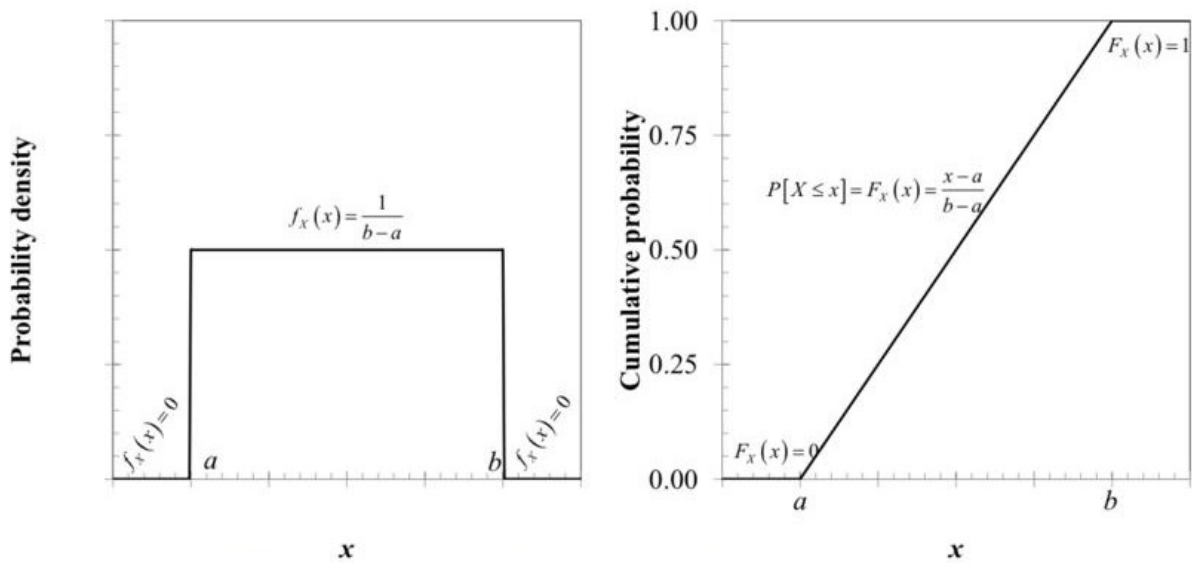


Figura 14 grafici della funzione di distribuzione di probabilità (PDF) e della funzione di distribuzione cumulativa (CDF) della distribuzione di probabilità uniforme

Valutazione della fragilità

Forma comune della funzione di fragilità

In termini statistici la funzione di fragilità è rappresentata dalla funzione di distribuzione cumulativa (CDF), la più comunemente utilizzata è la distribuzione cumulativa log-normale che specificata per il caso studio diventa:

$$F_d(x) = P[D \geq d | X = x] = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta_d)}{\beta_d}\right) \quad d \in \{1, 2, \dots, N_D\}$$

Dove:

- $P[A|B]$ = probabilità che A sia vera dato che B è vera; quindi, nello specifico la probabilità che venga superata la soglia di danno 'd', dato un specifico movimento del terreno di intensità 'x';
- D = stato di danno incerto di un particolare componente;
- d = un valore specifico di D, cioè certo;
- N_D = numero di stati di danno possibili, $n_D \in \{1, 2, \dots\}$;
- X = eccitazione incerta, ad es. accelerazione al suolo con periodo zero alla base del componente;
- x = un valore specifico di X;
- $F_d(x)$ = funzione di fragilità per lo stato di danno d, valutata in x;
- $\Phi(s)$ = funzione di distribuzione normale standard (gaussiana);
- $\ln(s)$ = logaritmo naturale di s;
- θ_d = capacità mediana del componente nel resistere allo stato di danno d (stessa unità di X) $\theta_d > 0$;
- β_d = deviazione standard del logaritmo naturale della capacità del componente rispetto allo stato d.

Ci sono quattro motivi principali del perché si usa la distribuzione log-normale per la fragilità:

1. Ha una forma parametrica semplice per approssimare una variabile incerta che può assumere solo valori positivi, utilizzando solo una stima della media e della sua incertezza,
2. È stata molto utilizzata precedentemente, si hanno quindi molti dati a disposizione
3. Presuppone la minima quantità di conoscenza (media, variabilità e positività delle variabili) per cui si rimane per forza in ipotesi conservative a causa della minima conoscenza richiesta.
4. Buon adattamento della distribuzione ai dati per quanto riguarda il moto del suolo

Tipologie di funzioni di fragilità

Come per le funzioni di vulnerabilità, ci sono tre categorie principali anche per le funzioni di fragilità:

1. Empiriche: create adattando una funzione per approssimare i dati osservati in laboratorio o nel mondo reale.

2. Analitiche: create per una specifica classe di struttura, creando e analizzando un modello strutturale rappresentativo di quella tipologia strutturale.
3. Basate sul giudizio di esperti: create interrogando una commissione di esperti, che da un giudizio per la classe strutturale in questione, ipotizzando la probabilità di danno in funzione dell'eccitazione ambientale.

È possibile creare una funzione di fragilità con una combinazione di questi metodi.

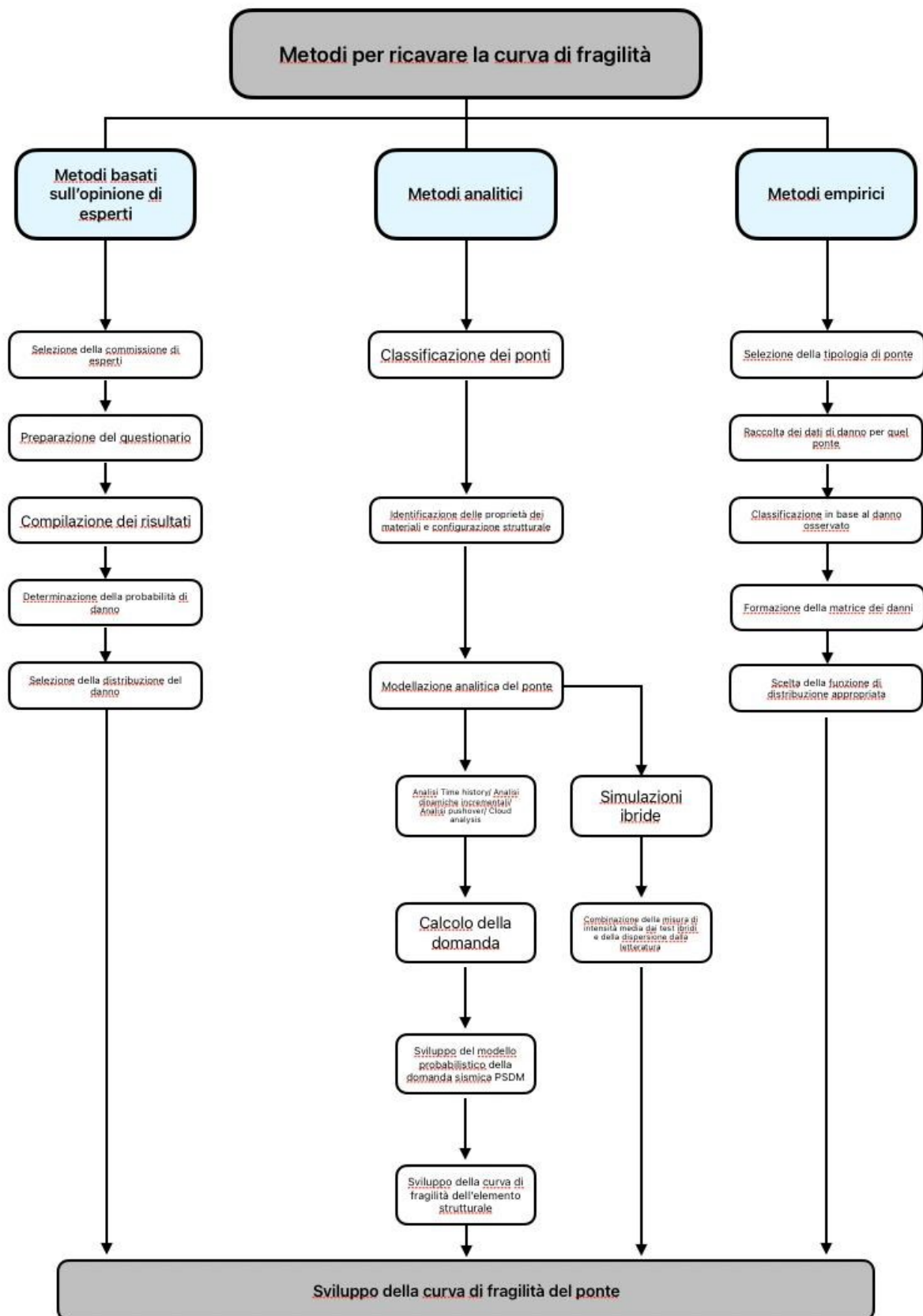


Figura 15 diagramma delle fasi esecutive dei principali metodi usati per ricavare le curve di fragilità

Definizione degli stati limite

Dal momento che negli anni si sono avuti progressi nelle capacità di modellazione e anche in seguito al fatto che si ha una mancanza di dati registrati per gli eventi sismici passati, ha preso sempre più piede l'utilizzo di curve di fragilità derivante da metodi analitici.

Nel seguente studio l'obiettivo è quello di raccogliere dati dalle analisi strutturali non lineari per stimare la funzione di fragilità ricavandone così le rispettive curve.

Una funzione analitica si ottiene costruendo e analizzando un modello strutturale. Grazie alla modellazione strutturale è possibile stabilire l'azione sismica massima che la struttura può sopportare prima di raggiungere un certo stato limite.

Gli stati limite corrispondono a delle soglie di danno/deformazione entro le quali il materiale subisce una certa deformazione.

nel nostro caso gli stati limite o stati di danno sono quattro (cinque considerando quello per il taglio) e corrispondono a livelli crescenti di danno:

- Stato di danno (DS1): rappresenta l'uscita dal campo elastico del materiale e l'ingresso nel campo non lineare, con raggiungimento della deformazione di snervamento per l'acciaio ($\varepsilon_y = f_{yp}/E_0$) e di inizio della fessurazione o compressione significativa per il calcestruzzo ($\varepsilon_c = -0.002$), in questo stato limite la sezione mantiene pienamente le capacità portanti e la sua rigidezza;
- Stato di danno (DS2): indica uno stato in cui la sezione è chiaramente in campo plastico, con danni diffusi ma ancora compatibili con la sicurezza strutturale. L'acciaio ha una deformazione plastica significativa $\varepsilon_s = 0.015$, mentre per il calcestruzzo si ha uno stato di compressione avanzata $\varepsilon_c = -0.004$, sono presenti plasticizzazioni diffuse con riduzione della rigidezza e aumento delle deformazioni residue, ma senza perdita di capacità resistente;
- Stato di danno (DS3): rappresenta uno stato di danno prossimo alla crisi del materiale con degrado significativo della capacità, per l'acciaio si ha il raggiungimento di una deformazione molto elevata $\varepsilon_s = 0.06$, mentre per il calcestruzzo il raggiungimento della deformazione ultima del modello costitutivo scelto $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$. La sezione ha esaurito gran parte della sua duttilità; sono attesi schiacciamenti del calcestruzzo e concentrazione delle deformazioni plastiche;
- Stato di danno (DS4): corrisponde alla perdita di capacità portante globale della sezione che si ha quando l'acciaio raggiunge una deformazione estrema pari a $\varepsilon_s = 0.075$, con riduzione significativa del momento resistente $M \leq 0.9 M_{max}$. La sezione non è più in

grado di sostenere l'azione applicata; il collasso può essere associato a instabilità locale, schiacciamento del calcestruzzo o rottura dell'acciaio;

- Stato di danno (DS5): Oltre agli stati limite flessionali, è necessario considerare anche uno stato limite associato alla crisi a taglio, che rappresenta una modalità di collasso fragile e quindi particolarmente critica nella valutazione della vulnerabilità sismica.

lo stato limite è stato identificato come il primo tra quelli associati al raggiungimento delle soglie deformative nei due materiali:

$$DS = \min (DS_{acciaio}, DS_{calcestruzzo})$$

Questo per quanto riguarda la capacità della struttura, poi bisogna anche definire la domanda sismica, rappresentata dall'intensità dello scuotimento al suolo, atteso in una determinata zona.

Una funzione di fragilità definisce la probabilità di raggiungimento di uno stato limite di interesse di una struttura, in funzione di una misura di intensità del moto del terreno (IM). Il parametro IM è spesso quantificato dall'accelerazione spettrale con un periodo e uno smorzamento specificati, sebbene qualsiasi misura dell'intensità del moto del terreno possa essere utilizzata.

Resistenza al taglio

La capacità a taglio nello specifico è stata valutata con la formulazione proposta da Priestley, il quale si basa sull'approccio del modified UCSD model, in quanto molti studi hanno indicato che questo approccio è più coerente con i risultati ottenuti dalle sperimentazioni rispetto ad altri metodi.

Nel modified UCSD model la resistenza a taglio del calcestruzzo è data dalla seguente equazione:

$$V = \varphi_s (V_C + V_S + V_P)$$

Dove:

φ_s è un fattore di riduzione della resistenza a taglio che si utilizza in fase progettuale, per strutture esistenti, e nel presente studio può essere assunto unitario

V_C è la resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo

V_S è la resistenza a taglio offerta dalle staffe

V_p è la resistenza taglio offerta dalla forza assiale

Resistenza a taglio offerta dal meccanismo del calcestruzzo V_c

La componente resistente a taglio negli elementi fessurati per flessione o taglio stesso, è offerta dal contatto tra gli aggregati lungo la superficie di fessurazione. Nelle regioni della cerniera plastica questa resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo tende a ridursi man mano che la fessura si apre a causa della duttilità. Inoltre, la resistenza offerta dal calcestruzzo dipende anche dal rapporto di snellezza dell'elemento, definito come il rapporto dato dalla distanza della sezione critica dal punto di flesso, diviso l'altezza della sezione cioè $M/(V \cdot D)$, dove M e V sono rispettivamente il momento ed il taglio nella sezione critica e D è l'altezza totale della sezione. Incide anche il rapporto volumetrico dell'armatura longitudinale $\rho_v = A_{st}/A_g$. La resistenza viene espressa attraverso la seguente formulazione:

$$V_c = k\sqrt{f'_{ce}} \cdot A_e = \alpha\beta\gamma\sqrt{f_c} \cdot (0.8A_g)$$

Dove:

A_e è l'area efficace a taglio della sezione fessurata

A_g è l'area lorda della sezione (calcestruzzo più ferri di armatura)

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{M}{VD} \leq 1.5$$

$$\beta = 0.5 + 20\rho_l \leq 1$$

γ è dato dalla seguente figura:

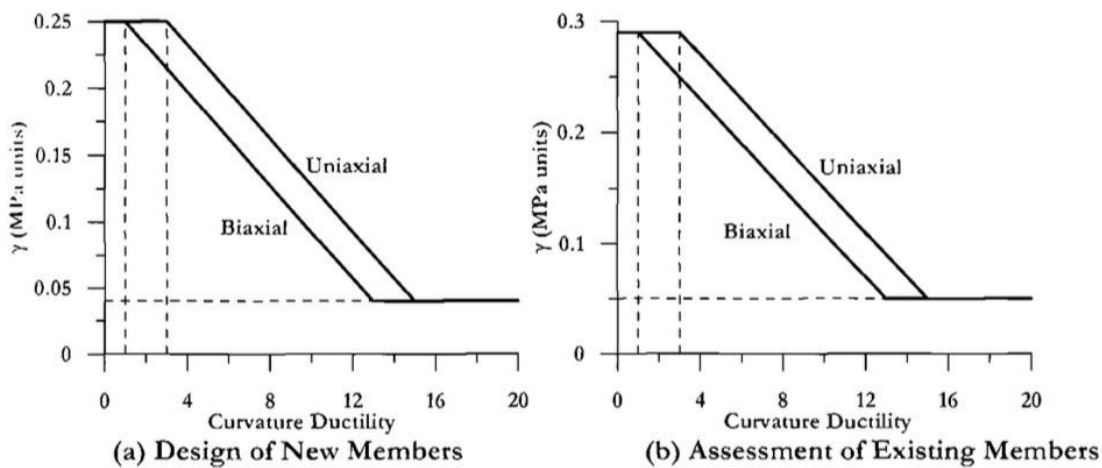


Figura 16 Componente di duttilità del meccanismo di resistenza a taglio del calcestruzzo per colonne (modello UCSD modificato)

Resistenza a taglio offerta dal meccanismo della forza assiale V_p

In molte equazioni di progetto per la resistenza a taglio del calcestruzzo, il contributo resistente del carico assiale viene combinato con gli altri meccanismi resistenti a taglio. Nel UCSD model, l'incremento della resistenza a taglio dovuto alla compressione assiale è considerato come un contributo indipendente, derivante da un puntone diagonale compresso come illustrato in figura.

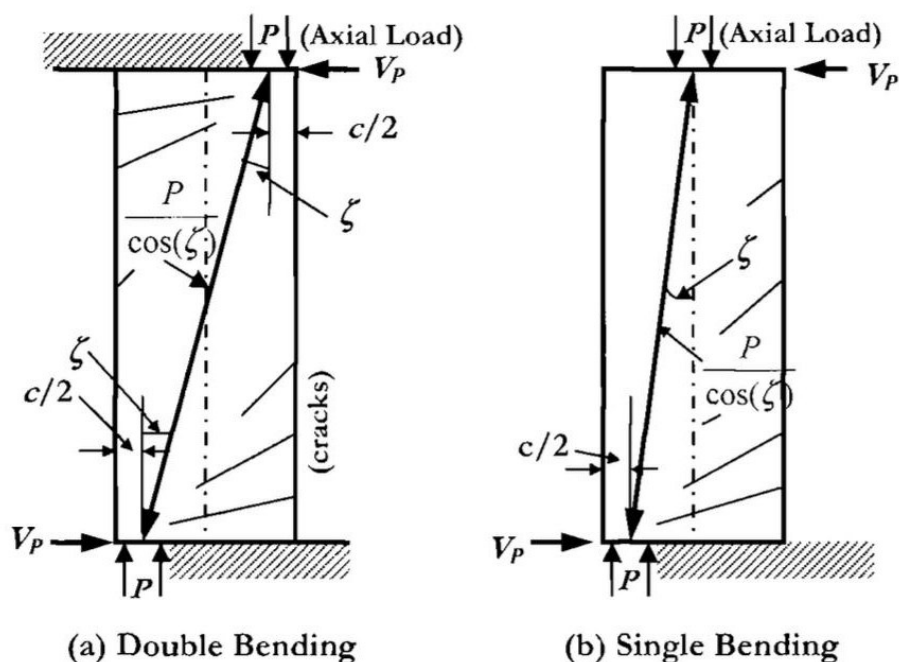


Figura 17 contributo di resistenza a taglio dovuto dal meccanismo di puntone diagonale

L'inclinazione del puntone è rappresentata con l'angolo ζ rispetto all'asse dell'elemento. La componente orizzontale di questo puntone contribuisce a resistere oppure a contribuire alla forza di taglio applicata, a seconda che lo sforzo assiale sia di trazione o di compressione. Si applica quindi la seguente equazione:

$$V_p = P \cdot \tan \zeta$$

Resistenza al taglio offerta dal meccanismo delle staffe V_s

La resistenza a taglio che riguarda le armature trasversali è quella tipica del meccanismo a traliccio illustrato in figura

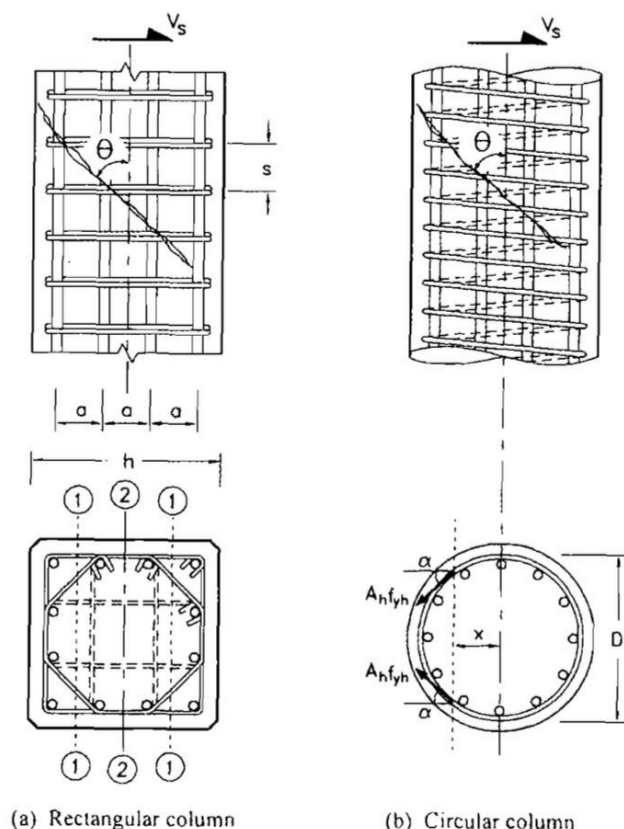


Figura 18 Disposizione tipica dell'armatura trasversale per sezioni con forma rettangolare e circolare

La fessura attraversa la sezione con un angolo θ rispetto all'asse verticale. Gli strati di armatura verticale intercettati dalla fessura contribuiscono a trasferire una parte della forza di taglio attraverso la fessura stessa. La forza massima che può essere trasferita da uno strato di area A_v dipende dalla resistenza a snervamento dell'armatura trasversale e dall'orientamento delle barre rispetto alla direzione di applicazione del taglio.

Se l'angolo di inclinazione della fessura rispetto all'asse dell'elemento è θ , la profondità dalla fibra di calcestruzzo compressa più esterna dall'asse neutro è c , il copriferro fino al centro della staffa perimetrale è c_0 e s è il passo delle staffe, allora il numero di strati di staffe intercettati dalla fessura inclinata è:

$$n = \frac{(D - c - c_0)}{s} \cdot \cot(\theta)$$

La resistenza totale a taglio fornita dall'armatura trasversale per una colonna rettangolare può essere stimata come:

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} (D - c - c_0) \cdot \cot(\theta)}{s}$$

Dove A_v è l'area efficace delle staffe in un singolo strato

Nella pratica potrebbe essere adottato un $\theta = 45^\circ$ anche se è considerato troppo conservativo. Nella pratica basata sulla teoria della plasticità si utilizza un angolo variabile θ . Solitamente per la valutazione di strutture esistenti si adotta un valore meno conservativo $\theta = 30^\circ$ che risulta essere appropriato.

Approcci analitici per la valutazione della fragilità

I progressi sulla capacità di modellazione, uniti alla mancanza di dati sufficienti sui danni causati dai terremoti di elevata intensità, hanno motivato lo sviluppo di curve di fragilità utilizzando metodi analitici basati sulla simulazione.

Diversi ricercatori hanno utilizzato diverse tecniche di analisi per sviluppare le curve di fragilità. Yu et al. (1991) hanno utilizzato semplici modelli a un grado di libertà e l'analisi dello spettro di risposta elastico (RSA) per lo sviluppo di curve di fragilità di ponti autostradali, successivamente Huwang et al. (2000) hanno proseguito questo approccio quantificando le incertezze nella domanda sismica e nelle valutazioni delle capacità. Successivamente hanno iniziato a prendere piede anche le procedure statiche non lineari (NSP) che utilizzano le caratteristiche forza-deformazione delle strutture derivanti da analisi push-over, come anche il metodo dello spettro di capacità (CSM) Il metodo dei coefficienti (CM) e il metodo N2, sono tutte procedure statiche non lineari (NSP). La maggior parte di questi studi erano limitati a modelli di ponti bidimensionali. Diversi ricercatori hanno fatto ricorso a tecniche più affidabili ma computazionalmente più onerose, come l'analisi non lineare nel tempo (NLTHA) e l'analisi dinamica incrementale (IDA) come Mender et al. (2007) hanno utilizzato l'IDA in un contesto di ingegneria sismica basata sulle prestazioni per studiare il danno sismico previsto e la perdita finanziaria associata ai ponti autostradali. Zhang e Huo (2009) hanno sviluppato curve di fragilità per ponti progettati in modo convenzionale, di base utilizzando analisi NLTHA e IDA per facilitare la valutazione dell'efficacia e dei parametri di progettazione ottimali dei dispositivi di isolamento.

Nel caso studio sono state eseguite analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo su modelli di pile/pilastri in calcestruzzo armato, soggetti a moti del terreno reali di diverse intensità, al fine di valutare la risposta strutturale e il raggiungimento di stati limite.

I metodi di stima analitici più utilizzati per stimare la funzione di fragilità, usando i risultati delle analisi strutturali dinamiche non lineari sono:

- Incremental dynamic analysis (IDA)
- Multiple stripes analysis (MSA)
- Cloud analysis

Incremental dynamic analysis (IDA)

Nell'approccio dell'incremental dynamic analysis (IDA, Vamvatsikos e Cornell 2002) vengono scelti un set di accelerogrammi che vengono ripetutamente scalati sulla base di uno specifico livello di intensità IM che causa il raggiungimento di uno specifico stato limite.

I nostri parametri di interesse sono la media θ e la deviazione standard β della distribuzione log-normale, utilizziamo questa distribuzione statistica perché abbiamo incertezza sul moto, ovvero per ogni moto del terreno anche se l'intensità IM è la stessa avremo, a causa della sua variabilità, una domanda diversa che arriva alla struttura.

Il procedimento consiste nello scalare l'intensità di ogni moto del terreno tra quelli scelti, finché non causi il raggiungimento di quello stato limite. Questo processo produce una serie di valori IM_i per ogni moto del terreno i-esimo associati al raggiungimento di uno specifico stato limite.

La probabilità (x) di raggiungimento dello stato limite ad un certo livello specifico di IM, x , può essere stimata come la frazione dei moti del terreno per i quali si ha il raggiungimento dello stato limite a livelli IM inferiori o uguali a x .

Queste probabilità possono essere rappresentate cumulativamente in un grafico in funzione dell'intensità IM come mostrato di seguito (fig 1b), che sarebbe la funzione di fragilità.

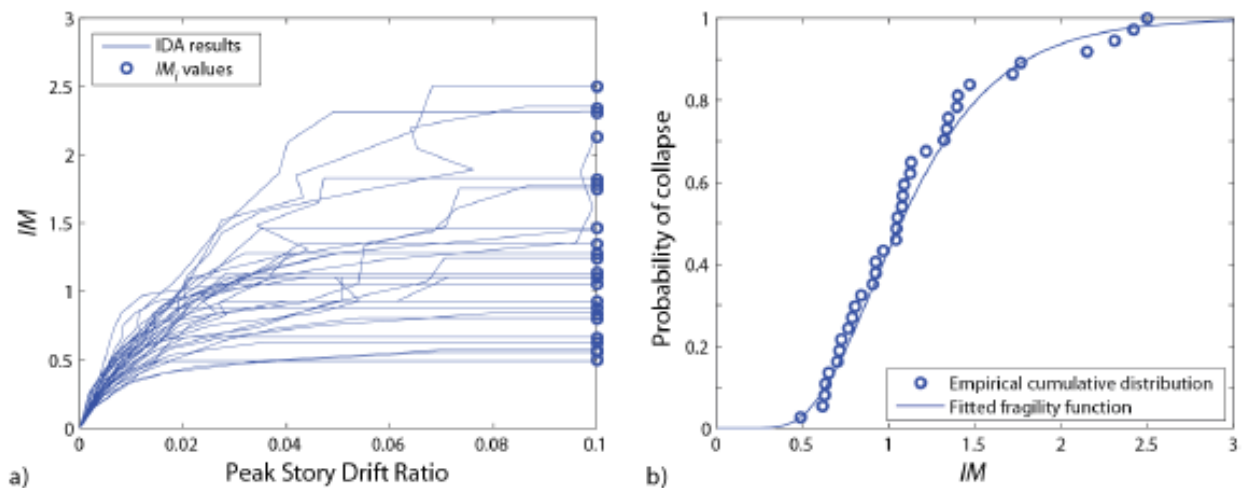


Figura 19 a) curve del raggiungimento di un certo danno in termini di spostamento in relazione alla misura di intensità sismica IM. b) curva di fragilità ovvero curva cumulativa delle probabilità in funzione della IM.

La stima dei parametri θ e β viene fatta dalla rielaborazione statistica dei dati IM_i ottenuti col campione di moti del suolo (accelerogrammi) scelti, nello specifico utilizzando la distribuzione log-normale si prende il logaritmo di ogni intensity measure IM associata al

raggiungimento dello stato limite, calcolando la loro media θ e deviazione standard β come segue:

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i/\theta))^2}$$

Dove:

n è il numero di moti del terreno considerato

IM_i è il valore di IM associato al raggiungimento di uno specifico stato limite, per l'i-esimo moto del terreno.

$\ln \theta$ e β sono rispettivamente la media e la deviazione standard della distribuzione log-normale (momenti), stimati dal campione di dati raccolti.

Multiple stripes analysis (MSA)

Il metodo che utilizziamo è quello del multiple stripe analysis (MSA) che è stato reso popolare principalmente dagli autori Bazzurro et al. 1998; Jalayer e Cornell 2009 e Baker 2007

L'MSA produce risultati sulle curve di fragilità più attendibili rispetto all'IDA, dove l'analisi viene eseguita per uno specifico set di intensità (IM) ognuno dei quali, a sua volta, ha un set di accelerogrammi spetrocompatibili per tener conto della variabilità del moto.

Se riprendiamo la funzione di fragilità definita attraverso la funzione di distribuzione cumulativa log-normale, i nostri parametri di interesse sono θ (la mediana della funzione di fragilità e rappresenta il valore di IM con una probabilità del 50% di superare quello specifico stato limite) e β (la deviazione standard di $\ln(IM)$), bisogna stimare i parametri θ e β dal momento che c'è una casualità del moto perché movimenti del terreno diversi, anche con stessa IM, possono causare effetti diversi su una data struttura. Esistono due approcci per stimare i parametri dai dati:

- il metodo dei momenti
- il metodo della massima verosimiglianza

in questo studio si utilizza il metodo della massima verosimiglianza che trova i parametri tali che la distribuzione risultante abbia la massima probabilità di produrre i dati che sono stati osservati.

Quindi avendo a disposizione un certo numero di dati per ogni livello di sollecitazione a cui è sottoposta la nostra struttura, un modo corretto per stimare θ e β è mediante il metodo della massima verosimiglianza, cioè trovando i valori di θ e β che rendono più probabili i dati osservati. A qualsiasi livello di eccitazione x , la probabilità P che l'elemento raggiunga lo stato limite i -esimo DS_i è data dalla CDF log-normale già indicata precedentemente, che nello specifico indichiamo in questa maniera:

$$P(DS_i | IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right)$$

Attraverso la multiple stripes analysis le analisi strutturali vengono eseguite per un set di livelli di intensità IM diversi, nello specifico 16 (con tempi di ritorno di anni 30, 50, 100, 200, 475, 975, 1500, 2475, 5000, 8000, 10000, 15000, 20000, 25000, 30000 e 35000) e per ogni livello di intensità sono stati scelti 20 accelerogrammi naturali, compatibili con quello specifico tempo di ritorno, per considerare la variabilità del moto. Otteniamo un totale di 320 analisi per caso studio.

I risultati dell'analisi strutturale forniscono la frazione di movimenti del terreno a ciascun livello IM che causano il raggiungimento di quello stato limite. Ad ogni livello di intensità $IM = x_j$, l'analisi strutturale produce un certo numero di raggiungimenti dello stato limite sul numero totale del set di accelerogrammi spettrocompatibili per quell'intensità x_j .

La probabilità P di osservare z_j raggiungimenti dello stato limite sul numero di moti del terreno n_j con quel livello di intensità $IM = x_j$ è dato dalla seguente distribuzione binomiale:

$$P(z_j \text{ collapses in } n_j \text{ ground motions}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j}$$

Quando i dati di analisi vengono ottenuti a più livelli di IM, prendiamo il prodotto delle probabilità binomiali a ciascun livello di intensità x_j per ottenere la verosimiglianza per l'intero set di dati:

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j}$$

Dove m è il numero di livelli di IM considerati.

Sostituiamo all'interno dell'equazione precedente l'equazione relativa alla distribuzione log normale esplicitando così θ e β :

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)^{z_j} \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right)^{n_j - z_j}$$

La stima dei parametri della funzione di fragilità θ_d e β_d , rispettivamente la capacità mediana del componente nel resistere allo stato di danno d , cioè il valore di intensità per cui la probabilità di raggiungere lo stato di danno d è del 50% e la deviazione standard del logaritmo naturale della capacità del componente rispetto allo stato di danno d (cioè misura la dispersione della fragilità); questi sono ottenuti massimizzando la funzione di verosimiglianza. Numericamente è più semplice ed equivalente massimizzare il logaritmo della funzione di verosimiglianza come segue:

$$\{\theta_d, \beta_d\} = \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right) \right\}$$

Dove:

$z_j \ln \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)$ rappresenta il contributo dei casi in cui si è raggiunto lo stato limite;

$(n_j - z_j) \ln \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right)$ rappresenta il contributo dei casi in cui non si è raggiunto lo stato limite.

Nella seguente figura possiamo osservare una funzione di fragilità ottenuta con questo approccio.

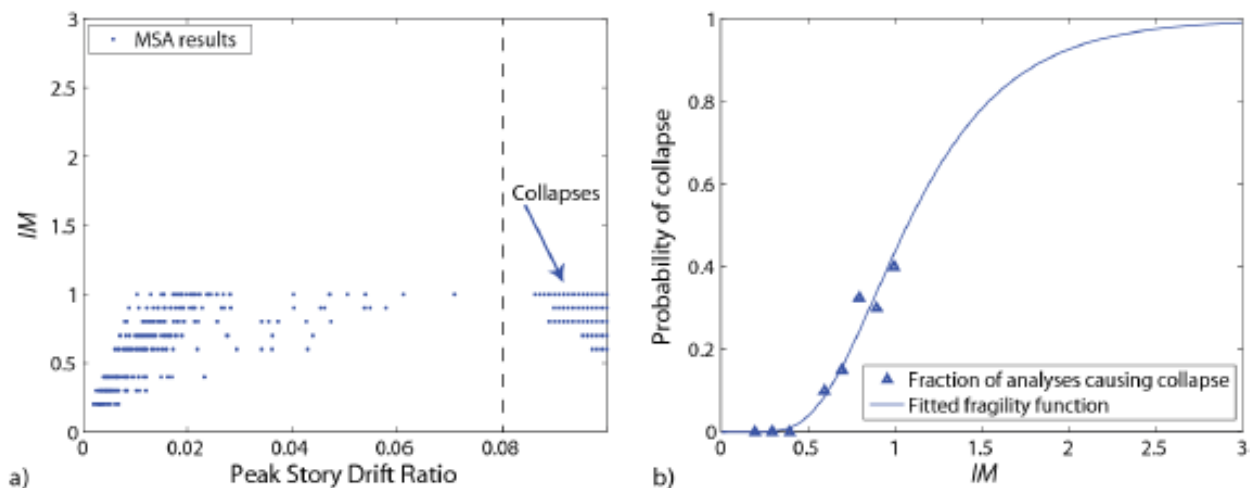


Figura 17 a) risultati ottenuti dall'analisi MSA riportati nel grafico IM-spostamento massimo. b) curva di fragilità ottenuta mediante il metodo del multiple strype analysis

Nel grafico a sinistra viene mostrato di tutti i casi di analisi per quell'elemento quanti hanno raggiunto il collasso e quanti no per ogni livello di intensità IM oggetto di studio, nel grafico a destra si ha la vera e propria costruzione della curva di fragilità dove ogni puntatore è individuato nell'asse delle ascisse dal livello di intensità IM fissato a priori, mentre nell'asse delle ordinate abbiamo la frazione di analisi che hanno portato al raggiungimento di quello stato limite per ogni livello di intensità (quindi la probabilità di raggiungimento di quello stato limite). Ottengo quindi nel grafico dei punti discreti e per poter ottenere una legge continua utilizzo il metodo della massima verosimiglianza ricavando i parametri θ_d e β_d , che mi indicano rispettivamente la posizione della curva di fragilità lungo l'asse delle intensità e la sua dispersione, quindi l'inclinazione. La forma è quella tipica di una distribuzione log-normale.

Riguardo a questa formulazione possiamo dire che l'equazione precedente è scritta utilizzando una distribuzione cumulativa log-normale per la funzione di fragilità, ma altre funzioni possono essere sostituite senza modificarne l'approccio.

In secondo luogo, questa formulazione non richiede osservazioni multiple a ciascun livello di interesse. Questo la rende utile, ad esempio, quando si calcola una funzione di fragilità utilizzando moti del terreno non scalati. Anche se uso più accelerogrammi per lo stesso tempo di ritorno, questi non costituiscono osservazioni replicate allo stesso livello di intensità, perché ciascun accelerogramma ha una propria intensità.

In terzo luogo, questa formulazione presuppone l'indipendenza delle osservazioni, in modo che la verosimiglianza complessiva sia prodotta da verosimiglianze a ciascun livello, questo

è importante perché ci permette di usare la formulazione proposta, facendo il prodotto delle probabilità e sommando i logaritmi della verosimiglianza.

Cloud analysis

I metodi dinamici non lineari come IDA e MSA sono adatti per valutare la relazione tra il parametro di domanda ingegneristica EDP (ad esempio spostamento in testa) e l'intensity measure (IM) per un'ampia gamma di IM, ma l'onere computazionale può richiedere molto tempo dato che le analisi dinamiche non lineari devono essere ripetute per i diversi moti del terreno e per diversi livelli di IM. Il Cloud Method è più efficiente perché prevede un'analisi non lineare della struttura, sottoposta a una serie di storie temporali di moto del terreno non scalate, usando ogni accelerogramma una sola volta, rendendola una procedura di analisi della fragilità rapida ed efficiente, inoltre non serve necessariamente arrivare al raggiungimento dello stato limite considerato ma basta ottenere la relazione IM-EDP e questo evita molte analisi instabili numericamente. Dal momento che si utilizza un set di accelerogrammi il Cloud Method tiene conto della variabilità dei moti del terreno, inoltre è possibile anche tenere in considerazione incertezze sulla modellazione strutturale, trattando i parametri del modello come variabili aleatorie.

Questo metodo a discapito della sua semplicità di analisi presenta delle limitazioni, come l'assunzione di una deviazione standard condizionale costante, ovvero la dispersione della domanda strutturale (EDP) per un dato livello di intensità sismica (IM) sia la stessa per tutti i valori di IM, mentre nella realtà solitamente a basse intensità si ha una risposta con una bassa variabilità, che tende a crescere ad IM superiori. Un altro inconveniente è la sua forte dipendenza dal set di moti del terreno scelto, perché la stima statistica si basa direttamente sulla nuvola di punti IM-EDP generata, che a sua volta dipende fortemente dai moti del terreno scelti. Inoltre, le incertezze epistemiche (ignoranza nella conoscenza del modello e dei parametri) non sono gestibili come le incertezze aleatorie (variabilità del moto, materiali, capacità degli elementi...), queste ultime vengono riflesse dalla dispersione della nuvola di punti per via dell'utilizzo di diversi moti del terreno e di modelli campionati, mentre per le prime bisogna adottare approcci come quello Bayesiano per propagare l'incertezza su queste variabili. Quando si fa la regressione log-normale standard, mediana θ e dispersione β sono stimati dai dati della nuvola, ignorando le incertezze epistemiche si ottiene un valore di θ senza un intervallo di confidenza ampio; quindi, la mediana se pensassimo di assumere un altro set di moti del terreno potrebbe variare molto perché non si considerano le incertezze epistemiche, in pratica la mediana diventa sensibile al campionamento, il che può essere risolto con l'approccio Bayesiano.

Nell'articolo "Bayesian Cloud Analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression" di F. Jalayer , R. De Risi e G. Manfredi, per la propagazione delle incertezze con il cloud method, viene effettuata una simulazione Monte Carlo standard che consiste nel sottoporre ad analisi diverse realizzazioni del modello strutturale facendo variare le variabili incerte da modello a modello. Le simulazioni col metodo Monte Carlo producono molte risposte strutturali IM-EDP, questi dati vengono usati per stimare una relazione statistica tra IM ed EDP tramite la regressione logaritmica (tipica della Cloud Analysis)(2).

Dato che la risposta sismica per molte strutture è governata dal primo modo di vibrare si può prendere come intensity measure IM l'accelerazione spettrale del primo modo della struttura $S_a(T_1)$ e indichiamo con Y_{LS} il parametro ingegneristico da monitorare con il rapporto critico tra la domanda e la capacità del componente della struttura che porta al raggiungimento o fa avvicinare di più la struttura allo stato limite (LS) che in tal caso è di collasso. La formulazione di questo parametro la si basa sul concetto di cut-set secondo cui si individuano a priori una serie di meccanismi che possono portare al collasso.

$$Y_{LS} = \max_l^{N_{mech}} \min_j^{N_l} \frac{D_{jl}}{C_{jl}(LS)}$$

Dove:

N_{mech} è il numero di potenziali meccanismi di collasso considerati;

N_l è il numero di componenti che prendono parte al raggiungimento del collasso nell' l-esimo meccanismo;

D_{jl} è la domanda valutata per il j-esimo componente dell' l-esimo meccanismo;

$C_{jl}(LS)$ è la capacità allo stato limite LS per i j-esimo componente dell' l-esimo meccanismo;

Nella figura di seguito viene illustrato un esempio di regressione lineare di una nuvola di punti:

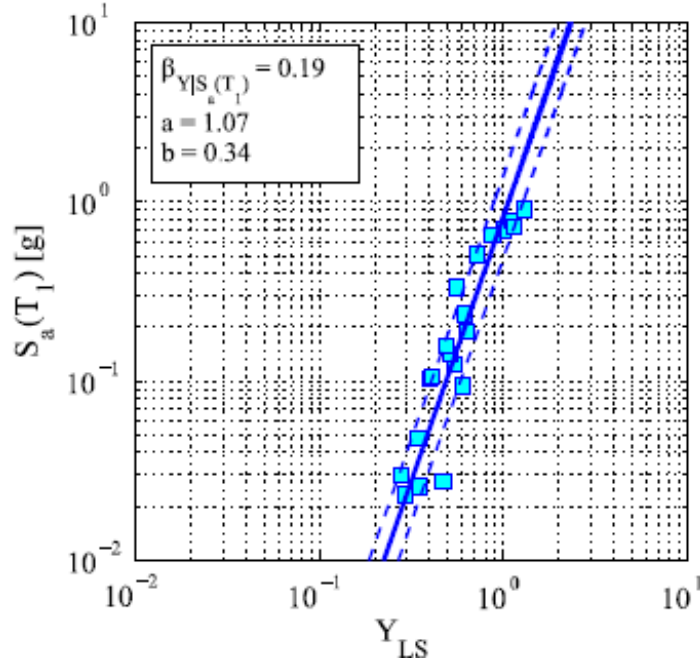


Figura 20 esempio di regressione lineare di una nuvola di punti ottenuta con il cloud method

Un cut-set è definito come una serie di “j” componenti i quali raggiungono il collasso:

$$Y(l) = \min \frac{D_{jl}}{C_{jl}} > 1 \quad e \quad Y = \max Y(l) > 1$$

Uno dei vantaggi della variabile Y_{LS} è che riesce a mettere in relazione il comportamento strutturale a livello di componente con le prestazioni globali.

La Cloud Analysis implementa i risultati dell’analisi dinamica non lineare in un modello probabilistico basato sulla regressione lineare. Dato $D = \{Y_i; i = 1:N\}$ il rapporto critico tra la domanda e la capacità calcolato attraverso l’analisi non lineare nel dominio del tempo NLTHA eseguita per una serie di N moti del terreno con $S_a = \{S_{a,i}; i = 1:N\}$. Il modello probabilistico viene descritto come:

$$E[\log Y | S_a] = \log \eta_{Y|S_a} = \log a + b \log S_a$$

$$\sigma_{\log Y | S_a} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log Y_i - \log \eta_{Y|S_{a,i}})^2}{n - 2}}$$

Dove:

$\eta_{Y|S_a}$ è la mediana di Y dato S_a

$\sigma_{\log Y|S_a}$ è la deviazione standard logaritmica per Y data S_a

La fragilità col Cloud Method può quindi essere espressa come:

$$P(Y > 1|S_a) = P(\log Y > 0|S_a) = 1 - \Phi\left(\frac{-\log \eta_{Y|S_a}}{\sigma_{\log Y|S_a}}\right) = \Phi\left(\frac{\log \eta_{Y|S_a}}{\sigma_{\log Y|S_a}}\right)$$

Da notare che si ha un modello di fragilità a 3 parametri denotati come $\chi = [\log a, b, \beta_{Y|S_a}]$

Dove $\beta_{Y|S_a} = \sigma_{\log Y|S_a}$

curve di fragilità

Le curve di fragilità forniscono la probabilità che una struttura raggiunga o superi un livello di danno specificato per una data misura di intensità del moto del terreno, hanno trovato ampio utilizzo nella valutazione probabilistica del rischio sismico dei ponti autostradali, il parametro di condizionamento in genere è una misura di intensità come l'accelerazione di picco al suolo (PGA) o l'accelerazione spettrale ottenuta dalla media geometrica delle accelerazioni dei periodi longitudinale e trasversale. Le curve di fragilità sono un elemento fondamentale utilizzato in molteplici applicazioni tra cui:

- Risposta alle emergenze:
 - Ottimizzazione delle priorità di ispezione iniziale del ponte;
 - Rapida stima iniziale della perdita.
- Supporto alla progettazione, basandosi sulle prestazioni sismiche:
 - Sviluppo di curve di fragilità specifiche per quella struttura da utilizzare come controllo in fase di progettazione e supporto alle decisioni sulla strategia di progettazione;
 - Valutazione delle classi di ponti per ottimizzare le linee guida di progettazione per la sicurezza, i costi e la funzionalità.
- Supporto alla pianificazione:
 - Impatti sul traffico derivanti da terremoti di scenario;
 - Prestazioni di specifici corridoi di trasporto (ad esempio, percorsi vitali);
 - Screening per ulteriori esigenze di adeguamento sismico.
- Supporto politico – Nomenclatura del rischio
 - Capacità di rilasciare dichiarazioni scientificamente difendibili, che tengano anche conto delle inevitabili incertezze sismiche nelle scosse sismiche e nella progettazione/costruzione/età variabili nei ponti.

Ogni classe di ponte ha una specifica curva di fragilità perché esse sono specifiche della struttura e non colgono l'incertezza associata ai parametri geometrici che descrivono una classe di ponte e altre incertezze ad essi associate.

Modellazione numerica

L'obiettivo delle simulazioni è valutare il comportamento non lineare delle pile di ponte in cemento armato attraverso analisi momento-curvatura e successive analisi strutturali su modello semplificato seguendo la teoria riportata da M. J. Nigel Priestley.

Il modello della struttura sviluppato tramite OpenSees consiste in primis nella definizione dei nodi attraverso il comando “ops.node”.

I nodi rappresentano i punti di connessione tra gli elementi strutturali permettendo la discretizzazione del sistema in elementi finiti, questi ultimi definiti col comando “ops.element”, poi per le analisi dinamiche è importante definire la distribuzione delle masse all'interno della struttura tramite il comando “ops.mass”. Nel caso specifico la massa deriva principalmente dal peso proprio della struttura e dai carichi permanenti applicati in sommità. Nel nodo di sommità della pila viene assegnata la massa principale, che rappresenta il contributo dell'impalcato e dei carichi permanenti, che è la massa più significativa per la risposta dinamica della struttura poi nel modello a fibre, nei nodi intermedi della pila può essere assegnata la massa della pila che compete a quel tratto compreso tra i due nodi e al nodo di base non viene assegnata alcuna massa.

Per quanto riguarda le condizioni al contorno nel modello i vincoli vengono applicati ai nodi mediante il comando “ops.fix”. Per il nodo di base della pila abbiamo un vincolo in cui vengono bloccati tutti e sei i gradi di libertà, questa condizione rappresenta un incastro alla base della pila. I nodi intermedi non presentano vincoli esterni, poiché devono essere liberi di deformarsi in funzione della risposta strutturale, la loro cinematica è regolata dagli elementi beam-column che li collegano agli altri nodi della struttura, il nodo in sommità che rappresenta il collegamento della pila all'impalcato non ha condizioni di vincolo ma deve essere lasciato anch'esso libero di muoversi secondo la risposta dinamica della struttura.

Software di simulazione OpenSees

Le analisi numeriche sono state condotte mediante il software OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), una piattaforma open-source sviluppata presso l'University of California, Berkeley per la simulazione della risposta strutturale sotto azioni statiche e dinamiche, con particolare riferimento al comportamento non lineare sotto carichi sismici.

In particolare, è stata utilizzata l'interfaccia OpenSeesPy, che consente l'impiego delle funzionalità di OpenSees all'interno dell'ambiente Python, permettendo una gestione

flessibile delle analisi, l'automazione di un elevato numero di simulazioni e l'integrazione con librerie scientifiche per il pre e post-processing dei risultati. In particolare, consente di modellare strutture, definire materiali non lineari, applicare carichi statici o dinamici ed eseguire analisi numeriche complesse.

In generale il flusso di lavoro si articola nelle seguenti 4 fasi principali:

1. Definizione del modello
2. Applicazione dei vincoli e dei carichi
3. Scelta dell'algoritmo di analisi
4. Elaborazione e visualizzazione dei risultati (Post-processing)

Uno dei principali vantaggi tra OpenSeesPy e i software tradizionali basati sul metodo degli elementi finiti (FEM) risiede nella flessibilità e nell'estendibilità dell'ambiente di modellazione. OpenSeesPy non è solo un solver FEM ma un *framework* di simulazione strutturale orientato soprattutto alle analisi non lineari e dinamiche avanzate, come le analisi *push-over*, le analisi nel dominio del tempo o l'Analisi Dinamica Incrementale (IDA).

Modellazione

Modellazione della sezione e della struttura

In una prima fase è stata fatta una modellazione della sezione a fibre, in modo tale da poter descrivere il comportamento non lineare dei materiali e la distribuzione delle deformazioni nella sezione. La sezione viene discretizzata attraverso un insieme di fibre alle quali a seconda della loro posizione vengono assegnate le caratteristiche materiche che gli corrispondono. La sezione è stata generata all'interno dello script mediante il comando `"ops.section('Fiber', ...)"`, mentre la realizzazione della sezione è stata fatta mediante delle patch differenziando le patch di calcestruzzo confinato da quelle di calcestruzzo non confinato attraverso il comando `"ops.patch('quad', ...)"`. Le armature longitudinali invece sono state modellate mediante layer di barre attraverso il comando `"ops.layer('straight', ...)"`, un layer rappresenta una fila di barre anziché rappresentare una zona continua della sezione come le patch di calcestruzzo. Successivamente queste fibre vengono aggregate in un'unica sezione mediante il comando `"ops.section('Aggregator', ...)"`. Quindi vengono calcolati il numero di barre da inserire lungo il perimetro interno ed esterno che corre in prossimità dei quattro lati della sezione. Per la determinazione dell'armatura viene prima calcolato il perimetro esterno P_e ed il perimetro interno P_i del calcestruzzo confinato, che rappresentano la lunghezza totale lungo cui vanno distribuiti i tondini di armatura. Per quanto riguarda la scelta del diametro di barre, si prende il minimo diametro tra quelli possibili che soddisfi la

condizione per cui la distanza tra una barra e l'altra 's', calcolata come il rapporto tra il perimetro esterno più quello interno diviso il numero di barre, sia almeno di 6 cm. Il numero di barre viene calcolato rapportando l'area necessaria di acciaio diviso l'area della singola barra.

$$A_s = \rho_l \cdot A_c$$

$$n^{\circ} \text{ barre} = \frac{A_s}{\pi \left(\frac{\varphi}{2}\right)^2}$$

$$s = \frac{P_i + P_e}{n^{\circ} \text{ barre}}$$

Si ripete la procedura iterativamente finché non si trova il diametro minimo che soddisfa la condizione $s > 0.06$.

Per quanto riguarda le staffe il diametro viene determinato sulla base del fatto che il passo 's' deve essere tra 6 cm e 25 cm. Determino il rapporto tra l'area della barra di armatura e il passo $\frac{A_s}{s}$ dal rapporto volumetrico di armatura trasversale ω utilizzando la formula di Mander in cui il fattore 1/8 è inserito per tener conto della forma rettangolare della sezione:

$$A_s/s = \omega \cdot \frac{(A - 2c)}{8} \cdot \frac{f_{c0}}{f_{yp}}$$

Si calcola l'area della barra di armatura trasversale e quindi il passo 's':

$$A_s = \pi \left(\frac{\varphi}{2}\right)^2$$

$$s = \frac{A_s}{A_s/s}$$

Si sceglie il diametro minimo che soddisfa la condizione $0.06 < s < 0.25$

Modellazione a fibre

Nella modellazione a fibre della pila questa viene discretizzata in altezza con elementi beam-column a fibre. La modellazione a fibre serve per rappresentare il comportamento non lineare delle sezioni sotto l'azione dei carichi. La soluzione della modellazione a fibre consiste nel discretizzare la sezione in fibre elementari, ciascuna con il proprio legame costitutivo in base al materiale assegnatogli, tale modellazione permette di cogliere fenomeni locali di snervamento e di deformazione non uniforme lungo la sezione, che non

possono essere rappresentati mediante modelli elastici. In questo approccio la deformazione di ogni fibra ε_f è funzione della deformazione assiale ε_0 e della curvatura k secondo la seguente relazione:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_0 + k \cdot y_f$$

Dove y_f rappresenta la distanza della fibra dell'asse neutro della sezione.

Questa relazione ci permette di determinare la tensione nella fibra σ_f attraverso il legame costitutivo del materiale, ottenendo così il quadro locale dello stato tensionale.

Successivamente per ricavare lo sforzo assiale N e il momento flettente M nella sezione basta integrare o sommare le tensioni delle singole fibre lungo la sezione:

$$N = \sum_f \sigma_f A_f$$

$$M = \sum_F \sigma_f A_f y_f$$

Dove A_f è l'area della singola fibra.

La sezione a fibre viene poi utilizzata come base per gli elementi beam-column integrandola lungo l'altezza della pila. In questo modo la deformazione e la distribuzione delle tensioni possono variare lungo l'altezza dell'elemento, potendo rappresentare la non uniformità delle deformazioni longitudinali, lo snervamento locale del calcestruzzo e dell'acciaio e gli effetti di instabilità del secondo ordine (effetti P-Δ).

La risposta della pila calcolata mediante elementi a fibre viene risolta attraverso una procedura incrementale iterativa tenendo conto dell'evoluzione delle non linearità del materiale e geometriche ad ogni step. In una prima fase viene fatta un'analisi statica incrementale (vedi paragrafo dedicato), che serve per definire lo stato iniziale della pila sotto l'effetto del carico assiale applicato, grazie a questa procedura è possibile quantificare gli effetti P-Δ. Si procede poi con l'analisi dinamica incrementale nel tempo (vedi paragrafo dedicato). Quindi nella modellazione a fibre per determinare la distribuzione delle deformazioni nella sezione bisogna adottare una procedura iterativa in cui inizialmente si assume un campo di deformazioni (ε_0, k) , si calcolano le tensioni nelle fibre attraverso i legami costitutivi e si determinano le risultanti interne, si ripete la procedura finché quest'ultime non coincidono con le risultanti esterne, ovvero si raggiunge la condizione di equilibrio.

Lo smorzamento viscoso è modellato tramite la formulazione di Rayleigh (vedi paragrafo dedicato), ampiamente utilizzata nelle analisi dinamiche delle strutture. In questo approccio la matrice di smorzamento C è espressa come combinazione lineare della matrice di massa M e della matrice di rigidezza K :

$$C = \alpha_M M + \beta_K K$$

Dove:

α_M è il coefficiente associato alla matrice di massa;

β_K è il coefficiente associato alla matrice di rigidezza.

Sul modello realizzato in OpenSees lo smorzamento di Rayleigh viene implementato mediante il comando “ops.rayleigh” che consente di definire i coefficienti di smorzamento associati alla matrice di massa (alphaM), alla rigidezza corrente (betaKcurr), alla rigidezza iniziale (betaKinit) e alla rigidezza dell’ultimo passo convergente (betaKcomm). Per ricavare i coefficienti di Rayleigh si parte dall’analisi modale, la quale ci restituisce le frequenze proprie della struttura. Nel presente modello è stato assunto un rapporto di smorzamento equivalente $\xi = 5\%$, che è il valore comunemente adottato nella modellazione dinamica delle strutture in cemento armato. I coefficienti di smorzamento possono essere determinati secondo la seguente relazione:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_M}{\omega_i} + \beta_K \omega_i \right)$$

Dove:

ξ_i è il rapporto di smorzamento del modo i-esimo

ω_i è la frequenza naturale del modo i-esimo

Per determinare α_M e β_M si scelgono due frequenze modali e si fissa il rapporto di smorzamento al 5%:

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_M}{\omega_1} + \beta_M \omega_1 \right)$$

$$\xi_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha_M}{\omega_2} + \beta_M \omega_2 \right)$$

Risolvendo il sistema ed essendo $\xi_1 = \xi_2 = \xi$ si ottiene:

$$\alpha_M = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2}$$

$$\beta_M = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2}$$

Il vantaggio della modellazione a fibre è che consente di ottenere risultati accurati permettendo di simulare comportamenti non lineari complessi della pila sotto azioni statiche e dinamiche ed offre una maggiore capacità predittiva del comportamento strutturale rispetto al modello a plasticità concentrata.

Modellazione a plasticità concentrata

Per numerose analisi strutturali, può risultare conveniente adottare una modellazione semplificata a plasticità concentrata. Con questo approccio le deformazioni non lineari sono concentrate in zone localizzate, mentre la restante parte dell'elemento viene considerata elastica. Quindi l'idea di base della modellazione a plasticità concentrata consiste nel sostituire il comportamento continuo non lineare lungo tutta l'altezza della pila con elementi elastici collegati da cerniere plastiche. La non linearità strutturale è concentrata alla base della pila tramite l'introduzione di una cerniera plastica concentrata, modellata mediante un elemento 'zeroLength' (ovvero un elemento di lunghezza nulla che concentra tutta la deformabilità non lineare in un solo punto), posto tra il nodo di fondazione e il nodo di base della pila. Tale elemento è associato a una legge costitutiva isteretica di momento-rotazione, definita separatamente per le due direzioni principali di flessione e caratterizzata dai parametri di momento di snervamento M_y , momento ultimo M_u e corrispondenti rotazioni ultime. L'elemento resta elastico finché $M < M_y$, quando si raggiunge lo snervamento si attiva la cerniera plastica, e si accumula rotazione plastica θ_p .

La relazione momento curvatura della sezione, precedentemente ottenuta mediante la modellazione a fibre, viene ridotta a una legge momento-rotazione concentrata nella cerniera:

$$\theta = \frac{M}{K_e} + \theta_p$$

Dove:

θ è la rotazione della cerniera;

K_e è la rigidezza elastica dell'elemento

θ_p è la rotazione plastica che accumula l'energia dissipata durante il comportamento non lineare

Questo approccio segue le ipotesi di Priestley secondo cui la risposta sismica non lineare delle pile da ponte è dominata dalla formazione di una cerniera plastica alla base, Il comportamento globale può pertanto essere descritto mediante una rotazione plastica equivalente, associata a una lunghezza plastica L_p che permette di convertire la curvatura in rotazione plastica. Quest'approccio rappresenta una semplificazione della distribuzione della plasticizzazione che si sviluppa lungo una porzione finita dell'elemento strutturale di lunghezza pari a L_p in prossimità delle sezioni critiche. Il collegamento tra la lunghezza plastica L_p e la plasticità concentrata rappresentata dalla rotazione sezionale plastica θ_p è dato dalla seguente relazione:

$$\theta_p = \varphi_p L_p$$

Dove:

θ_p è la rotazione plastica

φ_p è la curvatura plastica della sezione

L_p è la lunghezza plastica

La curvatura plastica φ_p è determinata come differenza tra la curvatura totale φ e la curvatura di snervamento della sezione φ_y :

$$\varphi_p = \varphi - \varphi_y$$

La determinazione della lunghezza plastica è fondamentale nella modellazione a plasticità concentrata, in quanto influenza la capacità rotazionale delle cerniere e quindi la risposta globale della struttura. Tra le formulazioni presenti in letteratura vi è quella proposta da Priestley secondo cui la lunghezza plastica è data da:

$$L_p = kL_c + L_{SP} \geq 2L_{SP}$$

Dove:

$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08$, in questa equazione si evidenzia l'importanza del rapporto tra resistenza ultima a trazione e resistenza allo snervamento dell'armatura flessionale. Se

questo rapporto è elevato le deformazioni plastiche si diffondono lontano dalla sezione critica, man mano che l'armatura nella sezione critica si incrudisce.

L_C è la distanza dalla sezione critica al punto di flessione nell'elemento.

L_{SP} è lunghezza di penetrazione della deformazione che può essere ottenuta come:

$$L_{SP} = 0.022 f_{ye} d_{bl} \text{ con } f_{ye} \text{ in MPa}$$

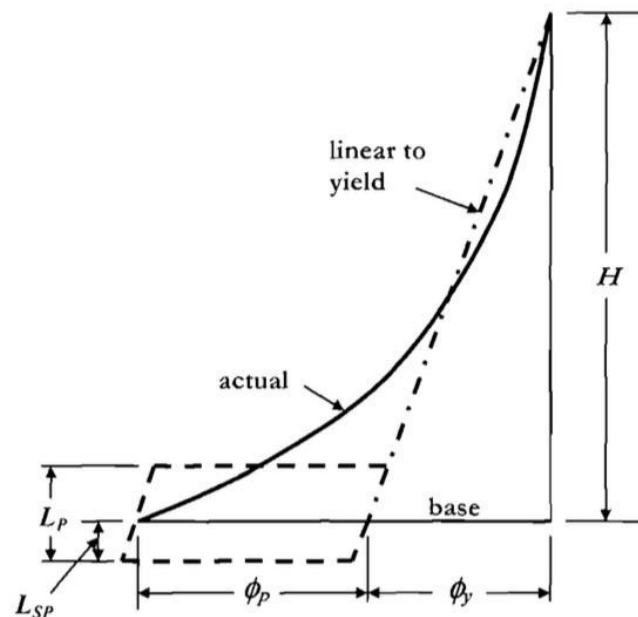
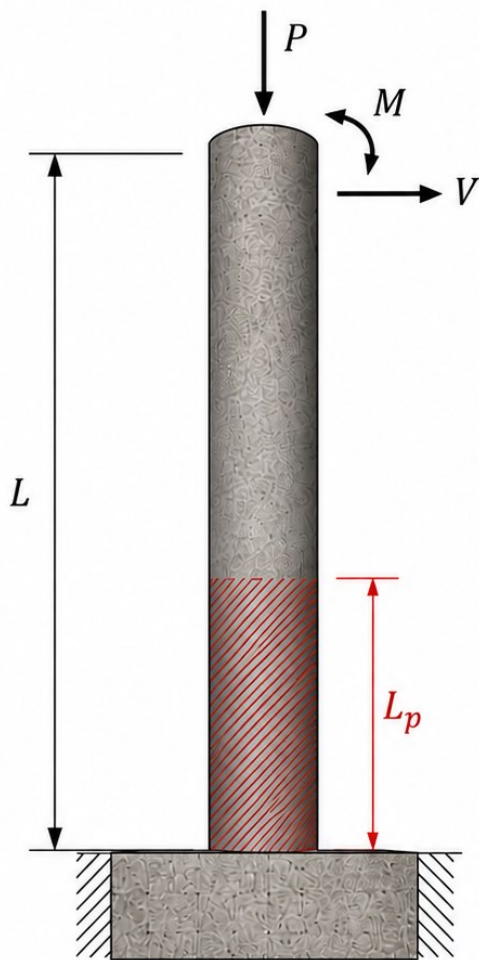


Figura 21 distribuzione della curvatura lungo l'altezza dell'elemento

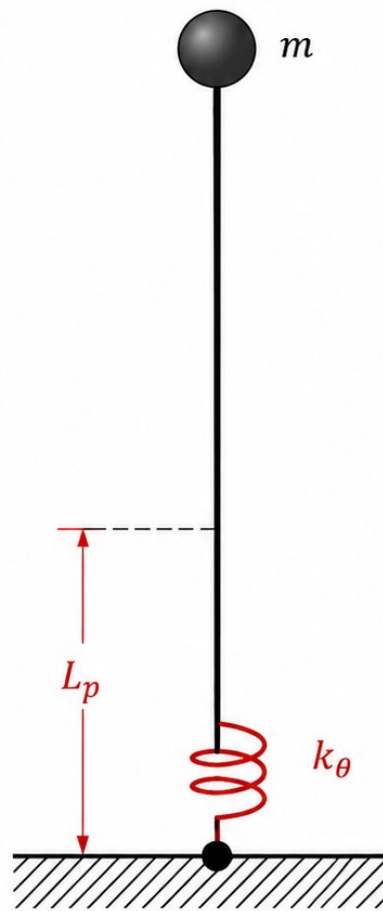
Dove f_{ye} e d_{bl} sono rispettivamente il limite di snervamento e il diametro dell'armatura longitudinale.

La fondazione è assunta rigida, mediante l'imposizione di un incastro perfetto al nodo di base, e pertanto gli effetti di interazione terreno-struttura non sono considerati. La cerniera plastica non rappresenta quindi la deformabilità della fondazione, bensì esclusivamente la risposta non lineare della pila in prossimità della sezione di incastro.

Dal momento che questo approccio non cattura i dettagli locali lungo l'altezza della pila come la distribuzione corretta delle tensioni o lo sviluppo della plasticizzazione lungo la sezione è più indicato per le valutazioni globali, come nel caso di analisi dinamiche o valutazioni di vulnerabilità sismica, piuttosto che per studi locali come nel caso della determinazione della curva momento-curvatura per la quale si è adottata una sezione a fibre.



Modello della pila
con incastro alla base



Modello meccanico
con molla rotazionale

La lunghezza plastica L_p rappresenta la porzione di pila in cui si concentra la plasticizzazione durante il sisma.
La molla rotazionale k_θ simula la capacità flessionale della sezione incastrata alla base.

Figura 22 schema del modello della pila

Modellazione dei materiali

Nel software di calcolo sono state definite le proprietà dei materiali utilizzati ovvero del calcestruzzo confinato (cls C), del calcestruzzo non confinato (cls UC) e dell'acciaio.

Quindi la sezione trasversale viene modellata utilizzando elementi a fibre dividendo il calcestruzzo confinato da quello non confinato e mettendo i ferri di armatura longitudinale

in una posizione ben precisa, ovvero, che corrono rispettivamente a 5 cm dal bordo esterno ed a 5 cm dal bordo interno lungo il perimetro della sezione.

La modellazione dei materiali è stata rappresentata in OpenSees attraverso modelli costitutivi uniassiali (la relazione tra lo sforzo e la deformazione del materiale è descritta quando questo è sottoposto ad una condizione di sollecitazione in una sola direzione) applicati ad una discretizzazione della sezione mediante fibre. In questo modo è possibile descrivere in modo accurato la distribuzione di tensioni e deformazioni, tenendo conto sia del comportamento del calcestruzzo che di quello dell'acciaio dell'armatura.

Il calcestruzzo è stato modellato distinguendo tra calcestruzzo confinato e calcestruzzo non confinato. Il primo rappresenta il materiale presente nel nucleo interno della sezione, racchiuso dalle staffe trasversali, mentre il secondo corrisponde al copriferro esterno ed interno. La presenza delle armature trasversali genera sul calcestruzzo un effetto di confinamento che incrementa la resistenza a compressione e la capacità deformativa del calcestruzzo.

Il comportamento del calcestruzzo confinato è stato determinato facendo riferimento alle relazioni di J. B. Mander, che consentono di valutare l'incremento della resistenza e della deformazione di picco in funzione della pressione laterale esercitata dalle staffe. La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato f_{cc} nello specifico viene calcolata in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato f_{uc} e della pressione laterale efficace generata dalle armature trasversali. Anche la deformazione di picco e la deformazione ultima sono incrementate per tener conto dell'aumento di duttilità dovuto al confinamento.

Il legame costitutivo del calcestruzzo nel modello numerico viene implementato attraverso il materiale "Concrete04" disponibile in OpenSees. Questo modello consente di rappresentare la risposta non lineare del calcestruzzo. Per il ramo a compressione, il modello si basa sulla legge proposta da Popovics (1973), che consente di rappresentare l'intero diagramma tensione-deformazione mediante una funzione continua. Tale formulazione è espressa come:

$$f = E \cdot \varepsilon \frac{n - 1}{n - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^n}$$

Oppure considerando che per $\varepsilon = \varepsilon_0$, $E = (f_0/\varepsilon_0) n/(n - 1)$:

$$f = f_0 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \frac{n}{n - 1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^n}$$

Dove:

f è la tensione nel calcestruzzo;

ε è la deformazione;

f_c è la resistenza a compressione;

ε_0 è la deformazione corrispondente al picco di tensione;

n è un parametro che controlla la curvatura della legge e che dipende dal modulo elastico iniziale e quello secante. Consente di adattare la forma della curva in funzione della resistenza del calcestruzzo.

Dopo il raggiungimento della tensione massima il modello prevede un ramo discendente che descrive il degrado della resistenza del materiale per fenomeni di fessurazione diffusa e di schiacciamento del calcestruzzo.

In figura viene rappresentato la curva sforzo deformazione a compressione calcolata con la formulazione di Popovics per calcestruzzi con diverse resistenze a compressione:

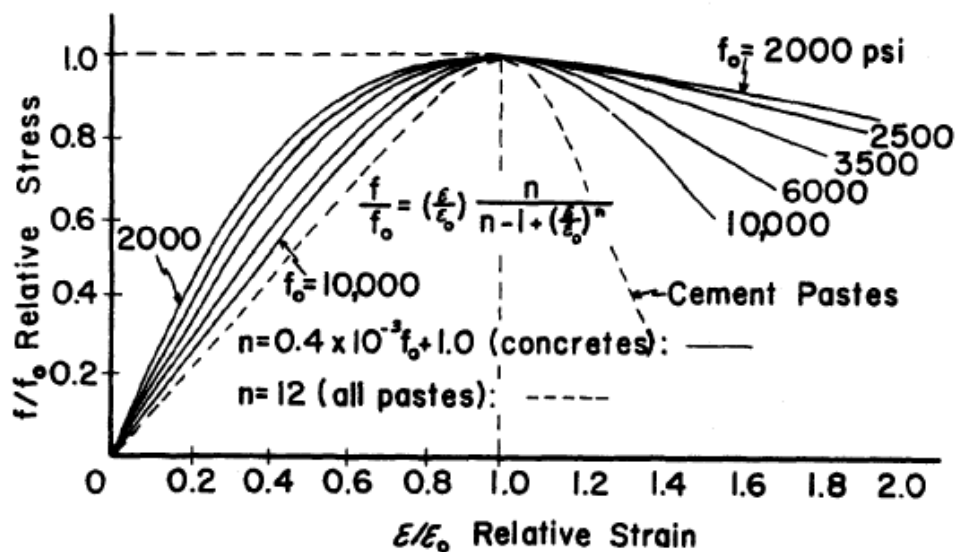


Figura 23 curve sforzo-deformazione calcolate con il legame di Popovics per diverse resistenze a compressione del calcestruzzo

Per quanto riguarda le armature longitudinali, il comportamento dell'acciaio è stato modellato mediante il materiale uniassiale Steel01 di OpenSees. Tale modello rappresenta una legge costitutiva bilineare elasto-plastica con incrudimento cinematico e, opzionalmente, incrudimento isotropo, quest'ultimo descritto mediante un'equazione di evoluzione non lineare.

La relazione tensione-deformazione adottata è:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_0 \varepsilon, & \text{se } \varepsilon \leq \varepsilon_y \\ f_y + bE_0(\varepsilon - \varepsilon_y), & \text{se } \varepsilon > \varepsilon_y \end{cases}$$

Dove:

σ_s è la tensione nell'acciaio;

E_0 è il modulo elastico iniziale;

b è il coefficiente di incrudimento;

$\varepsilon_y = f_y/E_0$ è la deformazione di snervamento.

Il materiale è caratterizzato da un comportamento elastico lineare fino al raggiungimento della tensione di snervamento, seguito da un ramo plastico lineare con rigidezza ridotta controllata dal parametro (b). Il modello Steel01 è inoltre in grado di rappresentare il comportamento isteretico dell'acciaio mediante una formulazione ad incrudimento cinematico e, se richiesto, anche isotropo attraverso gli appositi parametri di calibrazione. Sebbene tale modello costituisca una rappresentazione semplificata del comportamento ciclico rispetto a modelli più avanzati, esso risulta ampiamente utilizzato nelle analisi non lineari di strutture in calcestruzzo armato, garantendo un adeguato compromesso tra accuratezza e semplicità computazionale.

Analisi numeriche

In questo capitolo vengono descritte le analisi numeriche effettuate, sviluppate mediante software OpenSees. L'obiettivo delle analisi è la caratterizzazione della capacità resistente e deformativa della pila sotto le azioni sismiche.

Vengono effettuate 3 tipologie di analisi, in una prima fase è stata eseguita un'analisi momento-curvatura della sezione trasversale della pila, utilizzata per determinare la risposta non lineare della sezione e per individuare i 4 stati limite per ogni caso studio. Successivamente dai risultati di questa analisi sono stati definiti i parametri di un modello strutturale semplificato basato sul concetto di plasticità concentrata. Su questo modello globale della pila a plasticità concentrata vengono eseguite le analisi modali al fine di determinare le proprietà dinamiche e le analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo mediante l'applicazione alla base della struttura di accelerogrammi selezionati dalle banche dati. I risultati ottenuti dalle analisi dinamiche sono stati utilizzati per valutare la risposta strutturale e per la costruzione delle curve di fragilità, che rappresentano la probabilità di superamento di determinati stati limite (P) al variare dell'intensità dell'azione sismica (IM).

Analisi statica incrementale

L'analisi statica incrementale ha come scopo la determinazione degli effetti dovuti all'applicazione del carico assiale sulla pila, per determinare una configurazione iniziale di equilibrio su cui poi procedere con le analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo e con le analisi momento-curvatura della sezione. Si suddivide l'azione esterna in incrementi discreti. Per ciascun incremento di carico si risolve l'equilibrio attraverso una procedura iterativa, imponendo una configurazione di spostamento in grado di bilanciare le forze interne (sollecitazioni) con le forze esterne. Le fasi nello specifico sono:

1. Si assume uno stato iniziale di spostamenti e rotazioni;
2. Si calcolano le deformazioni locali nelle fibre $\varepsilon_f = \varepsilon_0 + k \cdot y_f$ se si adotta un modello a fibre, altrimenti nel caso si adottasse un modello a plasticità concentrata si calcola la deformazione globale assumendo comportamento elastico nel tratto di asta $\varepsilon = \mathbf{B}u + \theta_p$ dove $\mathbf{B}$ è la matrice cinematica dell'elemento ed u il vettore degli spostamenti;
3. Si ottengono le tensioni tramite i legami costitutivi per il modello a fibre, mentre per quello a plasticità concentrata si valutano le rotazioni nella cerniera plastica;
4. Si integrano le tensioni per ricavare le sollecitazioni N e M per il modello a fibre, per quello a plasticità concentrata si determina il momento nella cerniera mediante la legge costitutiva momento-rotazione assegnata;

5. Si confrontano con le forze esterne applicate con le azioni interne ricavate;
6. Si correggono gli spostamenti e le rotazioni tramite algoritmo iterativo ripetendo la procedura fino a convergenza.

L'analisi statica incrementale inoltre consente di includere gli effetti delle non linearità geometriche (effetti $P-\Delta$), che derivano dall'interazione tra lo sforzo assiale e gli spostamenti trasversali della struttura. Al termine dell'analisi incrementale la configurazione deformata raggiunta viene assunta come condizione iniziale per l'analisi dinamica. Questo garantisce che la successiva analisi sismica parta da una condizione realistica rappresentata da uno stato tensionale interno dovuto ai carichi gravitazionali permanenti.

Analisi momento-curvatura della sezione

La caratterizzazione del comportamento non lineare delle pile è stata effettuata mediante analisi momento-curvatura delle sezioni trasversali, eseguite attraverso il modello a fibre implementato nel software OpenSees. Tale procedura consente di simulare in maniera efficiente la risposta flessionale della sezione, considerando la porzione di calcestruzzo confinato e quella del calcestruzzo non confinato nonché la posizione delle armature.

L'analisi momento curvatura nel codice di calcolo viene descritta tramite la funzione "moment curvature". L'analisi si sviluppa sulla sezione a fibre generata secondo l'opportuna combinazione di parametri di input del caso specifico, per ottenere la relazione momento-curvatura ($M-\phi$) andando ad applicare il carico assiale costante con momenti crescenti. I parametri che si ottengono (momento di snervamento, momento ultimo, curvatura di snervamento, ecc..) serviranno per costruire le curve di fragilità della struttura.

L'analisi è condotta secondo i seguenti passi:

1. Si definisce un modello locale in cui vengono creati due nodi coincidenti, il primo con tutti i gradi di libertà vincolati, il secondo con tutti i gradi di libertà vincolati tranne quelli assiali e di flessione lungo la direzione considerata, questo crea una cerniera sulla sezione;
2. Si crea l'elemento 'ZeroLength', che collega i due nodi e utilizza la sezione in fibra generata precedentemente. Questo elemento permette di simulare la risposta non lineare della sezione sotto curvatura crescente;
3. Si applica il carico assiale costante, quindi viene imposto un carico assiale statico e viene effettuata un'analisi statica preliminare per assicurare che il sistema sia in equilibrio prima di applicare la curvatura a step crescenti;

4. L'incremento di curvatura viene applicato gradualmente e la funzione monitora la deformazione della fibra più tesa o compressa, fino al raggiungimento della curvatura ultima o la deformazione ultima del calcestruzzo, ad ogni passo incrementale si aggiunge una quantità di rotazione (dK) e il sistema viene risolto con un'analisi statica. La curvatura della fibra più tesa o compressa viene monitorata come criterio di arresto confrontandola con la deformazione ultima del calcestruzzo (ϵ_{pscu});
5. Per ogni incremento di curvatura la funzione salva due tipi di informazioni, sia il momento-curvatura, i quali saranno poi trasformati in una matrice (M_{phi}), sia le tensioni -deformazioni di alcune fibre rappresentative della sezione, così è possibile vedere quali parti della sezione raggiungono prima gli stati limite designati e questo è fondamentale per poter poi costruire le curve di fragilità;
6. Infine, viene utilizzato un algoritmo per gestire i problemi di convergenza adottando diverse strategie (come, ad esempio, la riduzione dello step di curvatura, ecc.).

L'output finale è costituito dalla curva momento-curvatura della sezione e dalla storia delle tensioni e deformazioni nelle fibre monitorate. Tali risultati rappresentano la base per l'individuazione degli stati limite della sezione e per la successiva definizione dei parametri del modello non lineare della pila. In particolare, i valori caratteristici di momento e curvatura ottenuti dall'analisi vengono utilizzati per derivare la relazione momento-rotazione della cerniera plastica alla base della pila, che è implementata nel modello globale con un elemento 'zeroLength'.

Per l'analisi momento-curvatura, se prendiamo una qualsiasi sezione arbitraria simmetrica in cemento armato soggetta a flessione in cui la parte superiore della sezione risulta compressa, mentre la parte inferiore tesa. Si assume che:

- il profilo delle deformazioni sia lineare lungo la sezione per tutti gli stadi di carico (ipotesi di sezione piana).
- la deformazione del calcestruzzo e quella dell'acciaio ad una certa distanza dall'asse neutro sono uguali (per l'ipotesi di perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo)
- ovviamente sono noti i legami costitutivi non lineari dei materiali calcestruzzo confinato, calcestruzzo non confinato e acciaio.
- La resistenza a trazione del calcestruzzo viene ignorata nelle analisi.
- Qualsiasi sforzo assiale se presente viene applicato al baricentro della sezione.

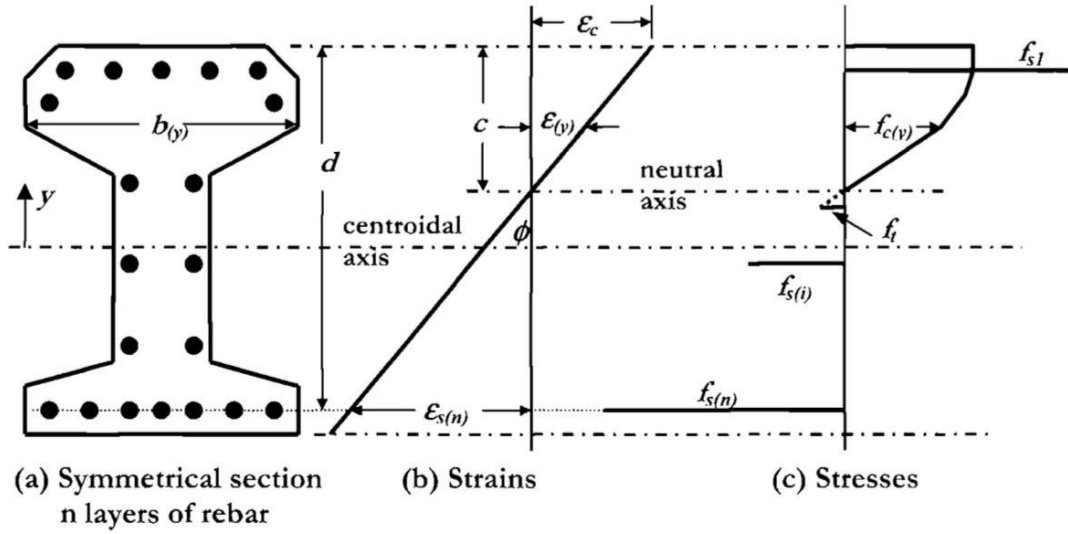


Figura 24 deformazioni e tensioni di una sezione simmetrica di forma arbitraria in cemento armato

Un aspetto importante è che essendo la zona di calcestruzzo teso più estesa rispetto a quella compressa, vuol dire che il calcestruzzo fessurato si estende oltre il baricentro della sezione e quindi quando poi si ha l'inversione di segno per il momento opposto le fessure si estenderanno sull'intera sezione, ovvero la zona di compressione si verificherà in una zona già precedentemente fessurata dal momento di segno opposto, quindi oltre ad essere trascurabile non viene considerata la resistenza a trazione anche per questo motivo.

Data N la forza assiale sulla sezione, se scriviamo l'equazione di equilibrio alla traslazione:

$$N = \int f_{c(y)} b(y) dy + \sum_i^n f_{si} A_{si} = \int \sigma_c(\varepsilon_{(y)}) b(y) dy + \sum_i^n \sigma_s(\varepsilon_{(y)i}) A_{si}$$

Dove:

A_{si} è l'area totale di tutte le barre di rinforzo nello strato i -esimo alla distanza y_i dal baricentro

In questo modo si trova la posizione dell'asse neutro, generalmente attraverso una procedura iterativa finché l'equazione sopra non sia soddisfatta.

Poi facendo l'equazione di equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro della sezione avremo:

$$M = \int \sigma_c(\varepsilon_{(y)}) b(y) y dy + \sum_i^n \sigma_s(\varepsilon_{(y)i}) y_i A_{si}$$

La curvatura corrispondente è data da:

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_{sn}}{(d - c)}$$

Dove:

ε_c è la deformazione della fibra più compressa

ε_{sn} è la deformazione a livello della barra di armatura più distante dall'asse neutro

Si riporta di seguito, a titolo d'esempio, il grafico di curva momento-curvatura estrapolata durante l'analisi:

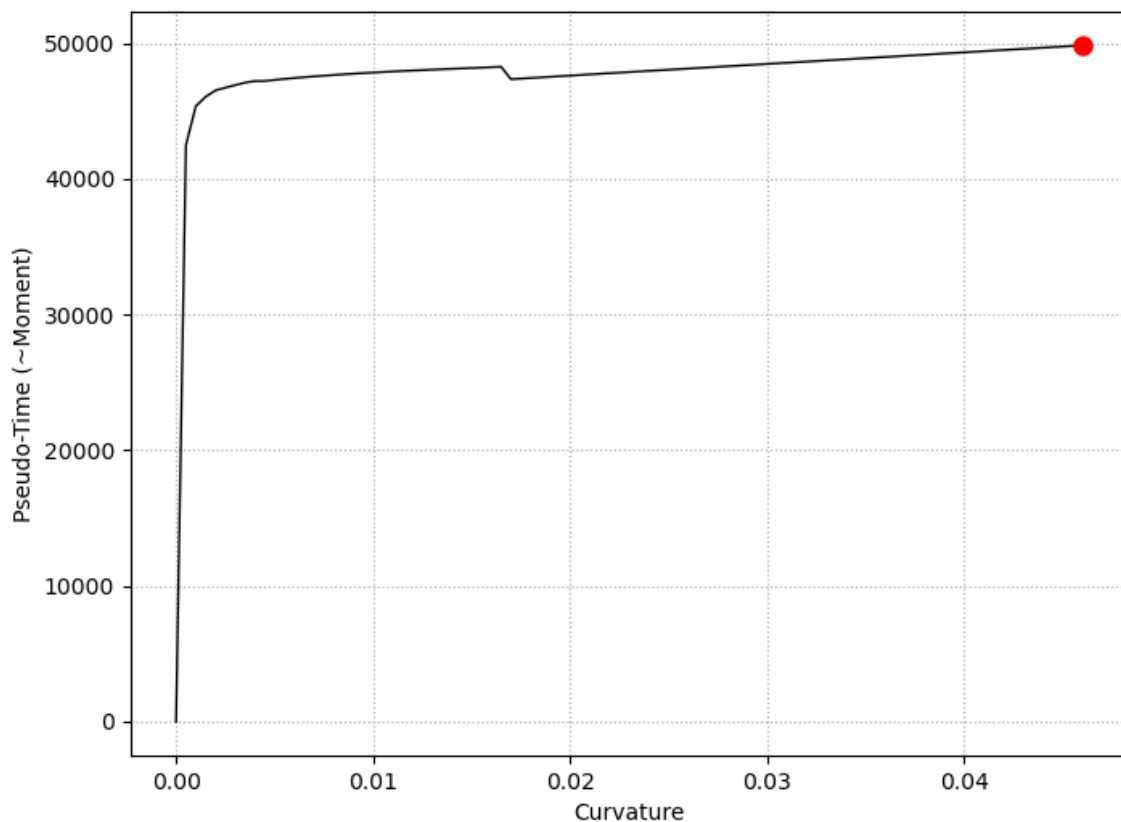


Figura 25 Grafico di una curva momento-curvatura

È evidente come nella seguente curva la condizione ultima viene raggiunta nel punto in cui è visibile quel salto di momento, poi successivamente non ci interessa in quanto la curva viene rappresentata con un andamento linearmente crescente.

Proprietà del calcestruzzo per l'analisi momento-curvatura

Molto importante è la differenziazione tra calcestruzzo confinato e calcestruzzo non confinato. Nella seguente figura viene rappresentato il legame sforzo deformazione dei due materiali:

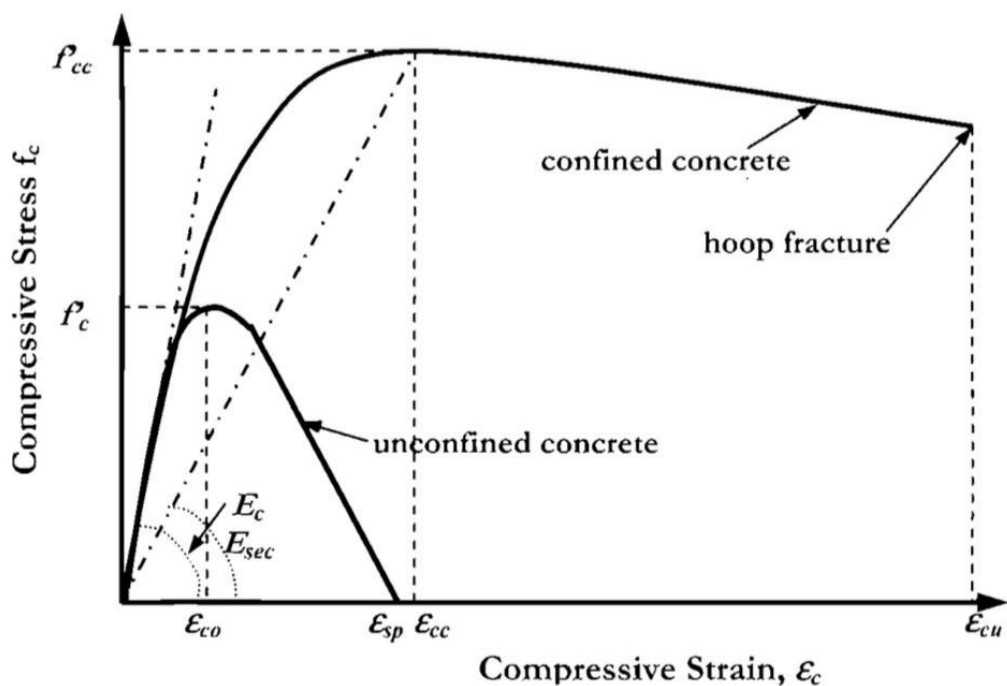


Figura 26 differenza tra le curve sforzo deformazione del calcestruzzo non confinato e del calcestruzzo confinato

Da come si vede in figura è necessario usare differenti relazioni sforzo-deformazione a seconda che il calcestruzzo sia confinato o meno. Il calcestruzzo confinato presenta una maggiore resistenza a compressione e soprattutto una maggiore capacità deformativa a compressione. Il miglioramento delle caratteristiche sforzo deformative a compressione del calcestruzzo confinato è dovuto all'azione dell'armatura trasversale ravvicinata che insieme all'armatura longitudinale agisce per limitare l'espansione laterale del calcestruzzo.

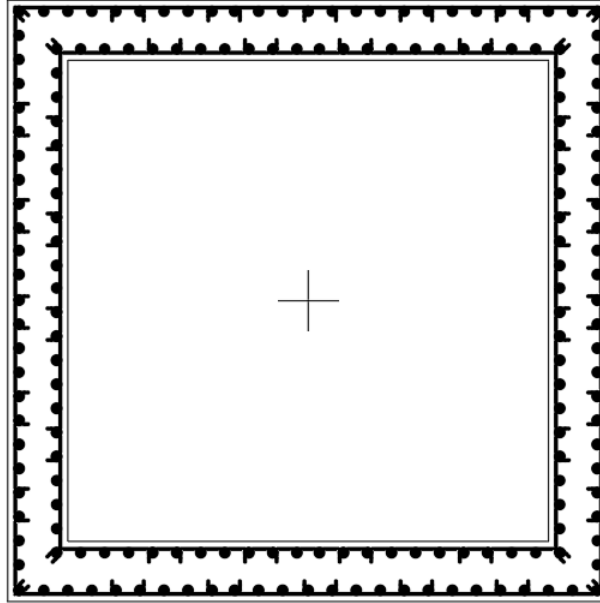


Figura 27 sezione rettangolare cava in cemento armato

Le relazioni sforzo-deformazione rappresentate graficamente nella figura precedente, per quanto riguarda il calcestruzzo confinato, vengono descritte attraverso il modello di Mander & Chang:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x \cdot r}{r - 1 + x}$$

Dove:

f'_{cc} è la resistenza a compressione del calcestruzzo confinato che è determinata in funzione della resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato f'_c e della pressione di confinamento laterale f_l , come segue:

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

Dove:

La massima pressione di confinamento laterale del nucleo di calcestruzzo f_l dipende dalla tensione di snervamento dell'acciaio delle staffe f_{yh} . Per una sezione rettangolare è possibile sviluppare diversi livelli di tensione di confinamento laterale in base all'orientamento e prendiamo A_{shx} come il quantitativo di armatura totale che attraversa uno strato in quella direzione perpendicolare a A_{shx} :

$$f_{lx} = \frac{C_e A_{shx} f_{yh}}{h_{cy} s} = C_e \rho_{ax} f_{yh}$$

Dove:

ρ_{ax} è il rapporto di area di armatura trasversale in direzione x

s è il passo delle staffe

C_e è il coefficiente di efficacia del confinamento laterale solitamente tra 0.75 e 0.85 per sezioni rettangolari in funzione del quantitativo di armatura trasversale

h_{cy} è la larghezza del nucleo perpendicolare alla direzione considerata

Solitamente le sezioni rettangolari dovrebbero essere progettate per avere lo stesso rapporto di armatura trasversale in entrambe le direzioni quindi:

$$\rho_v = \rho_{ax} + \rho_{ay} = 2\rho_a$$

La tensione di confinamento laterale sarebbe:

$$f_l = 0.5C_e\rho_v f_{yh}$$

x è determinata come il seguente rapporto $\varepsilon_c/\varepsilon_{cc}$

Dove:

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right)$$

r è determinata dalla seguente espressione:

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

Dove:

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c} (MPa) = 60,000\sqrt{f'_c} (psi)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

Si riporta di seguito un esempio di analisi sezionale in figura 28, dove sono riportati i momenti e i tagli resistenti rispettivamente in nero e in blu e gli stati limite di danno EDP1 (indicatore verde), EDP2 (indicatore giallo), EDP3 (indicatore arancione), EDP4 (indicatore rosso) e, se presente, EDP5 (indicatore stella rossa).

Caso: 24 [H/A:3, v:12, ρ_l :1.5, ω :0.5]

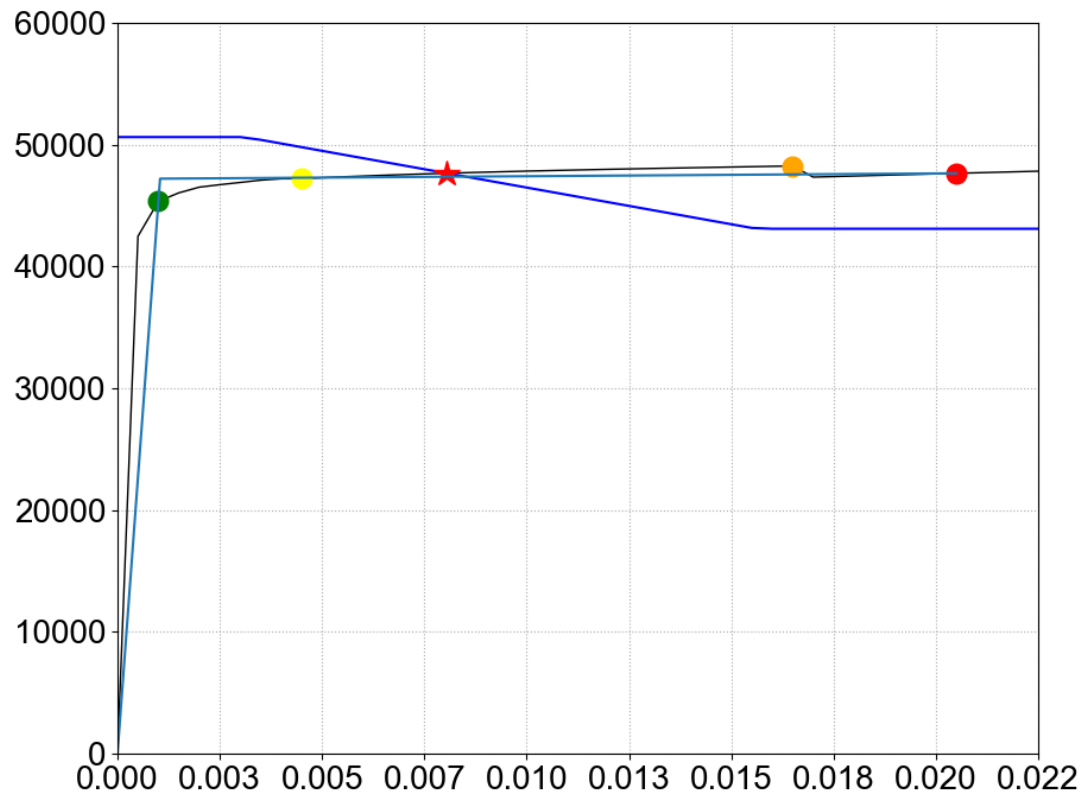


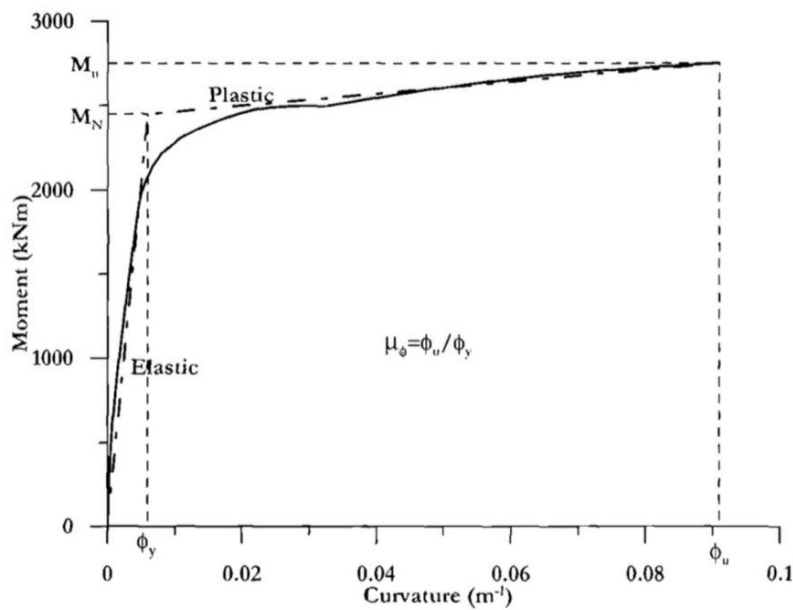
Figura 28 grafico in cui sono indicate le curve del momento e del taglio resistenti in funzione dello spostamento con indicatori del raggiungimento dei rispettivi stati limite.

Bilinearizzazione della curva momento-curvatura

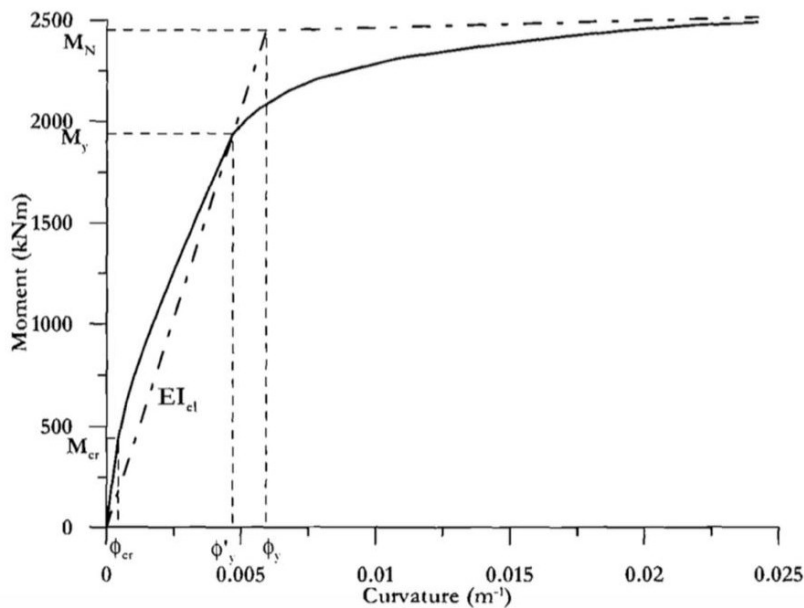
Ai fini della progettazione è sufficiente una approssimazione bilineare della curva momento-curvatura con un primo ramo elastico ed un secondo ramo plastico post snervamento. Per le sezioni in cemento armato è importante che il valore della rigidezza del ramo elastico non sia basato sulla rigidezza del materiale non fessurato. Normalmente si utilizza la rigidezza secante dall'origine al punto di primo snervamento della curva. Il primo snervamento è definito come il punto sulla curva momento-curvatura in cui l'armatura di trazione estrema (ovvero la barra più lontana dall'asse neutro) raggiunge per la prima volta la deformazione di snervamento, o quando la fibra di compressione più esterna del calcestruzzo raggiunge una deformazione di 0,002, a seconda di quale delle due condizioni si verifica per prima si determina lo snervamento sulla curva momento-curvatura. Il momento e la curvatura al primo snervamento sono indicati rispettivamente con M_y e φ'_y . La linea che definisce la rigidezza elastica viene estesa fino ad un valore del momento chiamato momento nominale M_N che corrisponde ad una deformazione della fibra più esterna del calcestruzzo di 0,004 o

una deformazione della barra di armatura a trazione di 0,015 a seconda di quale delle due condizioni si verifica per prima e la curvatura corrispondente viene detta curvatura di snervamento nominale ϕ_y .

Il ramo plastico viene definito collegando il punto di snervamento nominale (M_N, ϕ_y) alla condizione ultima (M_u, ϕ_u). Tale procedura è mostrata graficamente in figura 29 dove nella prima porzione è evidente tutto il ramo plastico mentre nella seconda figura è mostrato più nel dettaglio il punto di snervamento.



(a) Full Moment-curvature response



(b) Initial section Of Moment-Curvature Response

Figura 29 esempio di bilinearizzazione della curva momento-curvatura: a) visuale complessiva della curva; b) focus sul punto di snervamento

Si vede che la curvatura di snervamento è definita come:

$$\varphi_y = \frac{M_N}{M_y} \varphi'_y$$

Mentre la rigidezza elastica che sarebbe la pendenza del primo tratto è data da:

$$EI_{el} = \frac{M_y}{\varphi'_y} = \frac{M_N}{\varphi_y}$$

Mentre la rigidezza del tratto plastico è data da:

$$EI_{pl} = \frac{M_u - M_N}{\varphi_u - \varphi_y}$$

Dalla curva momento-curvatura alla curva momento-spostamento in testa

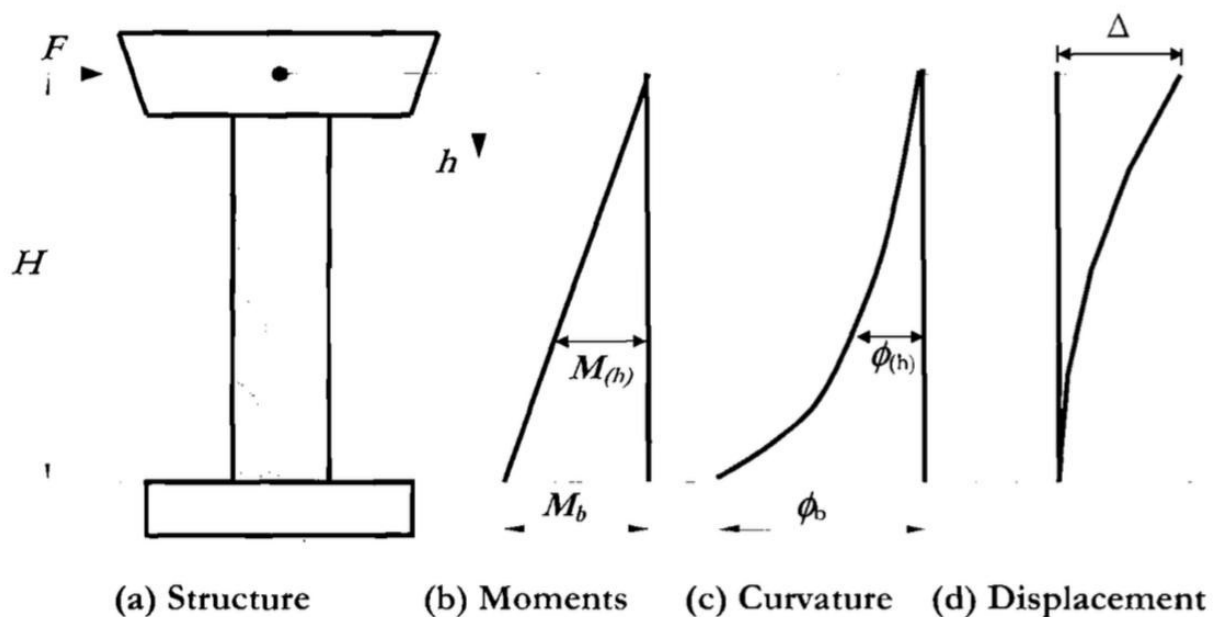


Figura 30 Raffigurazione del passaggio dalla curvatura allo spostamento in testa alla pila

In figura 30 viene illustrata la procedura per passare dalla curvatura allo spostamento in testa della pila di un ponte data una forza agente orizzontalmente F . Se prendiamo come riferimento il punto di applicazione della forza di inerzia F per misurare la coordinata in altezza con la variabile h , avremo che possiamo scrivere l'andamento del diagramma dei momenti come:

$$M_{(h)} = F \cdot h$$

Il momento alla base lo avremmo per $h=H$:

$$M_b = F \cdot H$$

La curvatura può essere letta a qualsiasi altezza h , secondo la distribuzione in altezza $\varphi_{(h)}$ che può essere integrata per prevedere lo spostamento in testa Δ :

$$\Delta = \int_0^H \varphi_{(h)} h \, dh$$

Come si è già accennato in precedenza si adotta una soluzione semplificata basata sul concetto di plasticità concentrata nella cerniera plastica di lunghezza L_P , per ovviare ai seguenti problemi:

- L'influenza della forza di taglio è che aumenta l'inclinazione delle fessure del calcestruzzo rispetto all'orientamento orizzontale che avviene nel caso di flessione pura. Il risultato è che l'ipotesi di sezioni piane non è più corretta e le deformazioni a trazione dell'armatura saranno più alte di quanto previsto dal momento. Quindi una semplice integrazione della distribuzione teorica della curvatura è un'approssimazione;
- L'approccio ignora la deformazione di taglio;
- La deformazione dovuta all'ancoraggio viene trascurata, la relazione sopra implica che la curvatura si annulli sotto la base della colonna. In realtà, le deformazioni delle barre a trazione si annulleranno ad una profondità pari alla lunghezza di ancoraggio dell'armatura. L'effetto di deformazione di trazione dell'armatura se ne tiene conto definendo una lunghezza di penetrazione della deformazione L_{SP} ;
- In alcuni casi la risposta momento curvatura mostrerà una rigidità negativa, cioè il momento diminuirà all'aumentare della curvatura. Questo sarà il risultato di una riduzione delle dimensioni effettive della sezione causata dallo sfaldamento del calcestruzzo di copertura.

Quindi con l'approccio della cerniera plastica concentriamo alla base la plasticità dell'elemento con la cosiddetta cerniera plastica nella quale avremo la deformazione e la curvatura massimi. La lunghezza della cerniera plastica incorpora anche la lunghezza di penetrazione della deformazione. Si assume che la distribuzione della curvatura lungo la lunghezza plastica sia lineare, in accordo con l'approssimazione bilineare della relazione momento-curvatura. Integrando tale distribuzione si ricava lo spostamento in testa della pila. Questa semplificazione tende generalmente a sovrastimare lo spostamento dovuto alla

flessione; tuttavia, tale effetto è in parte compensato dalla trascuratezza di altri contributi deformativi, come la deformazione a taglio.

L'andamento dello spostamento in testa può essere ricavato dalla risposta momento-curvatura usando le seguenti relazioni per la determinazione dello spostamento di snervamento e dello spostamento ultimo che ci consentono di tracciare la bilineare:

$\Delta_y = \varphi_y (H + L_{SP})^2 / 3$, corrispondente al valore del momento nominale M_N ;

$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \varphi_p L_P H = \Delta_y + (\varphi_u - \varphi_y) L_P H$, corrispondente al valore del momento ultimo M_u .

In realtà in una visione più accurata possono essere individuati i seguenti spostamenti di prima fessurazione e il momento di snervamento (al di sopra del primo snervamento lo spostamento si basa sulla curvatura plastica efficace) con le seguenti espressioni:

$\Delta_{cr} = \varphi_{cr} H^2 / 3$, corrispondente al valore del momento di prima fessurazione M_{cr} ;

$\Delta'_y = \varphi'_y (H + L_{SP})^2 / 3$, corrispondente al valore del momento di primo snervamento M_y .

La legge che descrive lo spostamento in testa Δ dopo lo snervamento è la seguente:

$$\Delta = \Delta'_y \frac{M}{M_y} + \left(\varphi - \varphi'_y \frac{M}{M_y} \right) L_P H$$

La capacità plastica in termini di spostamento è data da:

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$$

Analisi modale

Una volta che vengono determinati i parametri meccanici della cerniera plastica a partire dall'analisi momento-curvatura, viene costruito il modello globale della pila a plasticità concentrata. Su tale modello viene eseguita un'analisi modale con l'obiettivo di determinare le proprietà dinamiche della struttura (frequenze naturali e periodi di vibrazione). Per effettuare l'analisi modale bisogna risolvere il problema agli autovalori, che nello script viene fatto attraverso il comando "ops.eigen".

Il comportamento dinamico di una struttura può essere descritto attraverso la seguente equazione del moto:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t)$$

Dove:

$\mathbf{M}$ è la matrice di massa della struttura;

$\mathbf{C}$ è la matrice di smorzamento;

$\mathbf{K}$ è la matrice di rigidità;

$\mathbf{u}(t)$ è il vettore degli spostamenti nodali;

$\mathbf{F}(t)$ è il vettore delle forzanti esterne.

Nel caso di assenza di smorzamento viscoso e in assenza di forze esterne, l'equazione si riduce alla forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = 0$$

Assumendo una soluzione armonica del tipo:

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi} e^{i\omega t}$$

Dove $\boldsymbol{\phi}$ rappresenta il vettore modale e ω la pulsazione naturale della struttura. Sostituendo si ottiene la seguente equazione, che rappresenta un problema agli autovalori:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi} = 0$$

Cerchiamo la soluzione a questo problema imponendo il determinante uguale a zero:

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0$$

Potendo così andare a determinare gli autovalori $\lambda_i = \omega_i^2$ e gli autovettori $\boldsymbol{\phi}_i$.

Una volta ottenute le pulsazioni naturali, è possibile ricavare le frequenze e i periodi propri della struttura:

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi}$$

$$T_i = \frac{1}{f_i}$$

Nel caso in esame sono stati estratti i primi sei modi di vibrare della struttura, gli autovalori nel codice vengono rielaborati per ottenere direttamente le frequenze e i periodi di vibrazione della pila secondo le formule sopra indicate. L'analisi modale svolge un ruolo fondamentale non per determinare la risposta sismica della struttura quanto per definire i coefficienti di smorzamento di Rayleigh adottati nelle successive analisi dinamiche nel dominio del tempo.

Vengono infine selezionate due frequenze modali della struttura, quella appartenente al primo modo e quella appartenente al quarto modo, di cui però se ne utilizzerà soltanto una (quella del primo modo) e viene assunto un rapporto di smorzamento per cemento armato pari al 5%.

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi modale di uno dei casi di analizzati:

Tabella 3 Risultati dell'analisi modale riguardanti uno dei modelli di pila con snellezza inferiore.

ANALISI MODALE				
Modo	Autovalore	Pulsazione	Frequenza [Hz]	Periodo [s]
1	39.8146	6.30988	1.00425	0.995769
2	40.0628	6.32952	1.00737	0.99268
3	12324.3	111.015	17.6686	0.0565977
4	14010	118.364	18.8382	0.0530837
5	14010.2	118.365	18.8383	0.0530834
6	136256	369.128	58.7486	0.0170217

I dati di questa analisi modale sono riferiti ad uno dei modelli caratterizzato da minore snellezza, l'analisi modale evidenzia un comportamento sufficientemente rigido, con periodi fondamentali prossimi a 1 s. In particolare, i primi due modi presentano frequenze pari a circa 1.0 Hz, corrispondenti a periodi di circa 0.99 s, valori compatibili con la risposta dinamica attesa per una pila da ponte relativamente tozza.

Si osserva inoltre che i primi due modi possiedono valori quasi coincidenti di frequenza e periodo. Questo aspetto è riconducibile al fatto che vi è simmetria geometrica e meccanica della pila nelle due direzioni orizzontali principali, che determina rigidezze flessionali molto simili nei due piani. Di conseguenza, i primi due modi sono associati alla flessione globale della pila nelle due direzioni ortogonali.

I modi successivi presentano invece periodi molto ridotti. Questa marcata diminuzione del periodo indica che tali modi sono associati a configurazioni modali caratterizzate da una maggiore rigidezza strutturale, per le quali è richiesta un'energia maggiore per attivare la vibrazione.

L'ampio distacco tra i primi due modi e quelli superiori evidenzia inoltre che la risposta dinamica della struttura è dominata principalmente dai modi flessionali. Pertanto,

nell'ambito della risposta globale della pila, il contributo dinamico principale risulta concentrato nei primi due modi di vibrazione.

Modellazione dello smorzamento viscoso

Come già discusso nel capitolo della modellazione del materiale lo smorzamento viene modellato sulla base delle pulsazioni del primo e del quarto modo ω_0 e ω_3 con i quali vengono calcolati i diversi contributi della matrice di smorzamento $\mathbf{C}$, attraverso il comando:

$$ops.rayleigh(alphaM, betaKcurr, betaKinit, betaKcomm)$$

Dove:

- $alphaM$ è il coefficiente associato alla matrice di massa:

$$\mathbf{C}_M = \alpha_M \mathbf{M}$$

Questo termine produce uno smorzamento maggiore nei modi a bassa frequenza;

- $betaKcurr$ è il coefficiente associato alla matrice di rigidezza corrente del sistema:

$$\mathbf{C}_{Kcurr} = \beta_{Kcurr} \mathbf{K}_{current}$$

In questo caso si considera la rigidezza corrente che varia durante l'analisi non lineare in funzione dello stato di danneggiamento o plasticizzazione della struttura;

- $betaKinit$ è il coefficiente associato alla matrice di rigidezza iniziale:

$$\mathbf{C}_{Kinit} = \beta_{Kinit} \mathbf{K}_{init}$$

Questo termine utilizza la rigidezza elastica iniziale della struttura, indipendentemente dell'evoluzione della risposta non lineare;

- $betaKcomm$ è il coefficiente associato alla matrice di rigidezza dell'ultimo stato convergente:

$$\mathbf{C}_{Kcomm} = \beta_{Kcomm} \mathbf{K}_{comm}$$

Questo termine utilizza la rigidezza dell'ultimo passo convergente dell'analisi.

Nel caso di analisi la matrice di smorzamento diventa proporzionale alla rigidezza dell'ultimo stato convergente e non proporzionale alla massa, perché tutti gli altri coefficienti vengono disattivati quindi:

$$\mathbf{C} = \beta_{Kcomm} \mathbf{K}_{comm}$$

In questo modo la matrice di smorzamento viene aggiornata ad ogni passo convergente dell'analisi; quindi, lo smorzamento segue l'evoluzione della rigidezza della struttura. Inoltre, lo smorzamento dipenderebbe solo dalla pulsazione del primo modo dato che il coefficiente viene calcolato secondo la seguente formula:

$$\beta_{Kcomm} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_1/2}$$

Analisi dinamica non lineare

Dopo la definizione del modello strutturale e la determinazione delle proprietà dinamiche tramite analisi modale, la risposta sismica della pila è stata valutata mediante analisi dinamica non lineare nel dominio del tempo. Questa tipologia di analisi consente di simulare la risposta strutturale sotto l'azione di un set di accelerogrammi reali, tenendo conto del comportamento non lineare dei materiali e dello sviluppo delle deformazioni plastiche.

L'analisi è stata sempre fatta con il software OpenSees, applicando alla base della struttura accelerogrammi selezionati da banche dati. L'equazione del moto che governa la risposta dinamica della struttura è la seguente:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{r}\ddot{u}_g(t)$$

Dove:

M rappresenta la matrice di massa della struttura;

C è la matrice di smorzamento;

K è la matrice di rigidezza;

$\mathbf{u}(t)$ è il vettore degli spostamenti nodali;

$\mathbf{r}$ è il vettore di influenza del moto del suolo;

$\ddot{u}_g(t)$ è l'accelerazione del terreno nel tempo.

Gli accelerogrammi vengono introdotti nel modello come storia temporale dell'accelerazione applicata alla base della struttura. Nel modello l'accelerogramma viene definito come serie temporale mediante il comando "ops.timeSeries". Successivamente l'azione sismica viene applicata alla struttura tramite un pattern di carico dinamico col comando "ops.pattern", che impone un'accelerazione alla base del modello nella direzione specificata, simulando il movimento del terreno durante l'evento sismico.

La soluzione dell'equazione del moto richiede un algoritmo di integrazione numerica, nel modello sviluppato è stato utilizzato il metodo di Newmark, che consente di determinare gli spostamenti, le velocità e le accelerazioni al passo temporale successivo sulla base delle condizioni note al passo precedente. In OpenSees la discretizzazione temporale dell'equazione del moto viene effettuata tramite il metodo di integrazione di Newmark, definito nel codice mediante il comando "ops.integrator".

Per risolvere il sistema di equazioni non lineari che descrive il comportamento dinamico della struttura e che si presenta ad ogni passo temporale dell'analisi, è necessario definire una strategia numerica.

In primis nello script viene definita la gestione dei vincoli. Il comando "ops.constraints" stabilisce il metodo utilizzato per imporre le condizioni al contorno e i vincoli cinematici tra i nodi della struttura. L'opzione 'Plain' rappresenta il metodo più semplice disponibile in OpenSees e consiste nell'imporre direttamente i vincoli sui gradi di libertà del sistema

Poi bisogna fare la numerazione dei gradi di libertà del sistema che invece viene gestita tramite il comando "ops.numberer" che stabilisce l'ordine con cui i gradi di libertà vengono inseriti nella matrice globale del sistema. L'opzione 'RCM' è un algoritmo che ha l'obiettivo di ridurre la larghezza di banda della matrice di rigidezza globale.

La soluzione del sistema di equazioni lineari che si presenta durante le iterazioni viene definita mediante il comando "ops.system" e in questo caso si specifica il tipo di solver utilizzato per il sistema matriciale:

$$\mathbf{K}_{eff}\Delta\mathbf{U} = \mathbf{R}$$

Dove:

$\mathbf{K}_{eff}$ rappresenta la matrice di rigidezza efficace del sistema;

$\Delta\mathbf{U}$ è il vettore degli incrementi di spostamento;

$\mathbf{R}$ il vettore dei residui.

Il solver 'BandGeneral' fa sì che la matrice venga memorizzata considerando solo i termini interni alla banda principale, riducendo il costo computazionale della fattorizzazione.

Poiché l'analisi è non lineare, la soluzione dell'equilibrio strutturale a ogni passo temporale richiede una procedura iterativa. Il criterio che stabilisce quando l'equilibrio è stato raggiunto viene definito tramite il comando "ops.test". Questo comando controlla la convergenza dell'algoritmo iterativo sulla base della norma dell'incremento di spostamento tra due iterazioni successive. Il criterio 'NormDisplncr' verifica che la norma dell'incremento degli spostamenti sia inferiore alla tolleranza stabilita. Quando questa condizione è soddisfatta si assume che il sistema abbia raggiunto l'equilibrio.

L'algoritmo utilizzato per risolvere il sistema non lineare è definito mediante il comando "ops.algorithm". Questo comando implementa il metodo iterativo di Newton-Raphson per la soluzione delle equazioni non lineari.

Il metodo consiste nell'aggiornare iterativamente la soluzione attraverso la relazione:

$$K_t \Delta U = R$$

Dove

K_t è la matrice di rigidezza tangente del sistema;

ΔU è l'incremento di spostamento calcolato a ogni iterazione;

R è il vettore delle forze residue.

Ad ogni iterazione la matrice di rigidezza viene aggiornata e il sistema viene risolto fino al raggiungimento del criterio di convergenza. Il metodo di Newton è ampiamente utilizzato nelle analisi strutturali non lineari per la sua elevata velocità di convergenza in prossimità della soluzione.

Infine, viene definito il tipo di analisi tramite il comando "ops.analysis". Questo comando specifica che l'analisi da eseguire è un'analisi dinamica nel dominio del tempo. In questo caso il solver procede avanzando nel tempo con incrementi temporali pari al passo dell'accelerogramma applicato alla base della struttura. Durante l'analisi, a ogni passo temporale, il sistema di equazioni viene risolto iterativamente considerando l'evoluzione della risposta non lineare della struttura.

Non linearità concentrata e legame isteretico

La non linearità della pila è stata concentrata alla base mediante l'introduzione di una cerniera plastica modellata tramite un elemento 'zeroLength'. Il comportamento isteretico

della cerniera è descritto mediante un materiale uniaxiale di tipo *isteretico attraverso il comando “ops.uniaxialMaterial”*, che consente di simulare la risposta ciclica momento-rotazione. La legge costitutiva del materiale è definita in forma discreta attraverso punti caratteristici della curva momento-rotazione. Ovvero attraverso il momento di snervamento M_n e la corrispondente rotazione θ_1 ed il momento ultimo M_u e la rotazione ultima θ_u .

Il modello adottato consente di rappresentare la dissipazione energetica mediante l'area racchiusa nei cicli isteretici, che costituisce uno dei principali meccanismi di riduzione della risposta sismica. Nella formulazione adottata non si tengono in considerazione i fenomeni di degrado ciclico della rigidezza e della resistenza. Di seguito viene illustrato un esempio di grafico momento-rotazione in seguito ad una analisi dinamica non lineare.

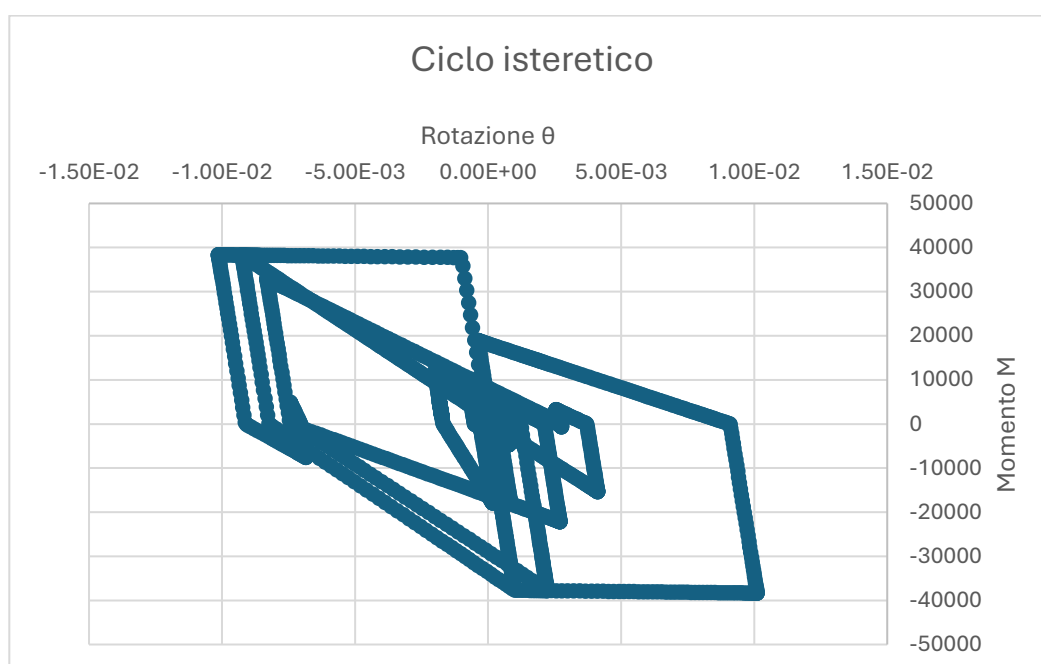


Figura 31 Rappresentazione del ciclo di isteresi momento-rotazione della pila soggetta ad un input sismico

Ovviamente come si vede dal grafico i cicli sono piuttosto irregolari questo è dovuto alla variabilità dell'input sismico reale, dal momento che non si è utilizzato un carico ciclico controllato. Essendo i cicli sufficientemente larghi vuol dire che c'è una dissipazione energetica abbastanza significativa, l'andamento irregolare dei cicli conferma anche la presenza di deformazioni permanenti, associate all'accumulo di rotazioni plastiche durante il sisma, confermando il comportamento non lineare della struttura.

La legge isteretica definita nel modello rappresenta il comportamento costitutivo della cerniera plastica, espresso in termini di relazione momento-rotazione e definito prendendo punti caratteristici della relazione momento-rotazione, il materiale utilizza regole per

determinare il percorso di risposta in funzione della storia di carico. Dal punto di vista matematico il comportamento può essere espresso in forma generale come:

$$M = f(\theta, H)$$

Dove H rappresenta la storia di carico.

Effetti P- Δ

Quando le strutture si spostano lateralmente, i carichi gravitazionali inducono momenti aggiuntivi oltre a quelli derivanti dalle forze di inerzia orizzontali. Il momento alla base sarà dato da:

$$M = FH + P\Delta$$

Dove:

FH è il momento di primo ordine;

$P\Delta$ è il momento di secondo ordine.

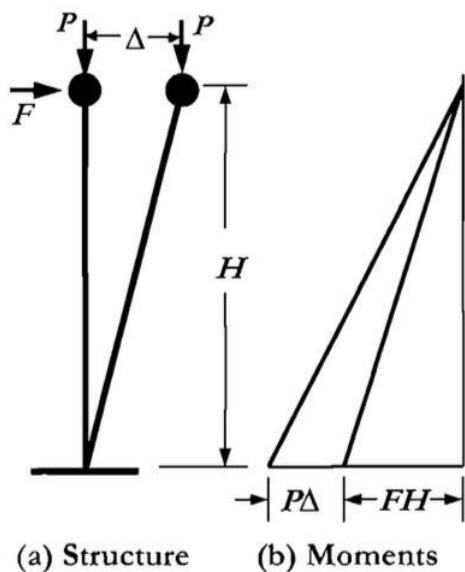


Figura 32 schema rappresentativo delle quote di momento dovute agli effetti del primo ordine e del secondo ordine

La capacità a flessione alla base contrasta la forza di inerzia laterale, quest'ultima dipende dagli effetti P- Δ secondo la seguente relazione:

$$F = \frac{M_D - P\Delta}{H}$$

Dove M_D è il momento resistente a flessione della sezione.

In figura 33 si vede come gli effetti P- Δ non solo riducono la forza laterale che il sistema può sopportare, ma modificano proprio le caratteristiche della curva forza-spostamento.

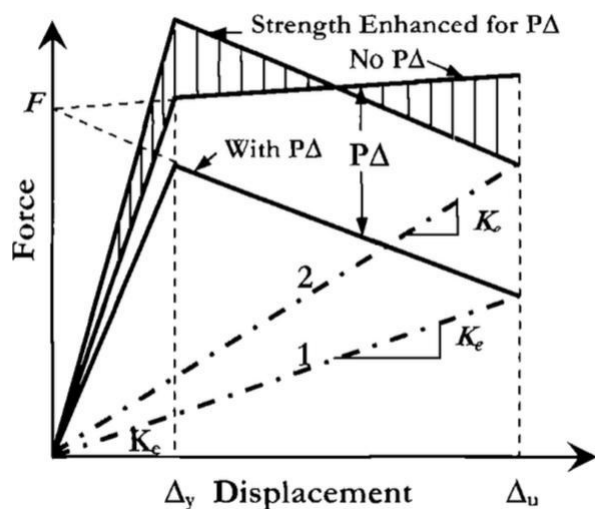


Figura 33 Rappresentazione dello spostamento della curva forza-spostamento dovuto agli effetti P- Δ

La rigidezza effettiva iniziale è ridotta e la rigidezza post snervamento può diventare negativa.

Data l'importanza degli effetti P- Δ viene spesso quantificata con un'indice di stabilità θ_Δ , che confronta l'entità del momento generato dallo sforzo assiale per lo spostamento massimo previsto, con la capacità a flessione della struttura:

$$\theta_\Delta = \frac{P\Delta_{max}}{M_D}$$

Nel modello numerico gli effetti del secondo ordine sono stati considerati mediante l'utilizzo della trasformazione geometrica *PDelta*, implementata in OpenSees tramite il comando "geomTransf", che consente di tener conto dell'influenza della configurazione deformata sulla risposta globale della struttura.

Procedura di esecuzione delle analisi dinamiche non lineari

Le analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo (Nonlinear Time History Analysis, NTHA) sono state eseguite per ciascuno degli 81 casi studio, definendo il modello numerico della pila, comprensivo delle proprietà geometriche, meccaniche e delle leggi costitutive non lineari. Successivamente, è stata eseguita un'analisi statica preliminare, volta all'applicazione del carico assiale agente sulla struttura. Tale fase consente di stabilire uno stato tensionale iniziale realistico, che viene mantenuto costante durante l'analisi dinamica.

Dopodiché si procede alla caratterizzazione dinamica del sistema attraverso un'analisi modale, dalla quale si ricavano le frequenze proprie e i periodi di vibrazione. Queste informazioni sono utilizzate per la definizione dei parametri di smorzamento, modellato mediante la formulazione di Rayleigh.

L'analisi dinamica viene quindi eseguita applicando alla base del modello accelerogrammi reali, nello specifico è prevista l'analisi di 81 configurazioni strutturali (casi studio), ciascuna sottoposta a un set di 20 accelerogrammi, scelti compatibilmente con 16 livelli diversi di intensità, generando un totale di analisi dinamiche non lineari pari a:

$$81 \times 20 \times 16 = 25920$$

L'analisi dinamica viene quindi eseguita applicando alla base del modello degli accelerogrammi reali, introdotti come serie temporali di accelerazione.

Le analisi sono state automatizzate impostando uno script che consenta la generazione delle combinazioni dei modelli strutturali, con i rispettivi segnali sismici per ogni livello di intensità. Al fine di ridurre i tempi computazionali, le analisi sono state eseguite in parallelo sfruttando le capacità di calcolo in multiprocessing.

Durante ciascuna analisi, la risposta della struttura è stata calcolata nel dominio del tempo mediante integrazione numerica, tenendo conto sia della non linearità dei materiali, attraverso modelli isteretici, sia della non linearità geometrica, mediante l'inclusione degli effetti del secondo ordine (P-Δ). La soluzione del problema non lineare è stata ottenuta tramite procedure iterative, con strategie di controllo della convergenza e algoritmi alternativi che sono stati attivati in caso di difficoltà numeriche.

I risultati sono stati salvati in termini di spostamenti, forze e momenti al fine di consentirne la successiva rielaborazione per tracciare le curve di fragilità.

Costruzione delle curve di fragilità

Nel presente lavoro, la costruzione delle curve di fragilità è stata effettuata a partire dai risultati delle analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo, adottando la procedura della Multiple Stripe Analysis (MSA). Tale approccio consente di valutare la probabilità di superamento degli stati limite scelti, tenendo conto della variabilità del moto sismico.

Nel metodo MSA le analisi vengono eseguite su un insieme discreto di livelli di intensità predefiniti. Per ciascun livello di intensità (IM), viene selezionato un set di accelerogrammi spettro-compatibili, in modo da rappresentare la variabilità del moto del suolo a parità di

intensità. Dato che per ogni caso studio sono stati fissati 16 livelli di intensità e 20 accelerogrammi per ogni livello, avremo 320 analisi per ogni singolo caso studio.

Per ogni analisi, la risposta strutturale è stata valutata in termini di parametro di domanda ingegneristica (EDP), rappresentato dallo spostamento in testa alla pila o dalla rotazione alla base. Il raggiungimento degli stati limite è stato verificato confrontando tali grandezze con le soglie di capacità sullo spostamento definite a priori.

Per ciascun livello di intensità $IM = x_j$ è stato possibile determinare il numero z_j di analisi in cui si verifica il superamento dello stato limite considerato, rispetto al numero totale n_j di accelerogrammi analizzati a quel livello. La stima della probabilità di superamento è quindi ottenuta come:

$$p_j = z_j/n_j$$

I punti così ottenuti rappresentano una stima discreta della funzione di fragilità. Per ottenere una rappresentazione continua della stessa, è stato adottato un modello probabilistico log-normale, i cui parametri sono stimati mediante il metodo della massima verosimiglianza.

Assumendo che la probabilità di superamento dello stato limite segua una distribuzione log-normale, essa può essere espressa come:

$$P(DS \geq d | IM = x) = \Phi \left(\ln \left(\frac{x}{\theta_d} \right) / \beta_d \right)$$

Dove:

θ_d rappresenta la mediana della capacità;

β_d la dispersione logaritmica.

La stima dei parametri θ_d e β_d viene effettuata massimizzando la funzione di verosimiglianza costruita a partire dalla distribuzione binomiale dei superamenti osservati ai diversi livelli di intensità. In particolare, si massimizza il logaritmo della funzione di verosimiglianza, espresso come:

$$L(\theta, \beta) = \sum_{j=1}^m \left[z_j \ln \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta} \right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta} \right) \right) \right]$$

Dove 'm' è il numero totale di livelli di intensità considerati.

Una volta stimati i parametri θ_d e β_d , è possibile tracciare la curva di fragilità continua per ciascuno stato limite, ottenendo una funzione che esprime la probabilità di superamento in funzione dell'intensità sismica.

Risultati

Nel presente capitolo vengono presentati e discussi i risultati ottenuti con il metodo del Multiple Stripes Analysis (MSA).

Le curve di fragilità sono espresse attraverso la distribuzione log-normale, utilizzando i parametri θ_d (intensità mediana associata allo stato limite d) e β_d (dispersione logaritmica). Le curve di fragilità sono state costruite a partire dai risultati di analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo, utilizzando una formulazione log-normale e stimando i parametri θ_d e β_d mediante il metodo della massima verosimiglianza.

Definizione delle misure di intensità e della domanda strutturale

Per ciascun accelerogramma considerato, si è elaborato il segnale sismico calcolando le principali misure di intensità (Intensity Measures, IM). In particolare, sono state adottate come parametri rappresentativi l'accelerazione massima al suolo (Peak Ground Acceleration, PGA) e l'accelerazione spettrale al primo periodo della struttura $S_a(T_1)$. La PGA è definita come il valore massimo in valore assoluto dell'accelerazione nel tempo:

$$PGA = \max_t |a_g(t)|$$

Dove $a_g(t)$ rappresenta l'accelerazione del suolo registrata dall'accelerogramma.

Mentre l'accelerazione spettrale $S_a(T_1)$ o PSA, è invece ricavata dallo spettro di risposta elastico, ottenuto risolvendo l'equazione del moto di un oscillatore semplice lineare smorzato soggetto ad una specifica azione sismica (accelerogramma). Per un periodo generico T può essere definita come:

$$S_a(T) = \max_t |u(\ddot{t}, T)|$$

Dove $u(\ddot{t}, T)$ rappresenta l'accelerazione relativa dell'oscillatore di periodo T .

Nel presente lavoro, l'interesse è rivolto specificamente alla determinazione delle curve di fragilità considerando la PGA come intensity measure. La PGA è una delle intensity measures più diffuse nella pratica ingegneristica e nella normativa, oltre a consentire un confronto immediato con numerosi studi presenti in letteratura. Per questo motivo essa è stata assunta come parametro di riferimento nelle analisi sviluppate nel presente lavoro, mentre le curve basate sulla PSA vengono presentate principalmente a scopo comparativo. Il valore di PGA rappresenta anche l'intercetta sull'asse delle ordinate dello spettro in pseudo-accelerazione calcolato per ciascun accelerogramma.

Dalle analisi dinamiche non lineari nel dominio del tempo viene estratto il parametro di domanda ingegneristica (Engineering Demand Parameter, EDP). Nel presente studio, esso è assunto pari allo spostamento massimo in testa dell'elemento strutturale:

$$EDP = \max_t |u(t)|$$

Dove $u(t)$ rappresenta lo spostamento nel tempo del nodo di controllo.

Quindi per ciascun livello di intensità e per ogni accelerogramma, il raggiungimento degli stati limite viene verificato controllando la domanda strutturale con la corrispondente capacità.

Quindi viene fatto un conteggio di quanti degli accelerogrammi comportino il superamento delle rispettive soglie di capacità degli stati limite:

$$EDP > EDP_k$$

Dove EDP_k rappresenta la soglia di capacità associata allo stato limite k-esimo.

Determiniamo così il numero di analisi che superano la soglia dello stato limite per ogni intensità e questo conteggio costituisce poi la base di partenza per la modellazione probabilistica per la costruzione delle curve di fragilità, come già descritto nella teoria.

Per ottenere le curve di fragilità, si è scelto di utilizzare come indice di intensità (IM) l'accelerazione di picco al suolo (PGA) di ciascun caso analizzato. Successivamente sarà fatto un breve confronto con le curve ottenute utilizzando la PSA. Il valore di intensità associato a ciascun livello IM è stato determinato calcolando la media PGA, ottenute dagli eventi sismici considerati per ciascun livello di intensità.

Nella seguente tabella si riportano i parametri significativi i parametri di media θ e deviazione standard β della distribuzione log-normale per ogni stato limite considerato.

Tabella 4 media e deviazione standard della distribuzione di probabilità per ogni stato limite e modello considerati

model	H/A	v	rho_l	w	DS1: Theta	DS1: Beta	DS2: Theta	DS2: Beta	DS3: Theta	DS3: Beta	DS4: Theta	DS4: Beta	DS5: Theta	DS5: Beta
0	3	4	0.3	1	0.120835	0.1713	0.24578	0.19178	0.5168	0.21941	0.57857	0.26556		

1	3	4	0.3	6	0.147434	0.1182	0.2941	0.17664	0.5823	0.22623	0.64355	0.1913		
2	3	4	0.3	#	0.150491	0.0993	0.31928	0.20988	0.6281	0.18269	0.69553	0.22009		
3	3	4	0.9	1	0.1448	0.1099	0.26378	0.18171	0.545	0.20182	0.62053	0.24027		
4	3	4	0.9	6	0.164763	0.0954	0.38145	0.14246	0.7752	0.19864	0.85012	0.18485		
5	3	4	0.9	#	0.197135	0.1616	0.42407	0.1481	0.8346	0.19479	1.05344	0.29349		
6	3	4	1.5	1	0.146388	0.1017	0.29626	0.18057	0.5966	0.18966	0.64922	0.19621	0.49842	0.18713
7	3	4	1.5	6	0.197135	0.1616	0.43522	0.15509	0.844	0.19409	1.18373	0.35086		
8	3	4	1.5	#	0.22937	0.2406	0.55763	0.15156	1.2583	0.28068				
9	3	8	0.3	1	0.122405	0.1777	0.2435	0.1875	0.509	0.20853	0.61494	0.27374		
10	3	8	0.3	6	0.140087	0.1751	0.25413	0.17211	0.5479	0.20123	0.62315	0.22913		
11	3	8	0.3	#	0.147434	0.1182	0.28561	0.18833	0.5823	0.21901	0.65596	0.20477		
12	3	8	0.9	1	0.133781	0.1631	0.25318	0.19271	0.5361	0.20823	0.6255	0.25931	0.50312	0.2273
13	3	8	0.9	6	0.153226	0.082	0.32762	0.21684	0.6631	0.1881	0.72966	0.23577		
14	3	8	0.9	#	0.162086	0.1092	0.37512	0.14902	0.7597	0.24756	0.83899	0.18174		
15	3	8	1.5	1	0.1448	0.1099	0.26378	0.18171	0.5533	0.21439	0.61452	0.2182	0.42148	0.20077
16	3	8	1.5	6	0.163055	0.0894	0.37934	0.15447	0.7764	0.22533	0.84738	0.18952		
17	3	8	1.5	#	0.18763	0.1875	0.43114	0.13829	0.8726	0.21794	0.96392	0.2013		
18	3	#	0.3	1	0.124124	0.1957	0.2464	0.18221	0.5065	0.20506	0.62844	0.29539		
19	3	#	0.3	6	0.133781	0.1631	0.24866	0.1862	0.5416	0.2127	0.64846	0.25132		
20	3	#	0.3	#	0.1448	0.1099	0.26378	0.18171	0.5587	0.21405	0.63662	0.23671		
21	3	#	0.9	1	0.127802	0.1704	0.25615	0.18578	0.5203	0.22632	0.63166	0.26704	0.46877	0.24795
22	3	#	0.9	6	0.151791	0.1116	0.30766	0.18214	0.6222	0.1951	0.67513	0.22357		
23	3	#	0.9	#	0.15458	0.0904	0.32321	0.2465	0.6761	0.21034	0.79109	0.26544		
24	3	#	1.5	1	0.133781	0.1631	0.24663	0.17032	0.539	0.20618	0.64531	0.24912	0.35588	0.20752
25	3	#	1.5	6	0.157318	0.0869	0.32862	0.23691	0.6893	0.21623	0.81387	0.27377		
26	3	#	1.5	#	0.163055	0.0894	0.38741	0.14508	0.8272	0.225	0.86844	0.19963		
27	6	4	0.3	1	0.251887	0.273	0.45637	0.29864	0.6095	0.39701	0.60952	0.39701		
28	6	4	0.3	6	0.247386	0.2244	0.48264	0.31762	0.7668	0.35368	0.77158	0.33571		
29	6	4	0.3	#	0.24078	0.1887	0.47515	0.33729	0.865	0.38813	0.84952	0.21823		
30	6	4	0.9	1	0.251887	0.273	0.46453	0.30259	0.7447	0.40066	0.7447	0.40066		
31	6	4	0.9	6	0.228274	0.0274	0.45841	0.2617	0.8776	0.14922	0.93249	0.17763		
32	6	4	0.9	#	0.259094	0.1392	0.55175	0.19581	0.9994	0.14033	1.04799	0.15654		
33	6	4	1.5	1	0.244629	0.2288	0.48198	0.3157	0.7935	0.35398	0.7978	0.35102		
34	6	4	1.5	6	0.256822	0.135	0.55126	0.232	1.048	0.15654				
35	6	4	1.5	#	0.27476	0.1483	0.66026	0.1568						
36	6	8	0.3	1	0.252449	0.2569	0.4709	0.30216	0.819	0.34204	0.81904	0.34204		
37	6	8	0.3	6	0.258828	0.2554	0.47996	0.31884	0.8312	0.15008	0.85056	0.15458		
38	6	8	0.3	#	0.256789	0.2434	0.49521	0.32033	0.9272	0.17178	0.958	0.18592		
39	6	8	0.9	1	0.256885	0.2692	0.46964	0.30888	0.8141	0.23162	0.83708	0.25033		
40	6	8	0.9	6	0.238441	0.1825	0.47025	0.29618	0.8924	0.19962	0.92552	0.17864		
41	6	8	0.9	#	0.228422	0.172	0.46153	0.24621	0.8955	0.15842	0.96498	0.17373		
42	6	8	1.5	1	0.256082	0.2552	0.48026	0.30668	0.8506	0.15458	0.86795	0.1687		
43	6	8	1.5	6	0.230043	0.0263	0.4684	0.25076	0.9073	0.16543	0.93848	0.13249		

44	6	8	1.5	#	0.256822	0.135	0.547	0.19291	1.048	0.15654				
45	6	#	0.3	1	0.255176	0.2521	0.46444	0.30661	0.821	0.16965	0.84	0.18388		
46	6	#	0.3	6	0.258828	0.2554	0.47459	0.31877	0.8699	0.15407	0.9039	0.16979		
47	6	#	0.3	#	0.261523	0.2604	0.48279	0.30427	0.9272	0.17178	0.94982	0.18703		
48	6	#	0.9	1	0.25918	0.2698	0.46964	0.30888	0.8756	0.20218	0.86301	0.16007		
49	6	#	0.9	6	0.250749	0.225	0.487	0.32717	0.901	0.17452	0.92078	0.17319		
50	6	#	0.9	#	0.235838	0.1854	0.46922	0.28988	0.8905	0.15983	0.93249	0.17763		
51	6	#	1.5	1	0.258828	0.2554	0.47996	0.31884	0.8747	0.15333	0.9039	0.16979		
52	6	#	1.5	6	0.238441	0.1825	0.47659	0.30347	0.8905	0.15983	0.93249	0.17763		
53	6	#	1.5	#	0.229762	0.124	0.4877	0.21071	0.9657	0.13733	1.04799	0.15654		
54	9	4	0.3	1	0.740673	0.4062	0.78186	0.34739	0.7819	0.34739	0.78186	0.34739		
55	9	4	0.3	6	0.668072	0.4448	1.12695	0.59594	1.1269	0.59594	1.12695	0.59594		
56	9	4	0.3	#	0.560907	0.3737	0.91145	0.32684	0.9454	0.35147	0.94542	0.35147		
57	9	4	0.9	1	0.691129	0.4478	0.9989	0.55414	0.9989	0.55414	0.9989	0.55414		
58	9	4	0.9	6	0.522832	0.4366	0.93006	0.22197	0.9301	0.22197	0.93006	0.22197		
59	9	4	0.9	#	0.506188	0.3299	0.86172	0.14859	0.965	0.17373	0.96498	0.17373		
60	9	4	1.5	1	0.648745	0.4643	0.9809	0.39708	0.9809	0.39708	0.9809	0.39708		
61	9	4	1.5	6	0.511422	0.339	0.85733	0.14924	0.965	0.17373	0.96498	0.17373		
62	9	4	1.5	#	0.498276	0.3383	0.97823	0.35796						
63	9	8	0.3	1	0.6981	0.4799	0.96034	0.34735	0.9603	0.34735	0.96034	0.34735		
64	9	8	0.3	6	0.655139	0.4772	1.02541	0.36184	1.0538	0.37765	1.05379	0.37765		
65	9	8	0.3	#	0.592103	0.4085	1.1815	0.43225	1.3105	0.48926	1.31052	0.48926		
66	9	8	0.9	1	0.687926	0.4768	0.95433	0.30543	0.9543	0.30543	0.95433	0.30543		
67	9	8	0.9	6	0.570955	0.4212	1.02541	0.36184	1.0451	0.2748	1.04509	0.2748		
68	9	8	0.9	#	0.554663	0.4127	0.93006	0.22197	0.9886	0.20461	0.96498	0.17373		
69	9	8	1.5	1	0.644324	0.4624	0.97961	0.33566	1.0538	0.37765	1.05379	0.37765		
70	9	8	1.5	6	0.54793	0.3978	0.91302	0.20976	0.965	0.17373	0.96498	0.17373		
71	9	8	1.5	#	0.52942	0.343	0.89193	0.15358						
72	9	#	0.3	1	0.6981	0.4799	1.10984	0.38971	1.1098	0.38971	1.10984	0.38971		
73	9	#	0.3	6	0.667634	0.4426	1.07955	0.36419	1.2919	0.46261	1.29191	0.46261		
74	9	#	0.3	#	0.607373	0.414	1.14268	0.41628	1.4813	0.55018	1.48128	0.55018		
75	9	#	0.9	1	0.675326	0.4598	1.12916	0.39243	1.1659	0.40716	1.16588	0.40716		
76	9	#	0.9	6	0.59706	0.3924	0.93006	0.22197	1.0687	0.2822	1.06872	0.2822		
77	9	#	0.9	#	0.55888	0.4096	0.93006	0.22197	0.9899	0.18553	1.03654	0.21107		
78	9	#	1.5	1	0.677677	0.4499	1.09201	0.38754	1.2919	0.46261	1.29191	0.46261		
79	9	#	1.5	6	0.55171	0.4099	0.89237	0.19962	0.9899	0.18553	0.98989	0.18553		
80	9	#	1.5	#	0.535323	0.4013	0.91302	0.20976						

Nella seguente trattazione non sono stati considerati i casi in cui i numeri di raggiungimento dello specifico stato limite sono risultati nulli o inferiori ad un numero minimo affinché possa essere considerata valida la funzione di densità di probabilità log-normale con il metodo della massima verosimiglianza.

Di seguito viene presentata la tabella 5, che riguarda la rielaborazione statistica dei risultati ottenuti nella tabella precedente dalle analisi dinamiche non lineari, espressi in termini di media e deviazione standard. La rielaborazione statistica dei risultati è stata effettuata con lo scopo di descrivere meglio i risultati ottenuti.

Tabella 5 rielaborazione statistica dei dati della funzione di distribuzione di probabilità

	DS1: Theta	DS1: Beta	DS2: Theta	DS2: Beta	DS3: Theta	DS3: Beta	DS4: Theta	DS4: Beta	DS5: Theta	DS5: Beta
% valori	100	100	100	100	95	95	91	91	6	6
mean	0.3367	0.2520	0.5970	0.2607	0.8569	0.2541	0.8888	0.2657	0.4495	0.2141
std	0.2013	0.1332	0.2927	0.0943	0.2147	0.1090	0.1907	0.1062	0.0616	0.0238
min	0.1208	0.0263	0.2435	0.1383	0.5065	0.1373	0.5786	0.1325	0.3559	0.1871
25%	0.1631	0.1392	0.3793	0.1822	0.6893	0.1745	0.7514	0.1823	0.4215	0.2008
50%	0.2524	0.2288	0.4800	0.2369	0.8747	0.2103	0.9123	0.2324	0.4688	0.2075
75%	0.5479	0.3978	0.9130	0.3188	0.9809	0.3420	0.9769	0.3405	0.4984	0.2273
max	0.7407	0.4799	1.1815	0.5959	1.4813	0.5959	1.4813	0.5959	0.5031	0.2479

Analizzando i parametri possiamo dire che:

- Ad eccezione dei primi due stati limite DS1 e DS2, gli stati limite più severi, DS3 e DS4, sono stati raggiunti solo da un numero più contenuto di casi ma comunque sostanziale, pari rispettivamente al 95% per DS3 e il 91% per DS4;
- Lo stato limite corrispondente al superamento del taglio resistente alla base della pila è stato raggiunto solamente da 5 degli 81 casi totali, evidenziando che la rottura fragile a taglio è avvenuta solamente in quei casi specifici, che corrispondono ad uno dei casi in cui si ha in combinazione la struttura più tozza possibile ($H/A = 3$) ed il contenuto minimo di armatura trasversale ($\omega = 0.5$);
- I valori di θ associati agli stati limite DS_k rappresentano il valore di IM per il quale si ha una probabilità del 50% di raggiungere o superare ciascuno di tali stati limite, DS1, DS2, DS3, DS4 ed DS5, che sono rispettivamente 0.3367g, 0.5970g, 0.8569g, 0.8888g e 0.4495g;
- I parametri della deviazione standard β sono caratterizzati da valori che indicano la presenza di una certa variazione di forma tra le varie curve di fragilità per ciascun stato limite.

Curve di fragilità delle pile

Al fine di rendere leggibile il confronto tra gli 81 casi studio analizzati, le curve di fragilità sono state opportunamente raggruppate in funzione dei principali parametri geometrici e meccanici considerati nello studio, ovvero la snellezza della pila (H/A), lo sforzo assiale normalizzato (v), il rapporto di armatura longitudinale (ρ_l) e il rapporto volumetrico di confinamento (ω). Per ciascun parametro sono stati analizzati i diversi livelli di variabilità adottati e il comportamento è stato valutato per tutti gli stati limite considerati (DS1, DS2, DS3, DS4 e DS5). Tale organizzazione ha consentito di evidenziare l'influenza dei singoli parametri sulla vulnerabilità sismica delle pile, facilitando il confronto tra le diverse configurazioni strutturali.

Influenza della snellezza H/A

Curve di fragilità delle pile $H/A = 3$

Per quanto riguarda la pila caratterizzata da minore snellezza, è possibile osservare una tendenza secondo cui, all'aumentare della gravità dello stato limite considerato, le curve di fragilità tendono progressivamente a traslare verso destra. Tale comportamento risulta coerente con quanto atteso dal punto di vista fisico, poiché il raggiungimento di stati limite più severi richiede livelli di intensità sismica maggiori.

Un ulteriore aspetto osservabile riguarda l'incremento del range di intensità sismica associato al raggiungimento degli stati limite più gravosi. In particolare, le curve mostrano una dispersione maggiore, evidenziando una variabilità più ampia dell'intensità sismica in corrispondenza della quale può verificarsi il superamento dello stato limite.

Fragility Curves - $H/A = 3$

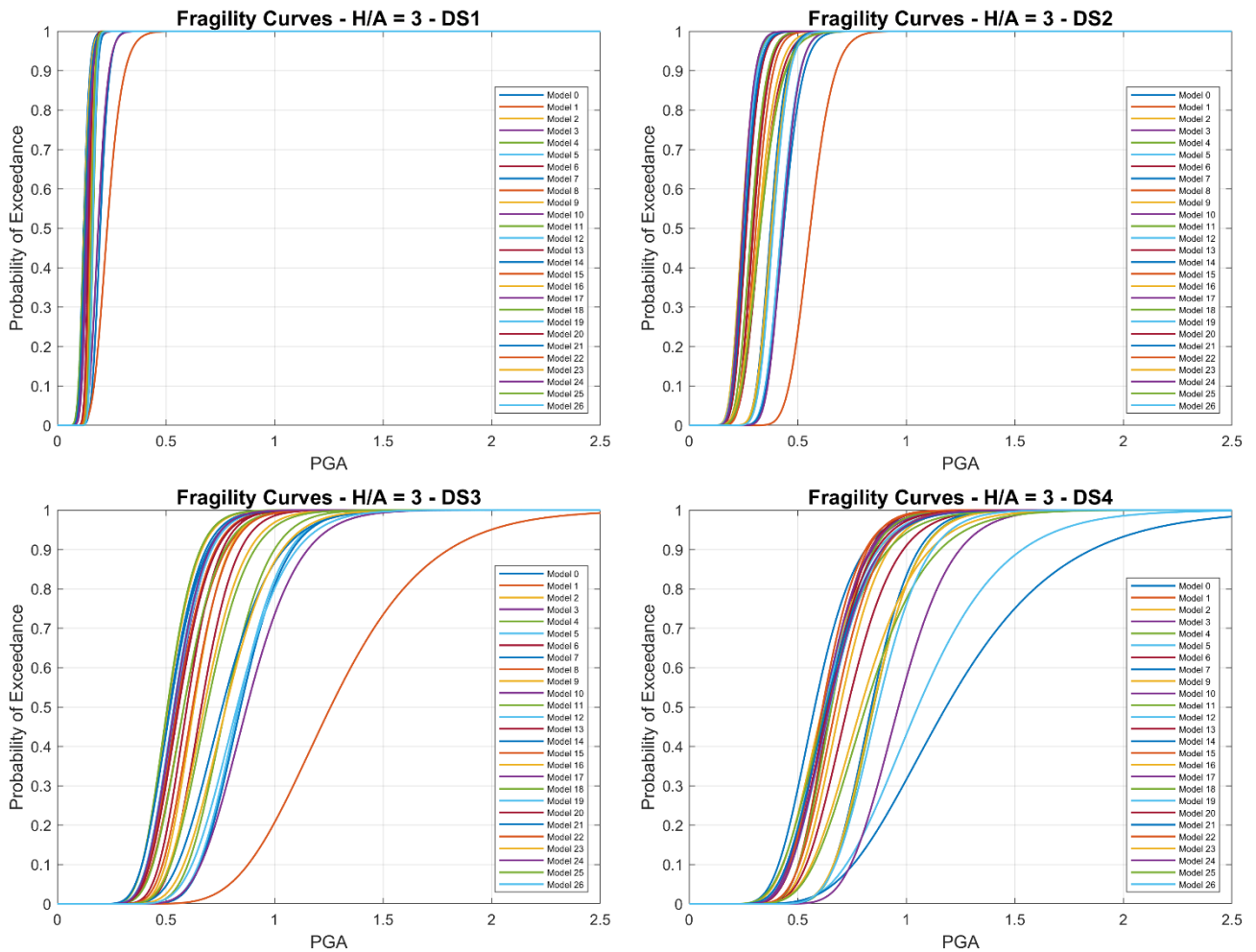


Figura 34 curve di fragilità delle pile con snellezza $H/A = 3$ raggruppate per stato limite

Tale fenomeno può essere giustificato considerando che, per livelli di danneggiamento più elevati, la risposta strutturale risulta maggiormente influenzata dalle non linearità del comportamento meccanico e dall'interazione tra i diversi parametri variabili del modello.

Inoltre, negli stati limite più severi assumono un ruolo più rilevante gli effetti dissipativi e la progressiva degradazione della rigidità strutturale, contribuendo ulteriormente all'aumento della dispersione delle curve di fragilità

Curve di fragilità delle pile $H/A = 6$

Nel caso caratterizzato da un rapporto $H/A = 6$, si osservano considerazioni analoghe a quelle precedenti in termini di traslazione delle curve al crescere della severità dello stato limite.

Tuttavia, rispetto alle pile più tozze, le curve di fragilità risultano complessivamente più

raggruppate, evidenziando un range di Intensity Measure meno ampio in corrispondenza del raggiungimento dello stato limite, specialmente per quanto riguarda l'EDP4.

Sebbene alcune curve presentino intersezioni locali dovute a differenti pendenze, la dispersione globale della risposta risulta inferiore rispetto ai casi caratterizzati da minore snellezza.

Tale comportamento può essere attribuito al fatto che, nelle pile più snelle, la risposta strutturale risulta prevalentemente governata dalla deformabilità flessionale, che tende a rendere più uniforme il comportamento dinamico dei diversi casi studio. Al contrario, nelle pile più tozze la maggiore rigidità strutturale evidentemente amplifica l'influenza degli altri parametri variabili del modello, determinando una dispersione più ampia delle curve di fragilità.

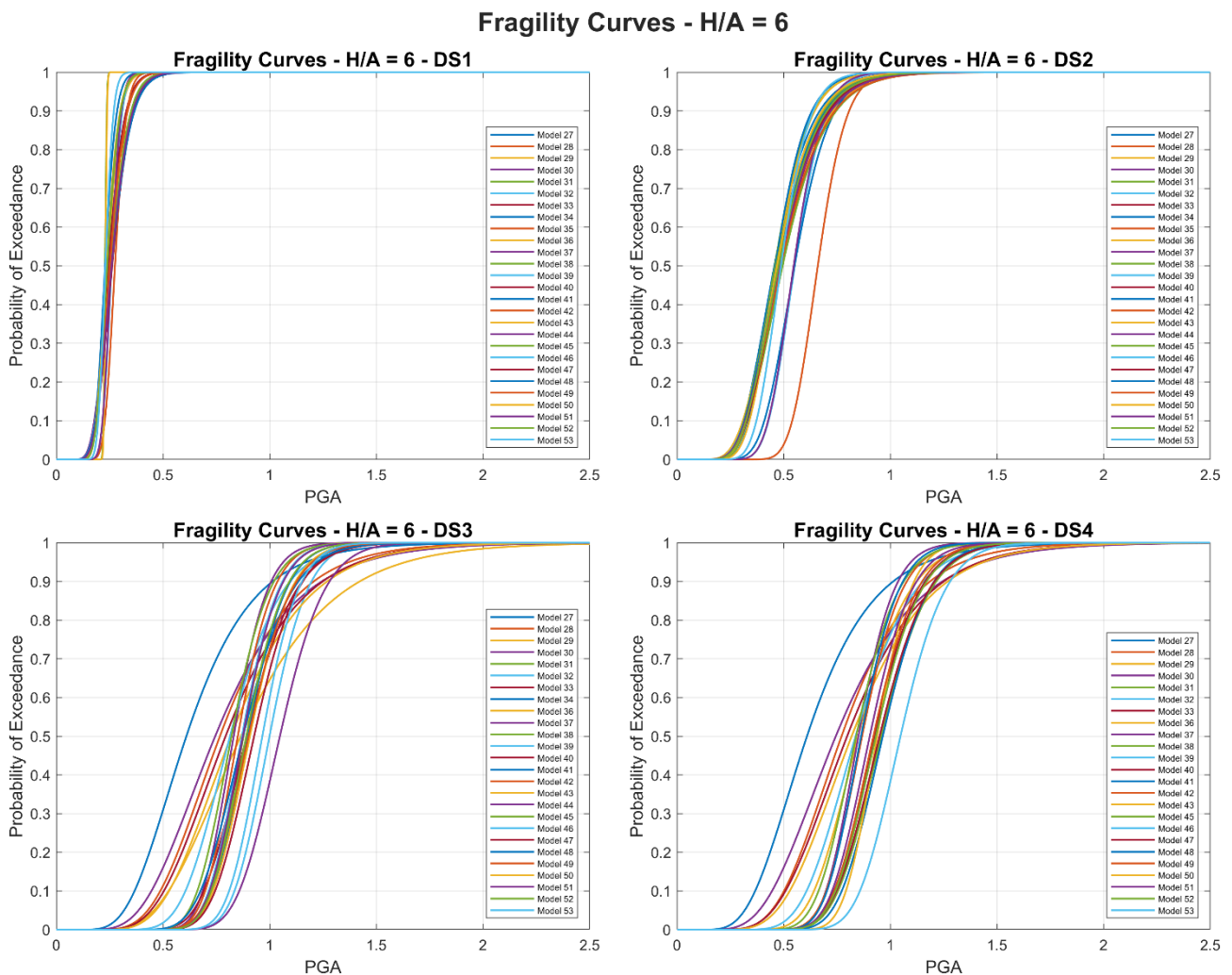


Figura 35 curve di fragilità delle pile con snellezza $H/A = 6$ raggruppate per stato limite

Curve di fragilità delle pile $H/A = 9$

Diversamente da quanto osservato per la configurazione con snellezza intermedia ($H/A = 6$), nel caso delle pile maggiormente snelle ($H/A = 9$) si registra un nuovo incremento della dispersione delle curve di fragilità.

Le curve risultano infatti distribuite su un intervallo più ampio di Intensity Measure, evidenziando una maggiore variabilità nella probabilità di raggiungimento degli stati limite tra i diversi casi studio.

Tale comportamento suggerisce come, per valori elevati della snellezza, la risposta strutturale diventi maggiormente sensibile alle variazioni parametriche considerate nell'analisi.

L'elevata deformabilità delle pile snelle comporta infatti un incremento della domanda di spostamento e una maggiore influenza degli effetti non lineari e del secondo ordine, determinando differenze maggiori nella risposta sismica dei modelli.

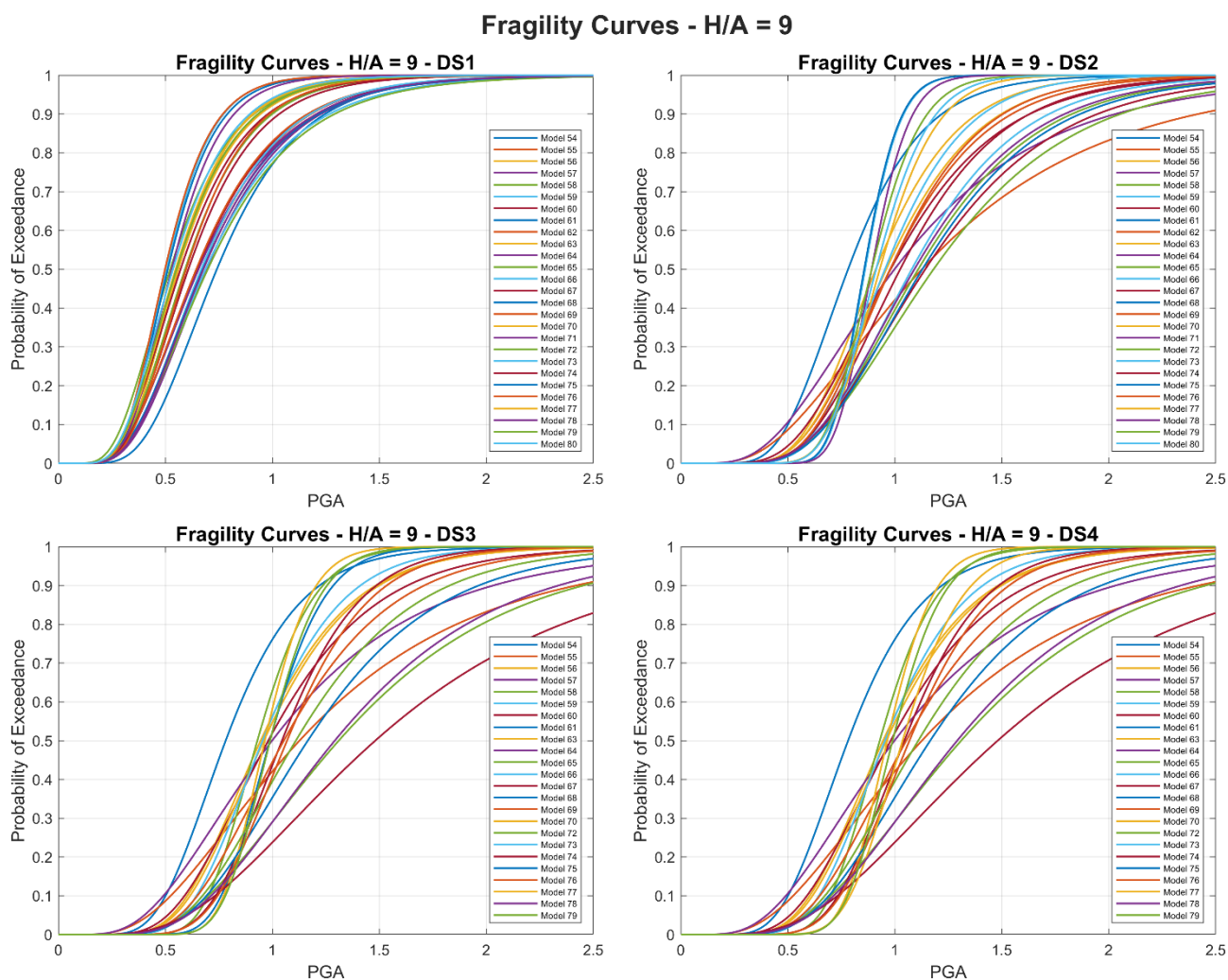


Figura 36 curve di fragilità delle pile con snellezza $H/A = 9$ raggruppate per stato limite

Curve di fragilità dello stato limite di resistenza a taglio EDP5 ($H/A=3$)

Per quanto riguarda lo stato limite di danno associato alla resistenza a taglio (DSS), è stato possibile costruire le curve di fragilità esclusivamente per la configurazione caratterizzata da minore snellezza ($H/A = 3$).

Nei casi con rapporto $H/A = 6$ e $H/A = 9$, il numero di superamenti registrati non è risultato sufficiente a consentire una definizione statisticamente significativa delle curve di fragilità. Le pile più tozze, essendo caratterizzate da maggiore rigidità laterale, tendono infatti a sviluppare azioni taglianti più elevate durante l'evento sismico, risultando maggiormente vulnerabili rispetto a meccanismi di crisi a taglio.

Al contrario, nelle configurazioni più snelle la risposta strutturale risulta prevalentemente governata dalla deformabilità flessionale e dalla domanda di spostamento, riducendo l'incidenza del raggiungimento dello stato limite associato al taglio.

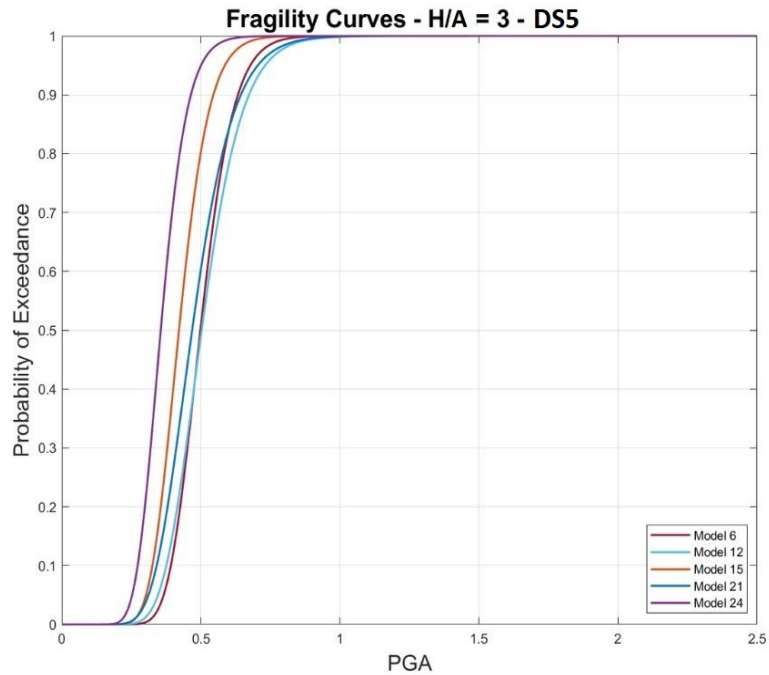


Figura 37 Curve di fragilità relative allo stato limite di superamento della resistenza a taglio EDP5 e snellezza $H/A = 3$

Curve di fragilità dello stato limite EDP1 al variare di H/A

Considerando le curve di fragilità a parità di stato limite, è possibile osservare come la dispersione della risposta vari al modificarsi della snellezza della pila.

In particolare, la configurazione più tozza presenta una dispersione relativamente contenuta delle curve di fragilità. La pila caratterizzata da snellezza intermedia mostra un comportamento ancora più raccolto, sebbene le differenze rispetto al caso precedente risultino limitate.

Diversamente, la configurazione più snella evidenzia una dispersione nettamente superiore rispetto alle altre due classi di snellezza. In tale caso le curve risultano caratterizzate anche da una maggiore pendenza.

Fragility Curves grouped by H/A - DS1

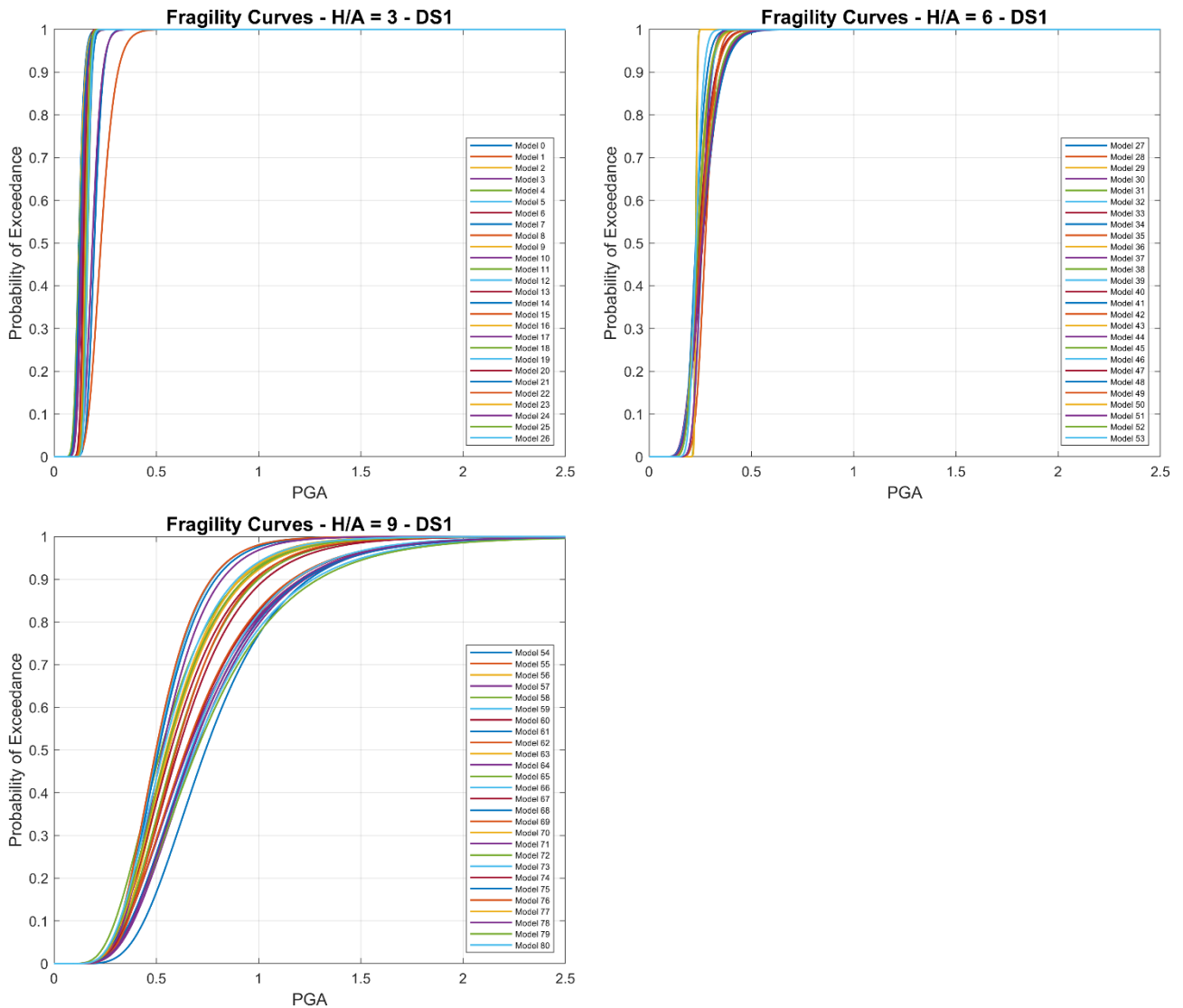


Figura 38 Curve di fragilità dello stato limite EDP1 al variare della snellezza H/A

I risultati evidenziano come configurazioni caratterizzate da snellezza elevata non solo risultino maggiormente vulnerabili, ma presentino anche una risposta strutturale meno uniforme rispetto ai casi con snellezza ridotta o intermedia.

L'aumento della dispersione osservato per $H/A = 9$ suggerisce infatti una maggiore sensibilità della risposta sismica alle variazioni parametriche considerate, con conseguente incremento dell'incertezza associata alla probabilità di raggiungimento dello stato limite.

Curve di fragilità degli stati limite EDP2, EDP3 e EDP4 al variare di H/A

Anche gli stati limite EDP2, EDP3 ed EDP4 confermano la tendenza precedentemente osservata.

Le configurazioni con snellezza elevata mostrano una dispersione maggiore rispetto ai casi con H/A ridotto o intermedio, evidenziando una risposta maggiormente sensibile alle variazioni parametriche, come mostrato nelle seguenti figure:

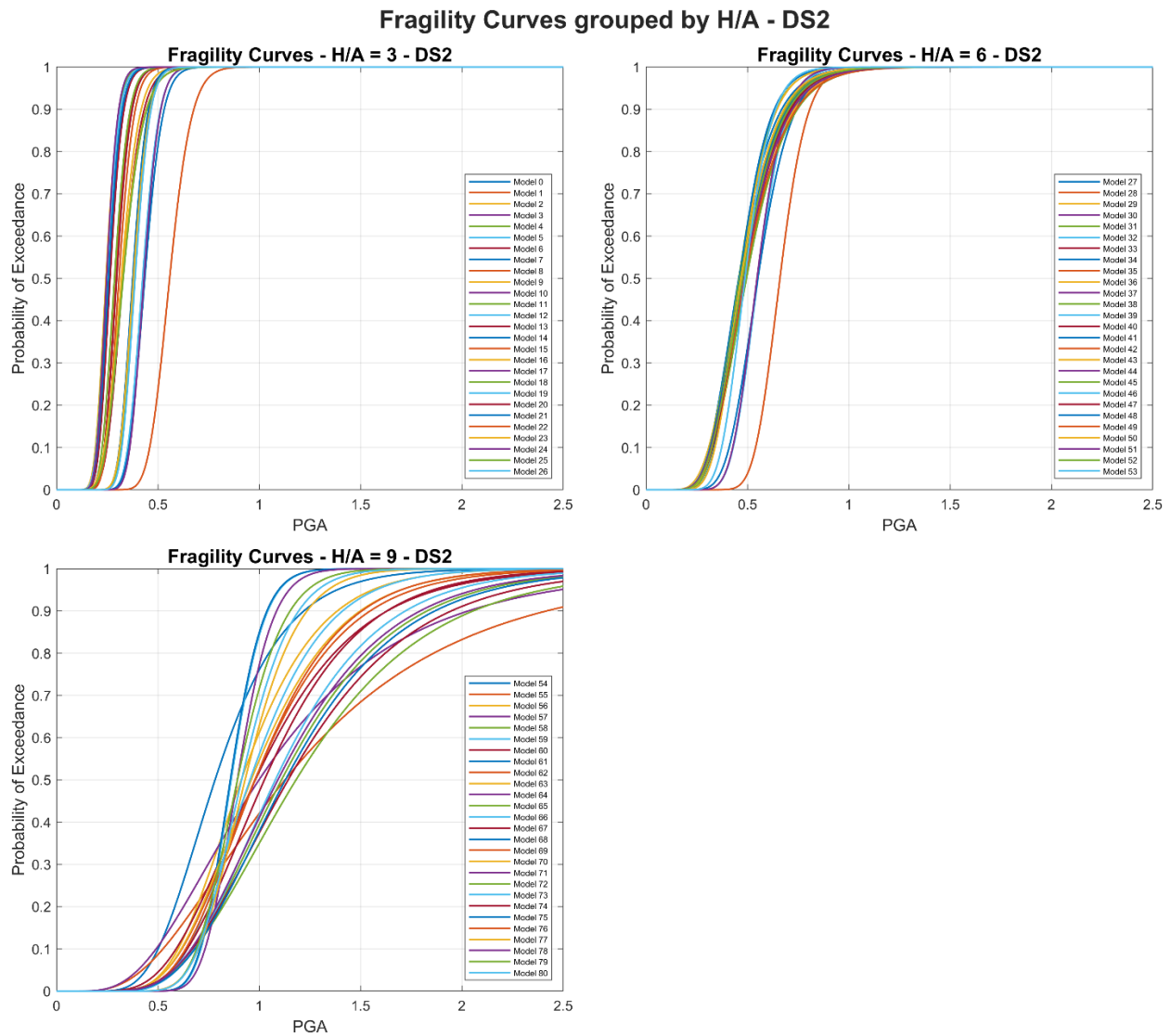


Figura 39 Curve di fragilit  dello stato limite EDP2 al variare della snellezza H/A

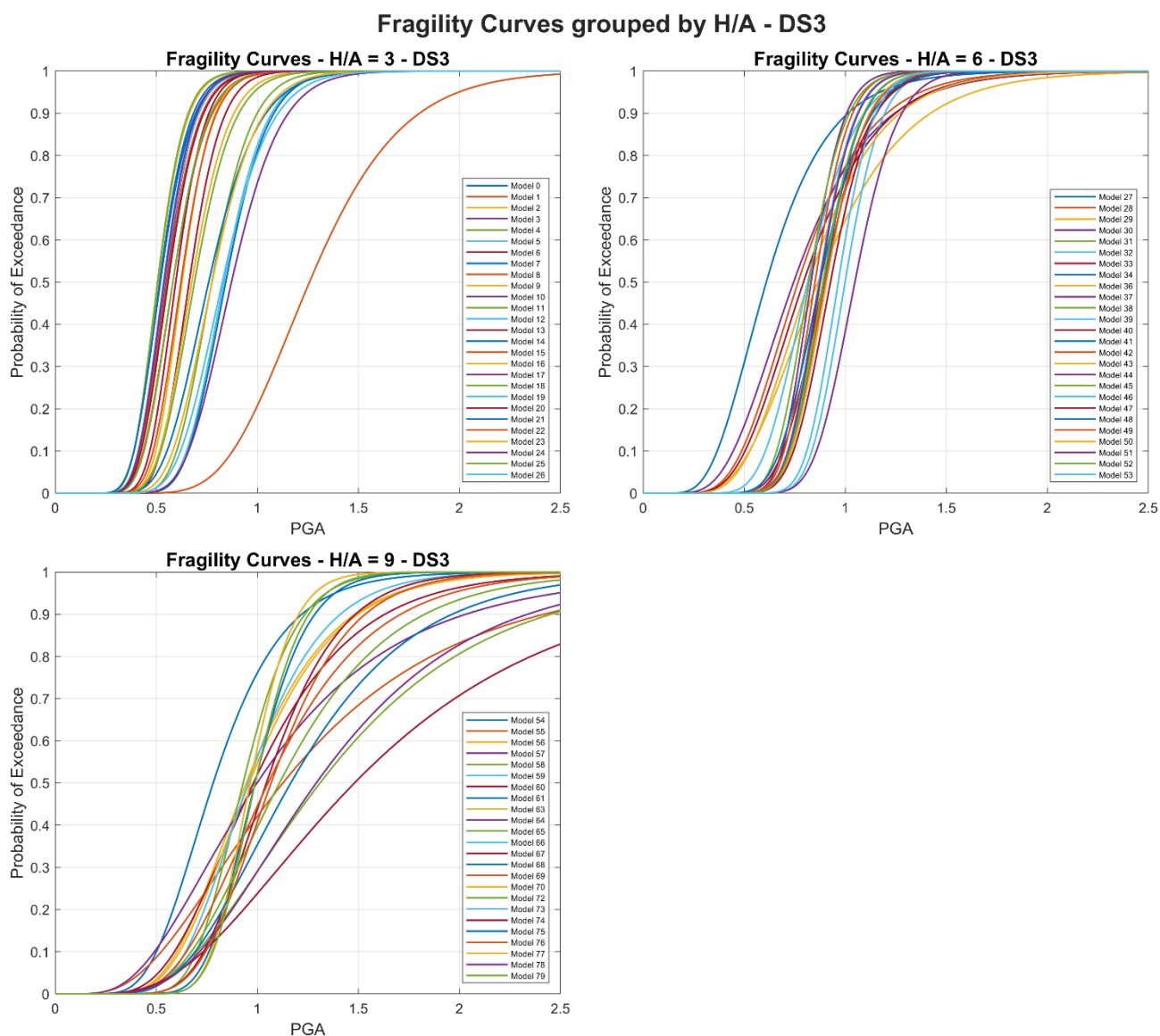


Figura 40 Curve di fragilità dello stato limite EDP3 al variare della snellezza H/A

Per le curve associate allo stato limite EDP4, si osserva come la configurazione con snellezza intermedia ($H/A = 6$) presenti una dispersione complessivamente più contenuta rispetto sia alle pile più tozze ($H/A = 3$) sia a quelle maggiormente snelle ($H/A = 9$). Questo vuol dire che la configurazione intermedia è caratterizzata da una risposta strutturale più uniforme, mentre nei casi estremi di snellezza la risposta risulta maggiormente sensibile alle variazioni dei parametri del modello.

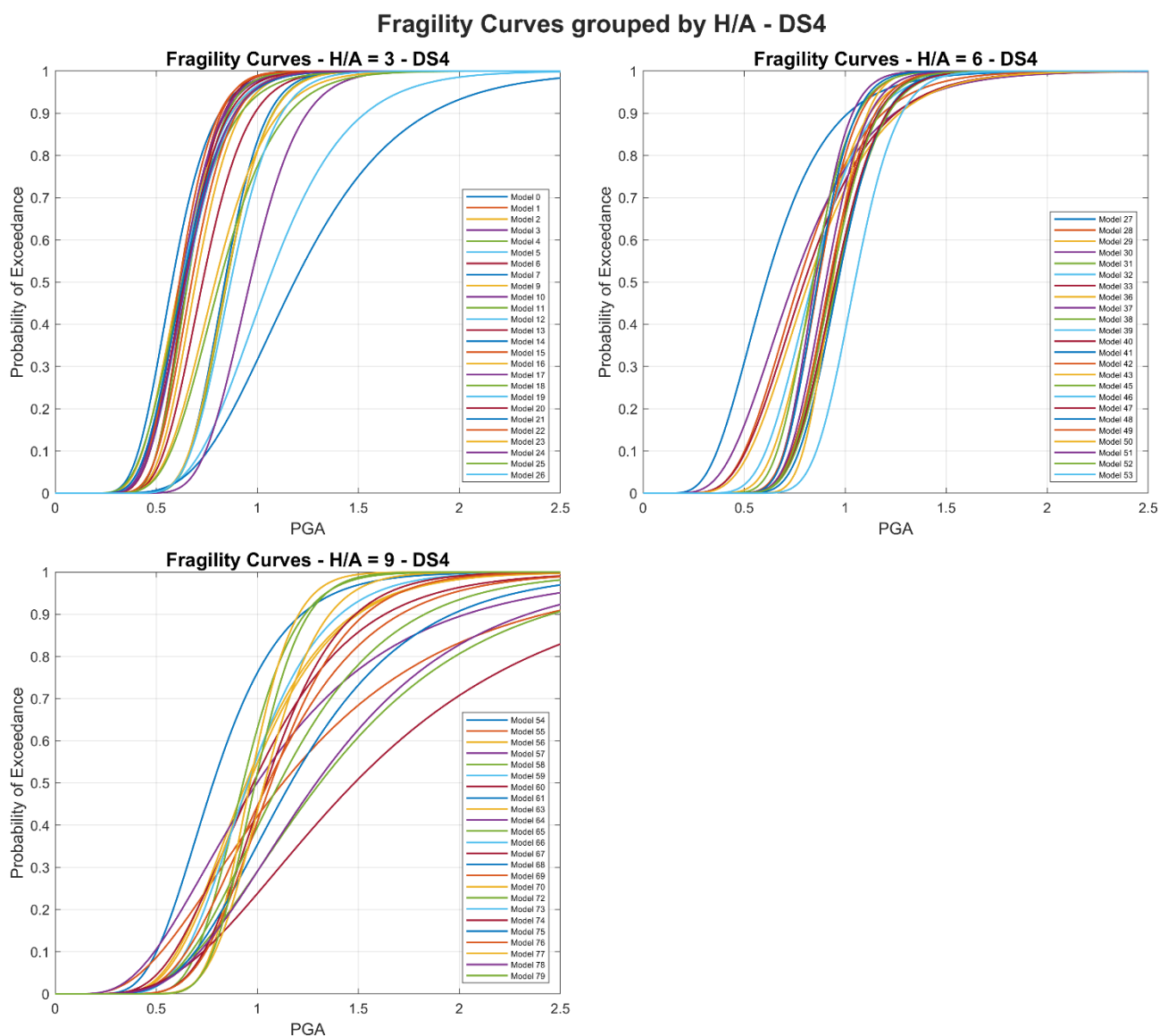


Figura 41 Curve di fragilità dello stato limite EDP4 al variare della snellezza H/A

Influenza dello sforzo assiale ν

Curve di fragilità delle pile $\nu = 4$, $\nu = 8$ e $\nu = 12$

Dall'analisi delle curve di fragilità raggruppate in funzione dello sforzo assiale normalizzato, risulta evidente l'effetto associato alla variazione dello stato limite considerato. In tutti i casi analizzati si osserva infatti una progressiva traslazione delle curve di fragilità verso destra passando da EDP1 a EDP4, indicando che il raggiungimento di stati di danno più severi richiede valori crescenti dell'intensità sismica espressa in termini di PGA.

Inoltre, nei casi caratterizzati da $\nu = 8$ e $\nu = 12$, in particolare per gli stati limite EDP1 ed EDP2, si osserva la tendenza alla formazione di due distinti fasci di curve di fragilità. Un primo gruppo risulta costituito da curve maggiormente concentrate e localizzate verso valori

inferiori di PGA, mentre il secondo presenta curve più disperse, con pendenze inferiori e traslate verso valori più elevati dell'intensità sismica.

Fragility Curves - $\nu = 4$

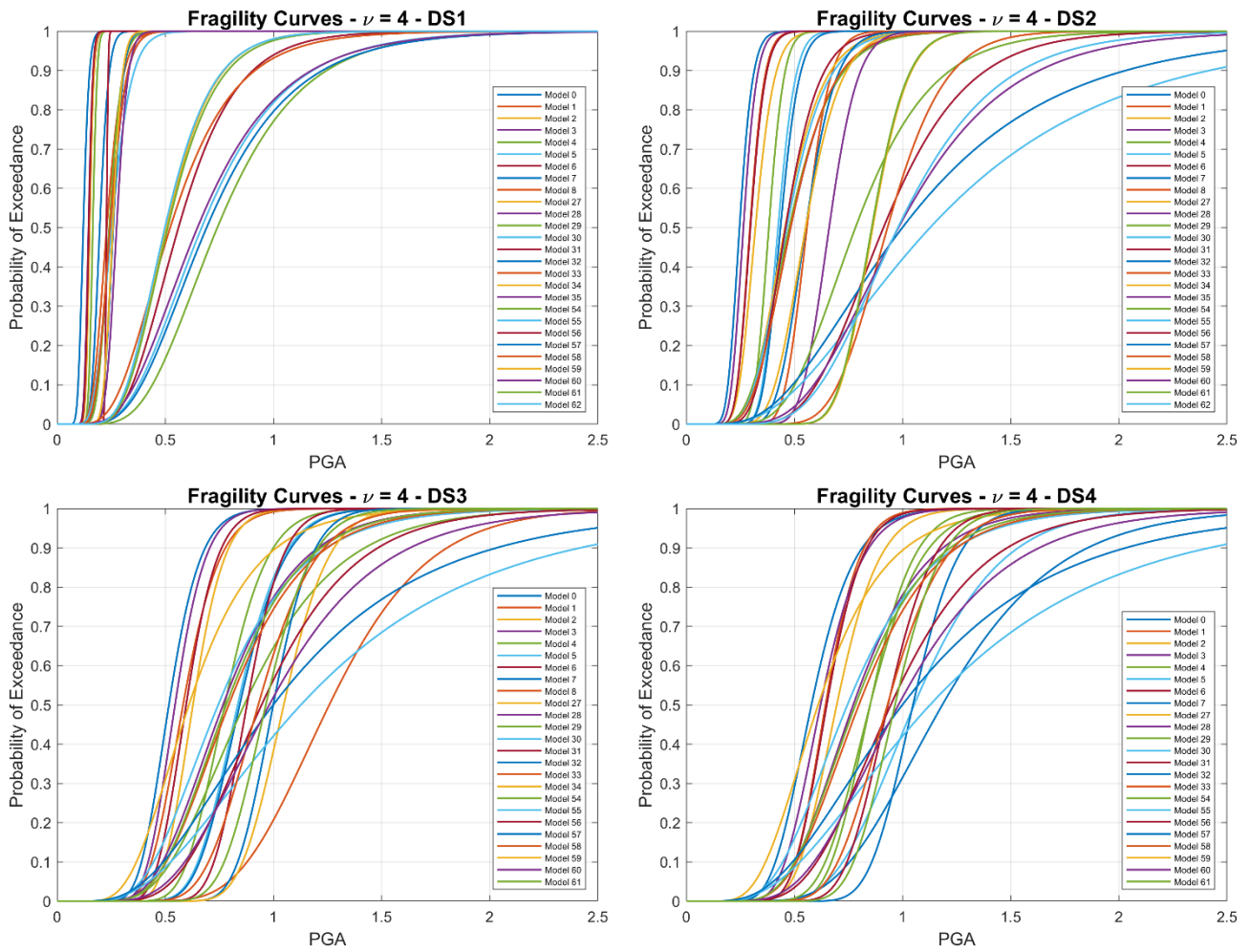


Figura 42 curve di fragilità delle pile con sforzo assiale adimensionalizzato $\nu=4$ raggruppate per stato limite

Fragility Curves - $\nu = 8$

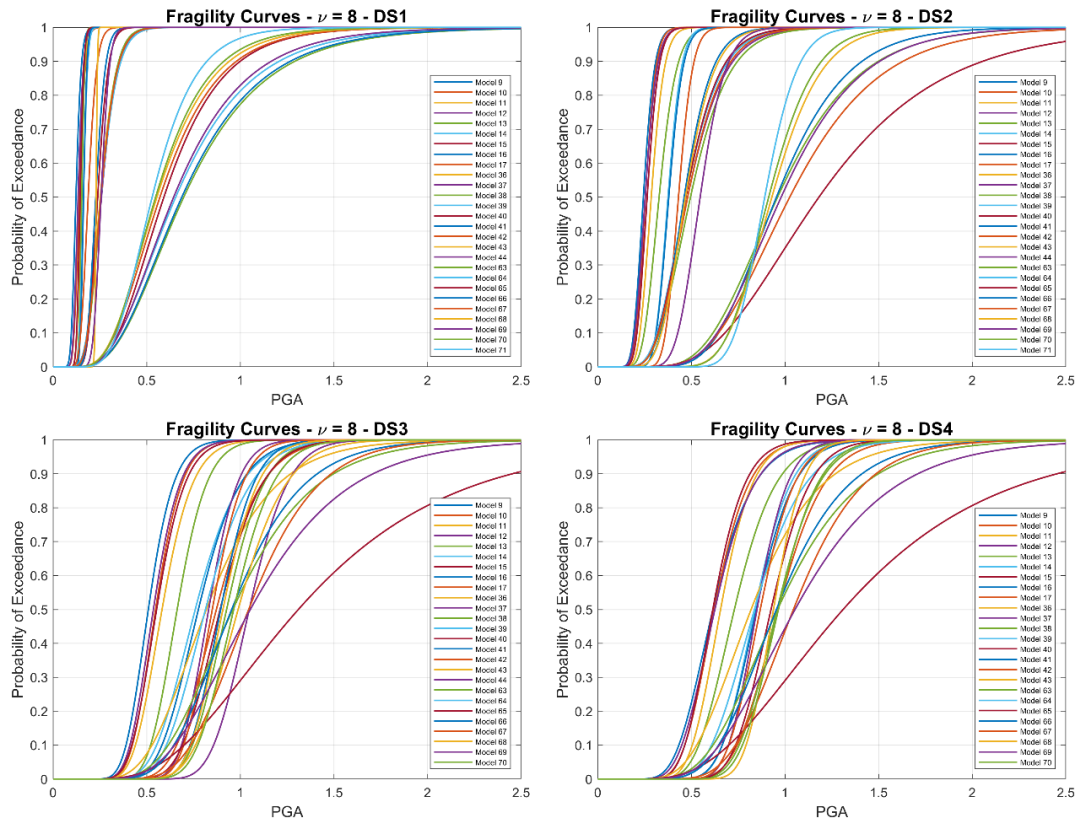


Figura 43 curve di fragilità delle pile con sforzo assiale adimensionalizzato $\nu = 8$ raggruppate per stato limite

Fragility Curves - $\nu = 12$

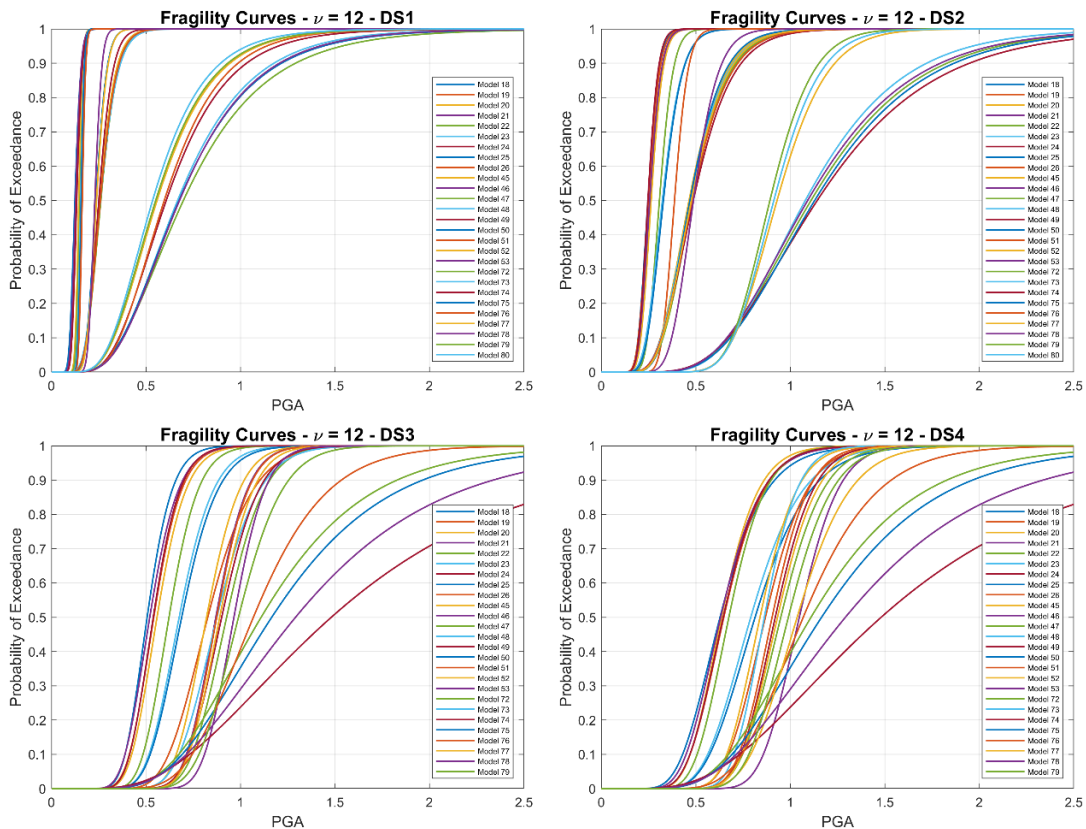


Figura 44 curve di fragilità delle pile con sforzo assiale adimensionalizzato $\nu = 12$ raggruppate per stato limite

Tale comportamento rappresenta un'evidenza qualitativa della possibile presenza di sottopopolazioni strutturali caratterizzate da differenti valori degli altri parametri geometrici e meccanici dei modelli. Tuttavia, sulla base della sola osservazione grafica non risulta possibile identificare univocamente il parametro responsabile della separazione dei due fasci di curve.

L'individuazione delle variabili maggiormente influenti sarà pertanto approfondita nella successiva analisi di regressione multivariata.

Curve di fragilità degli stati limite EDP1, EDP2, EDP3 e EDP4 al varirare di ν

Dall'analisi delle curve di fragilità ottenute a stato limite fissato e variando il livello di sforzo assiale normalizzato ν , non emerge un trend attribuibile alla variazione di tale parametro. Le curve risultano infatti ampiamente sovrapposte e mescolate tra loro, senza evidenti traslazioni o modifiche di pendenza riconducibili all'incremento dello sforzo assiale. Inoltre, i diversi casi analizzati presentano livelli di dispersione tra loro comparabili e generalmente elevati, evidenziando una significativa variabilità della risposta strutturale a prescindere dal valore di ν . Si riconfermano i due fasci relativi alle sottopopolazioni di curve per l'EDP1 e l'EDP2.

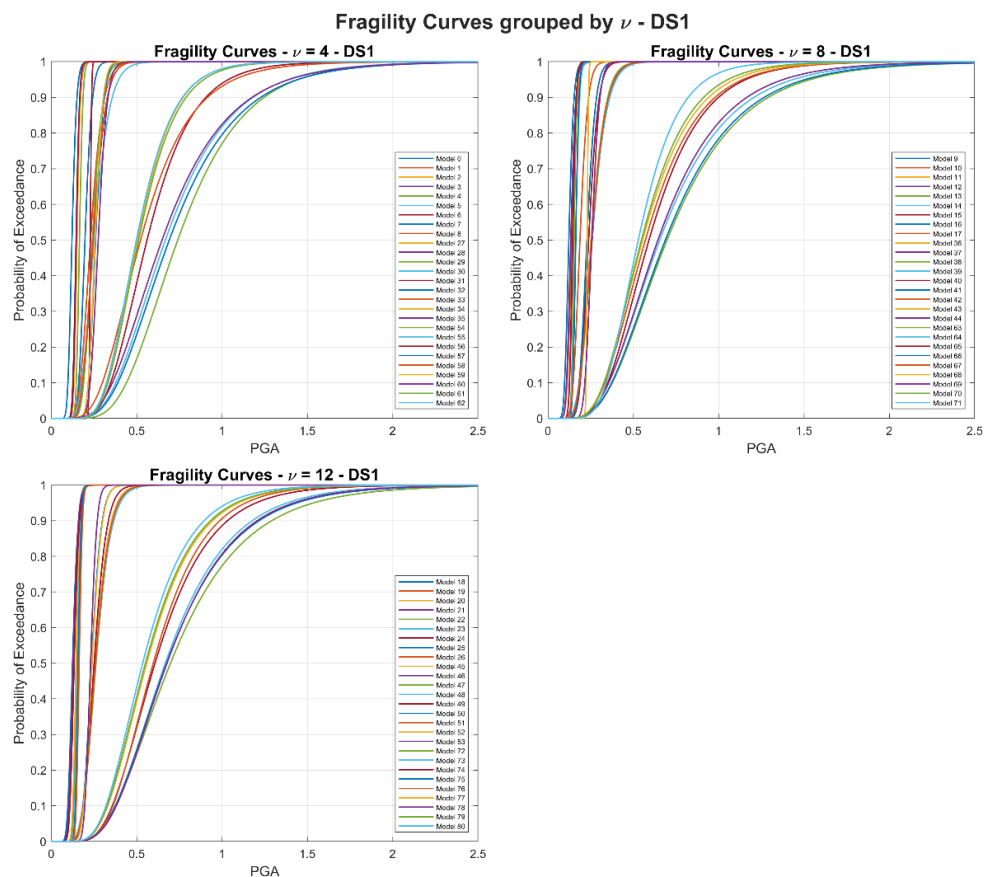


Figura 45 Curve di fragilità dello stato limite EDP1 al variare dello sforzo assiale adimensionalizzato ν

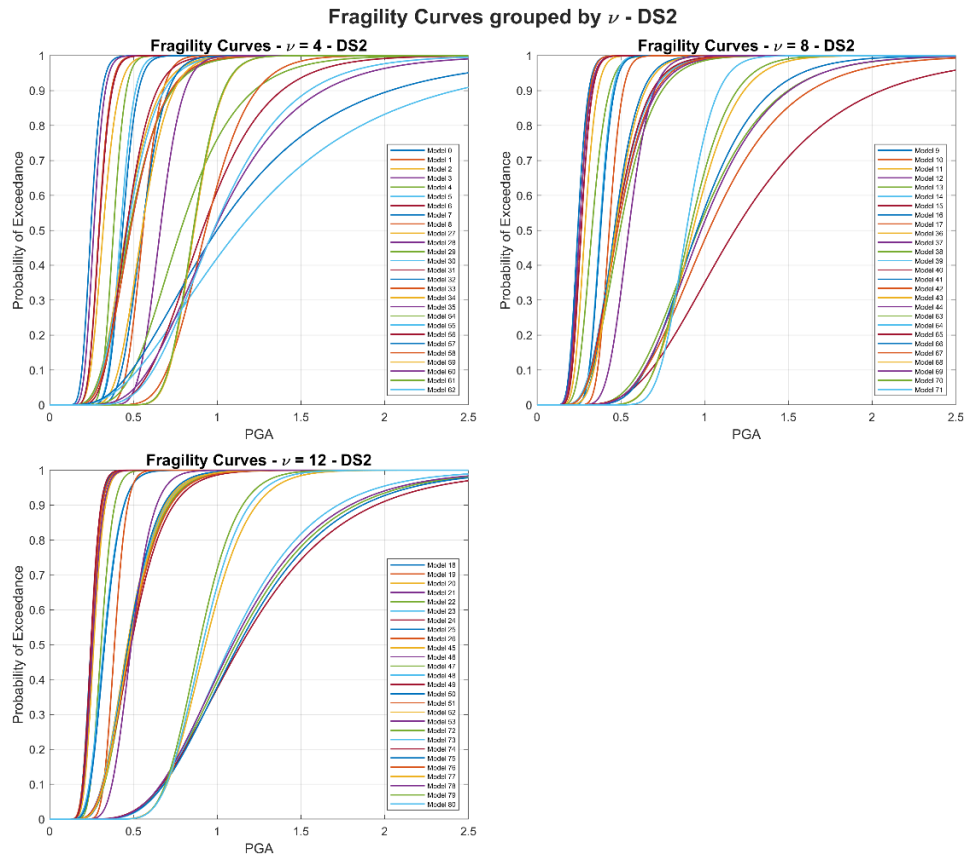


Figura 46 Curve di fragilità dello stato limite EDP2 al variare dello sforzo assiale adimensionalizzato ν

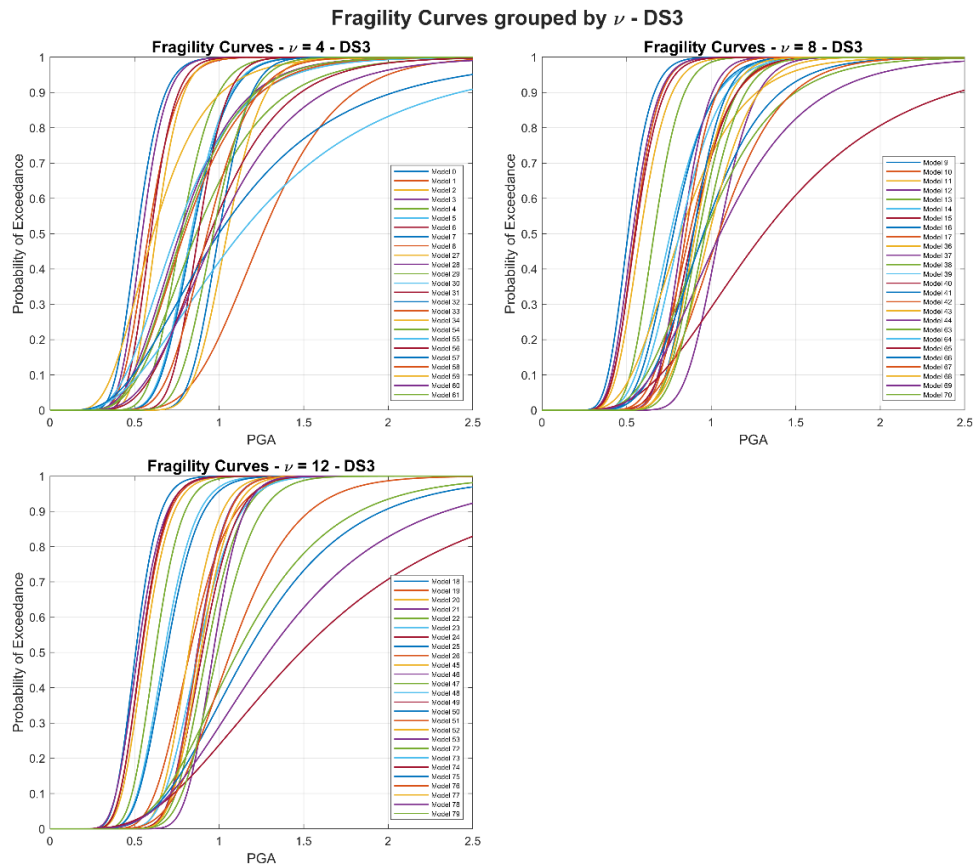


Figura 47 Curve di fragilità dello stato limite EDP3 al variare dello sforzo assiale adimensionalizzato ν

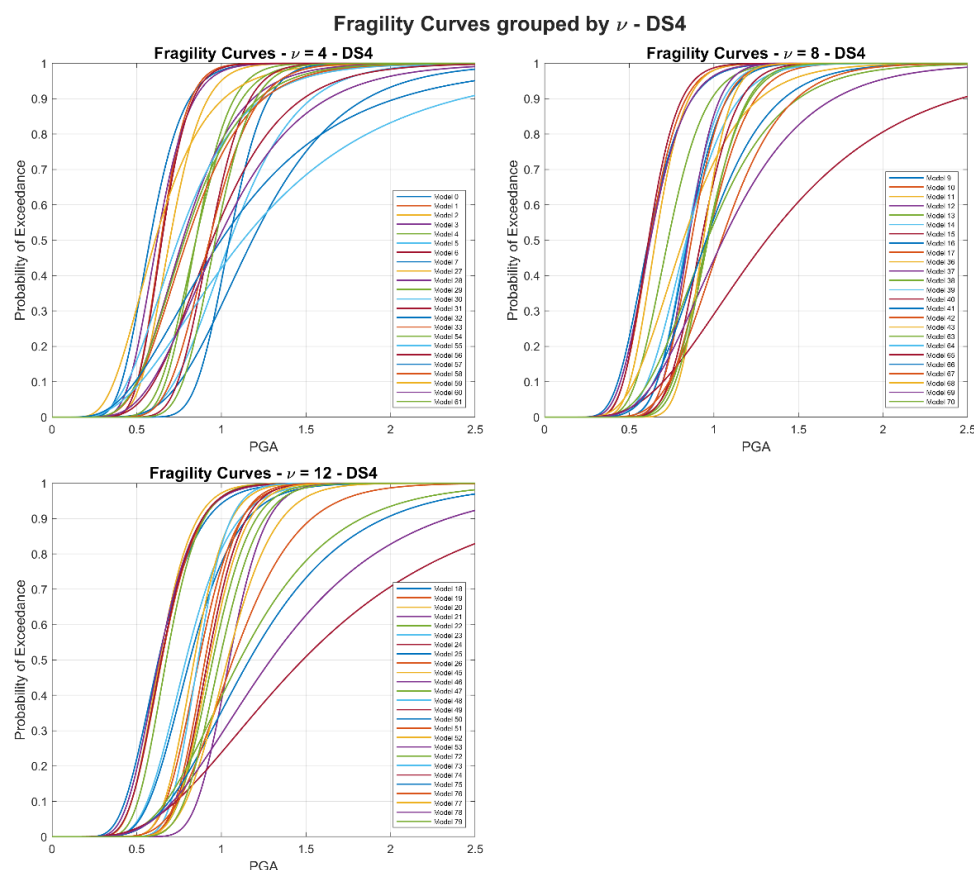


Figura 48 Curve di fragilità dello stato limite EDP4 al variare dello sforzo assiale adimensionalizzato ν

Influenza dell'armatura longitudinale ρ_l

Curve di fragilità delle pile $\rho_l = 0.3$, $\rho_l = 0.9$ e $\rho_l = 1.5$

L'analisi delle curve di fragilità ottenute per i diversi valori del rapporto di armatura longitudinale ρ_l evidenzia un comportamento coerente con l'evoluzione del danno strutturale al crescere dello stato limite considerato. In particolare, passando da EDP1 agli stati limite successivi, le curve mostrano una progressiva traslazione verso destra lungo l'asse della PGA, indicando che il superamento di condizioni di danno più severe richiede valori di intensità sismica maggiori.

Fragility Curves - $\rho_l = 0.3$

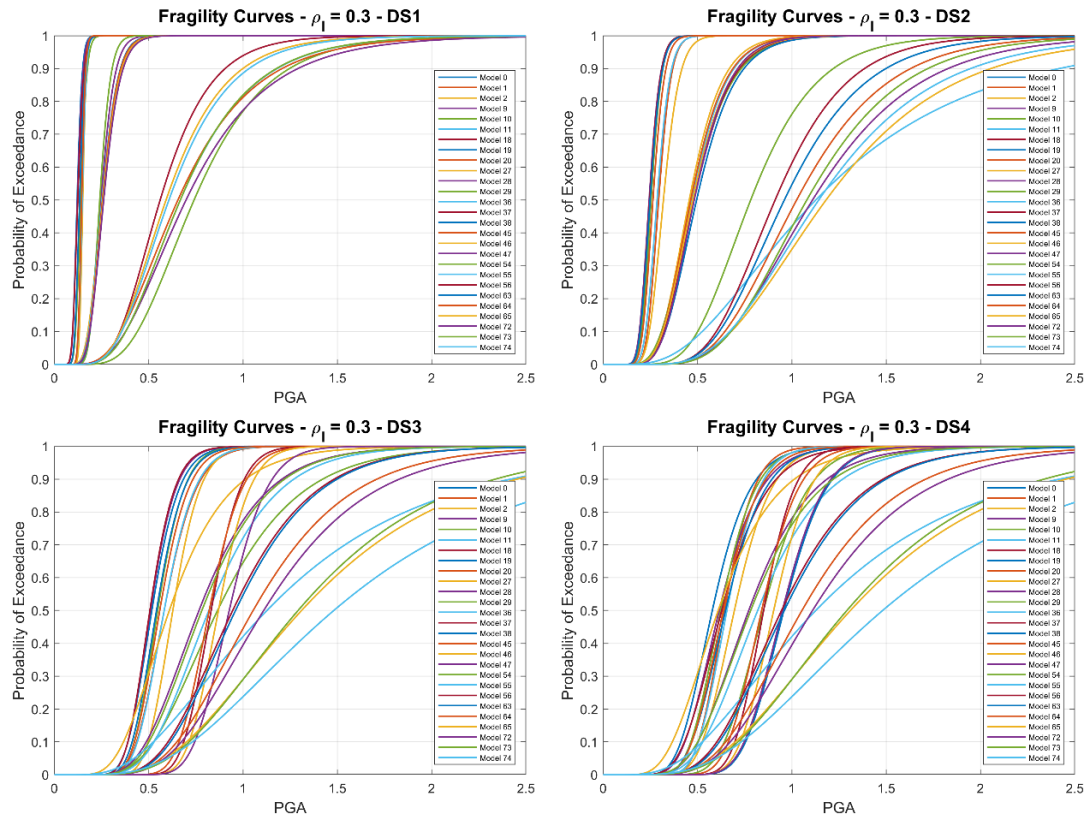


Figura 49 curve di fragilità delle pile con rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_l = 0.3$ raggruppate per stato limite

Fragility Curves - $\rho_l = 0.9$

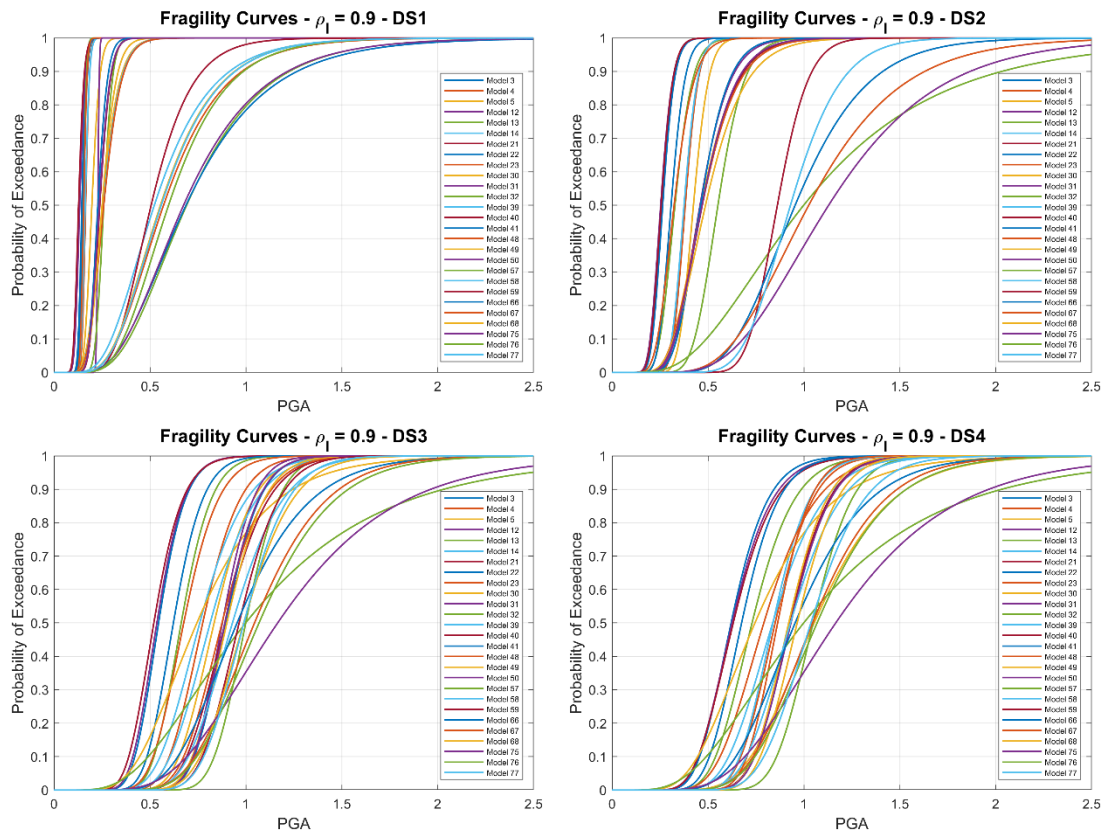


Figura 50 curve di fragilità delle pile con rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_l = 0.9$ raggruppate per stato limite

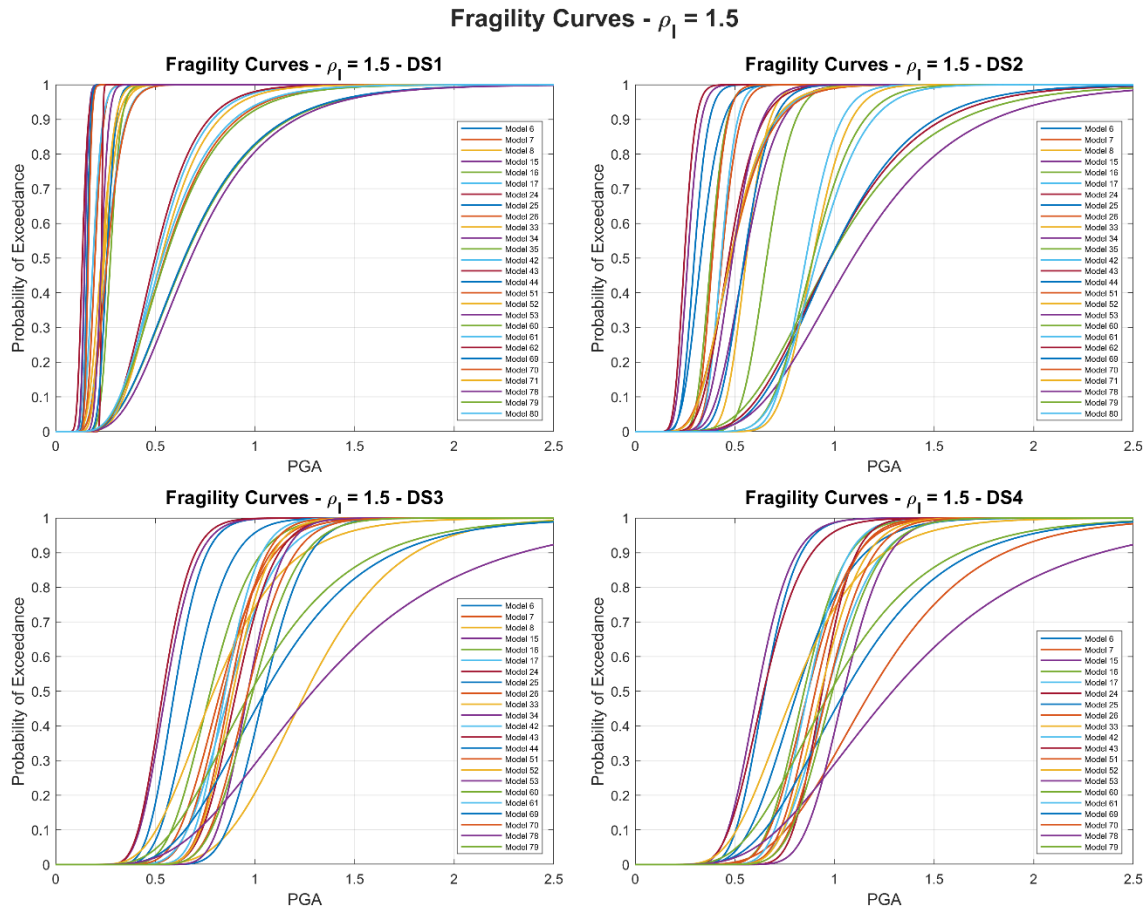


Figura 51 curve di fragilità delle pile con rapporto geometrico di armatura longitudinale $\rho_l = 1.5$ raggruppate per stato limite

Curve di fragilità degli stati limite EDP1, EDP2, EDP3 e EDP4 al varirare di ρ_l

Per gli stati limite EDP2, EDP3 ed EDP4, si osserva una maggiore dispersione delle curve e una più evidente differenziazione tra i modelli analizzati. Questo comportamento suggerisce che gli stati limite associati a tali EDP siano maggiormente sensibili alle variazioni delle proprietà meccaniche e geometriche considerate nel campione parametrico.

Al contrario, per EDP1 le curve risultano generalmente più ravvicinate e concentrate in un intervallo ridotto di PGA, evidenziando una minore variabilità della risposta strutturale per livelli di danno iniziali. Ciò indica che, nelle prime fasi di danneggiamento, il comportamento globale della struttura è meno influenzato dalle variazioni dei parametri modellati.

Dal confronto tra le configurazioni caratterizzate da differenti valori di armatura longitudinale emerge inoltre una tendenza qualitativa secondo cui l'aumento di ρ_l sembra associarsi, in media, a uno spostamento delle curve verso destra. Tale comportamento suggerisce un incremento della capacità resistente e una riduzione della vulnerabilità strutturale all'aumentare del quantitativo di armatura longitudinale. Tuttavia, la presenza di curve parzialmente sovrapposte e distribuite in modo non monotono indica che l'effetto del

parametro non può essere interpretato in maniera univoca mediante la sola osservazione qualitativa dei grafici.

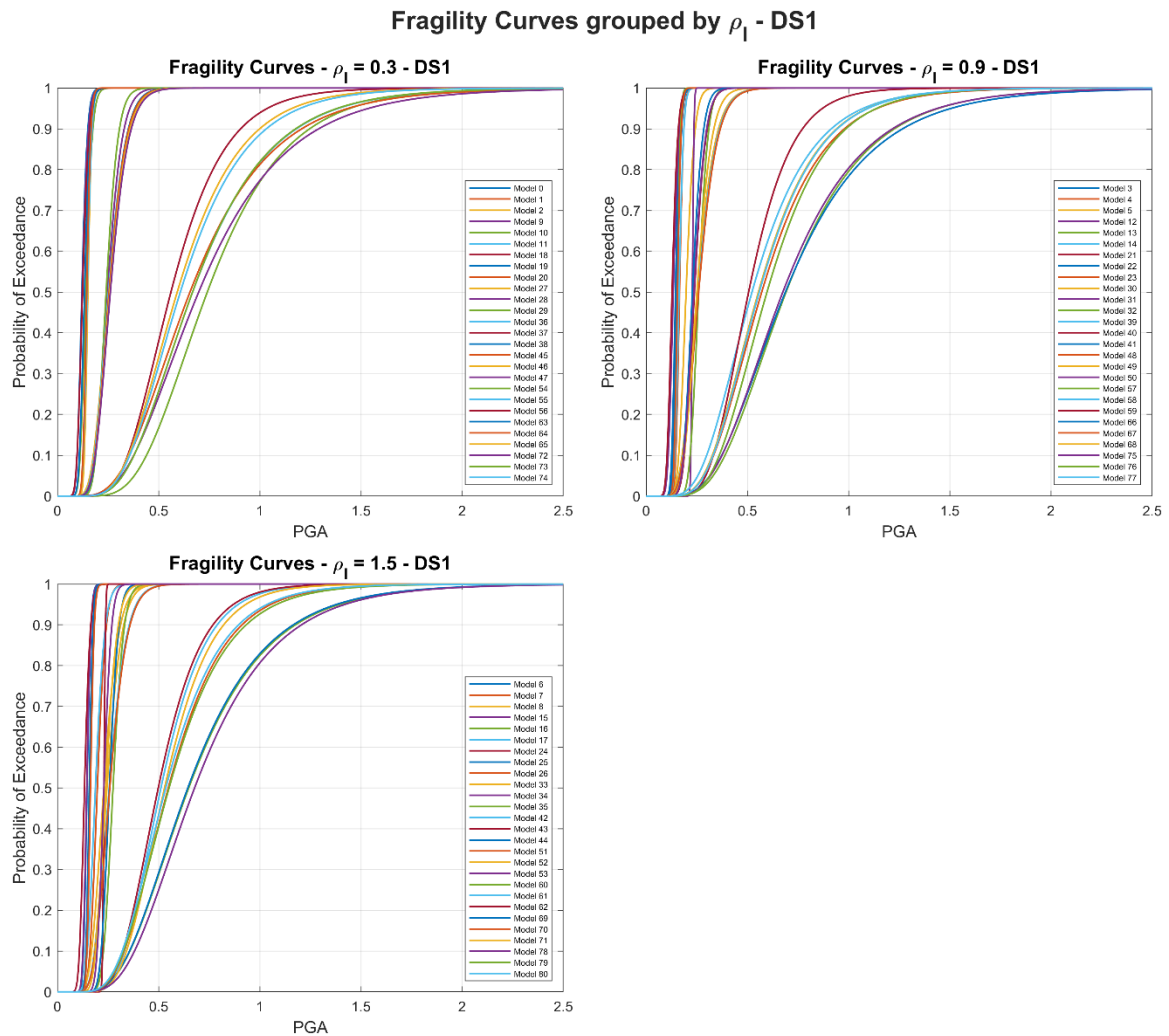


Figura 52 Curve di fragilità dello stato limite EDP1 al variare del rapporto geometrico di armatura longitudinale ρ_l

Fragility Curves grouped by ρ_l - DS2

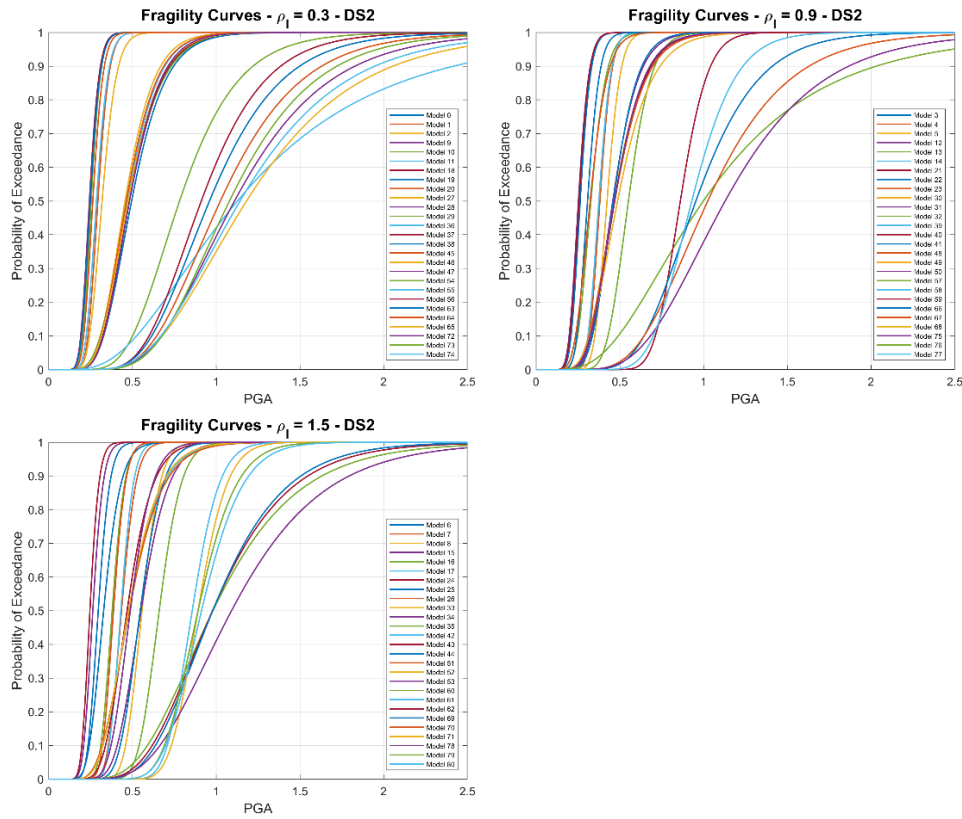


Figura 53 Curve di fragilità dello stato limite EDP2 al variare del rapporto geometrico di armatura longitudinale ρ_l

Fragility Curves grouped by ρ_l - DS3

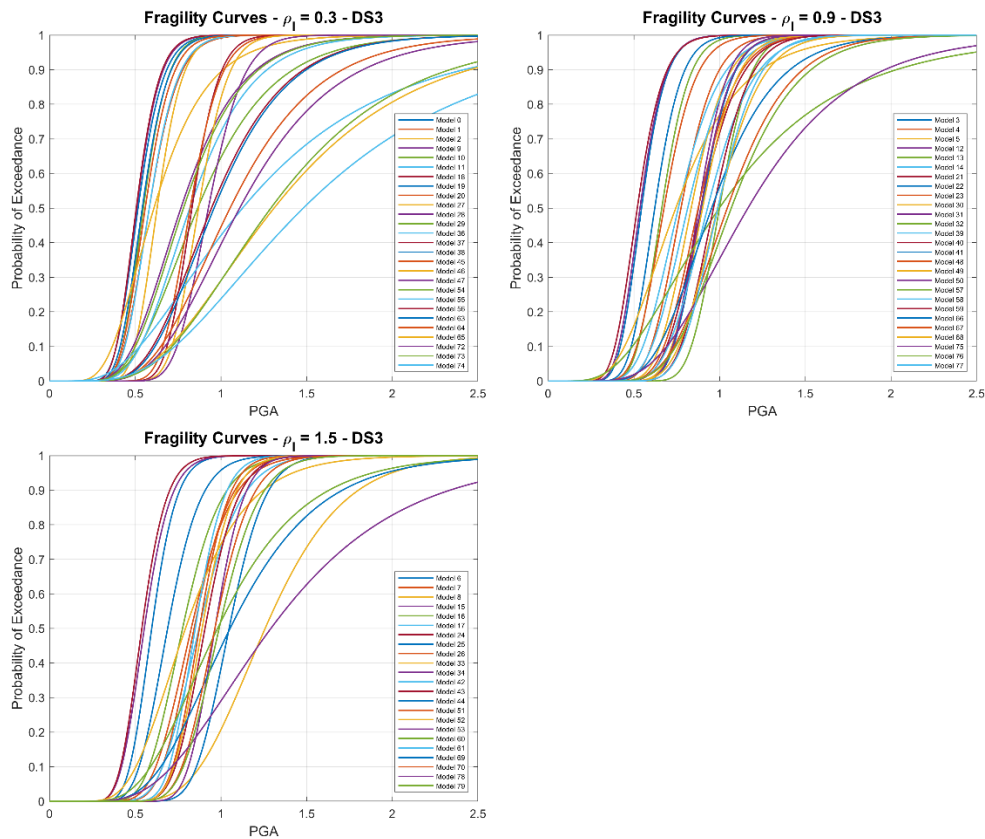


Figura 54 Curve di fragilità dello stato limite EDP3 al variare del rapporto geometrico di armatura longitudinale ρ_l

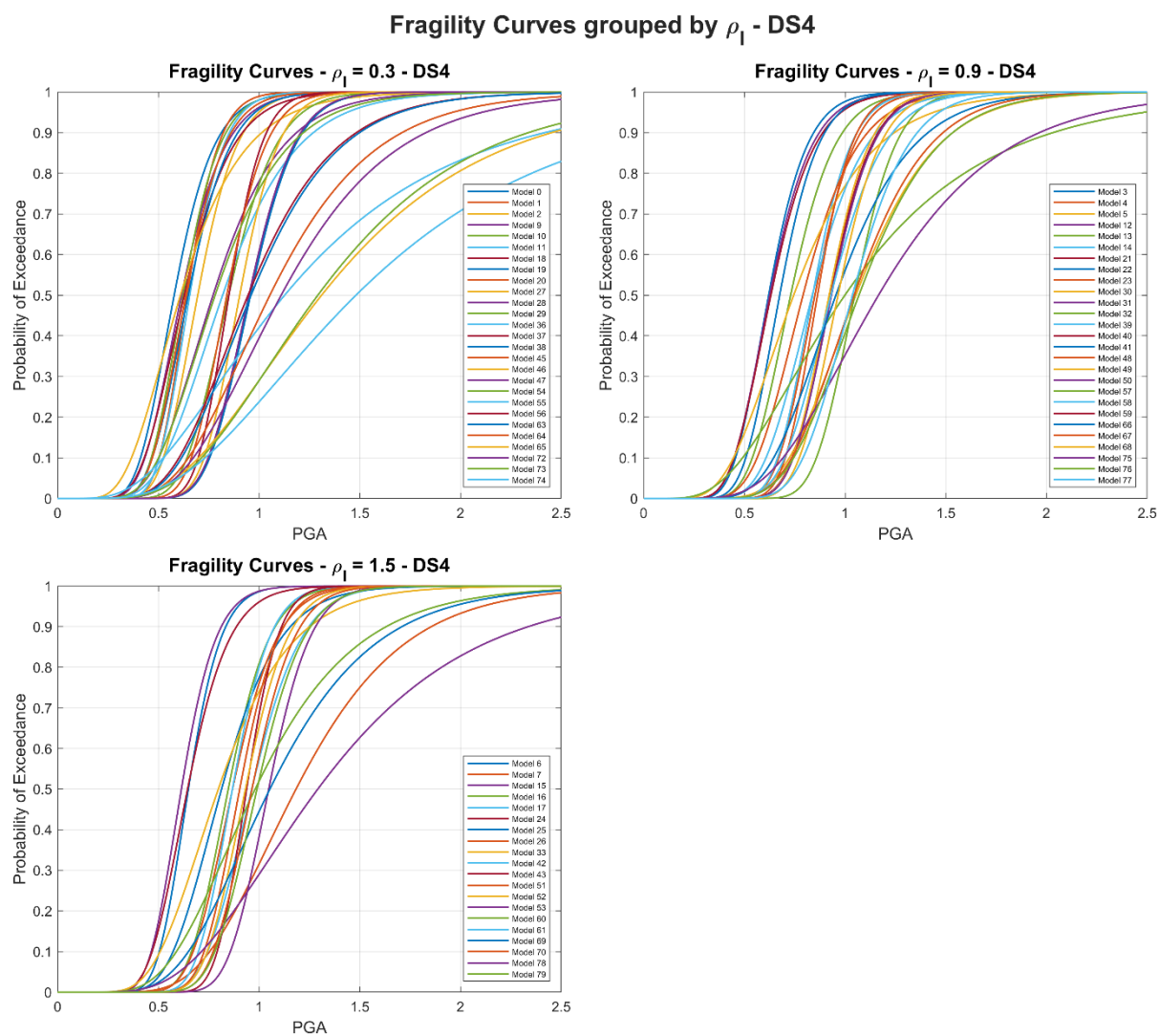


Figura 55 Curve di fragilità dello stato limite EDP4 al variare del rapporto geometrico di armatura longitudinale ρ_l

Le evidenze ottenute in questa fase devono essere considerate di natura qualitativa; anche in questo caso, una valutazione quantitativa dell'influenza dei parametri strutturali verrà sviluppata successivamente mediante l'analisi di regressione multivariata, che consentirà di individuare in maniera più rigorosa il contributo relativo dei singoli parametri alla variabilità delle curve di fragilità.

Influenza del confinamento ω

Curve di fragilità delle pile $\omega = 0.5$, $\omega = 6$ e $\omega = 12$

L'analisi delle curve di fragilità raggruppate per differenti valori del parametro ω evidenzia, anche in questo caso, una generale traslazione delle curve verso destra all'aumentare dello stato limite considerato. Tale comportamento risulta coerente con quanto osservato nelle precedenti analisi parametriche ed indica che il raggiungimento di livelli di danno progressivamente più severi richiede valori crescenti dell'intensità sismica.

La tendenza descritta appare chiaramente riconoscibile nel passaggio da EDP1 a EDP3, mentre risulta meno marcata tra EDP3 ed EDP4. In particolare, per gli stati limite più severi le curve tendono a presentare una maggiore sovrapposizione e differenze meno evidenti in termini di posizione lungo l'asse della PGA.

Tale comportamento potrebbe suggerire che, nelle fasi avanzate del danneggiamento, l'influenza del parametro ω sulla capacità strutturale tenda progressivamente a ridursi, oppure che la risposta della struttura sia maggiormente governata da altri parametri meccanici e geometrici non direttamente correlati a ω .

Inoltre, le curve associate agli stati limite più elevati risultano generalmente caratterizzate da una dispersione più ampia rispetto agli stati iniziali di danno, evidenziando una maggiore variabilità della risposta strutturale al crescere della severità del danneggiamento.

Nel complesso, anche per il parametro ω , le evidenze ottenute devono essere interpretate principalmente in termini qualitativi. Una valutazione quantitativa dell'effettiva influenza del parametro sulla vulnerabilità sismica verrà successivamente approfondita mediante l'analisi di regressione multivariata.

Fragility Curves - $\omega = 0.5$

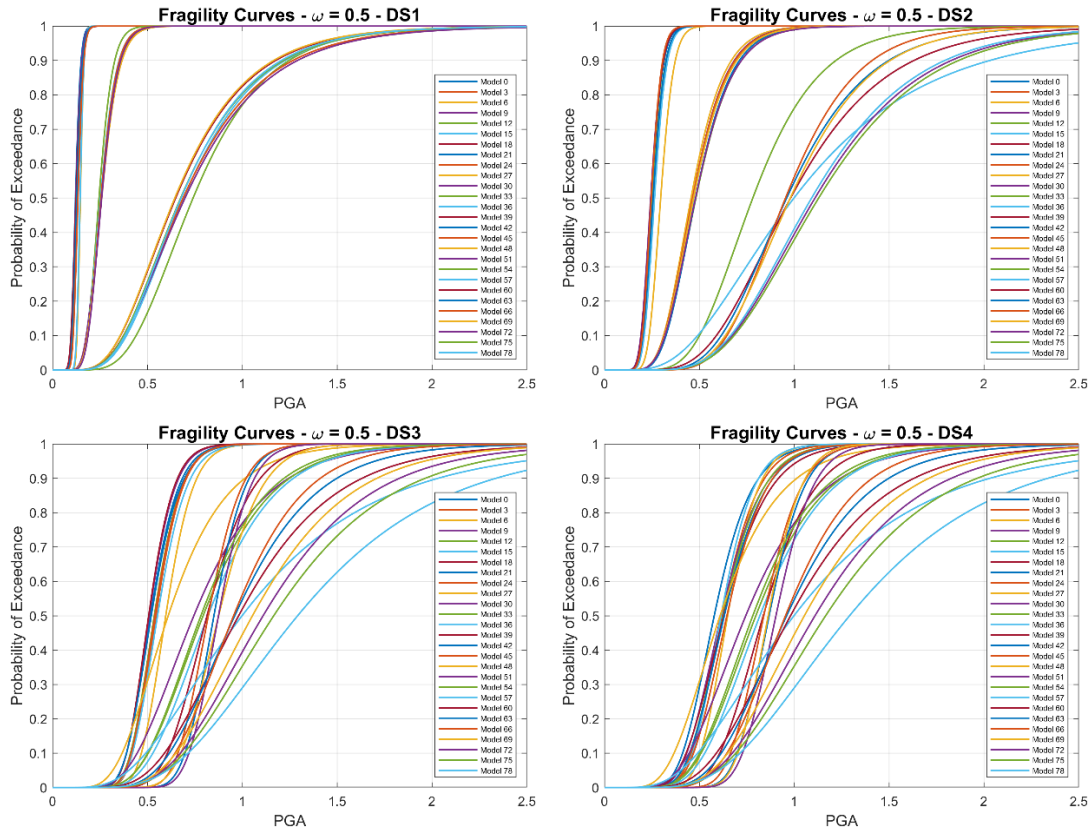


Figura 56 curve di fragilità delle pile con rapporto volumetrico delle staffe $\omega = 0.5$ raggruppate per stato limite

Fragility Curves - $\omega = 6$

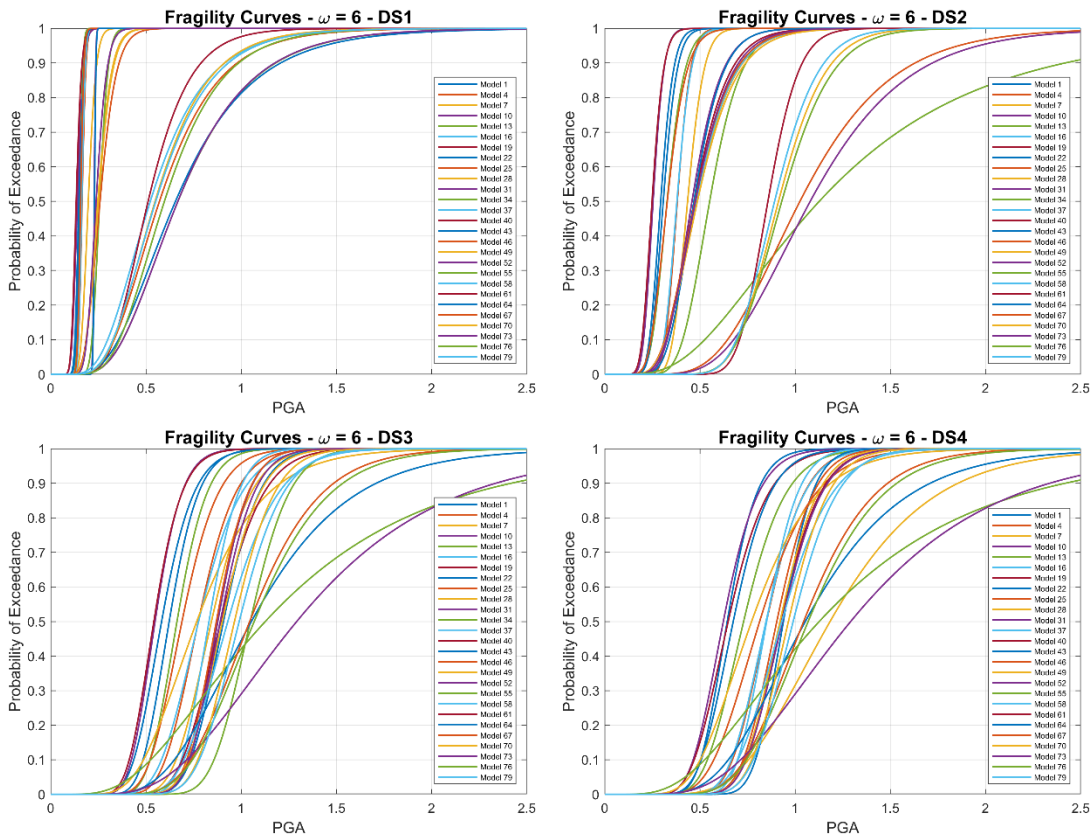


Figura 57 curve di fragilità delle pile con rapporto volumetrico delle staffe $\omega = 6$ raggruppate per stato limite

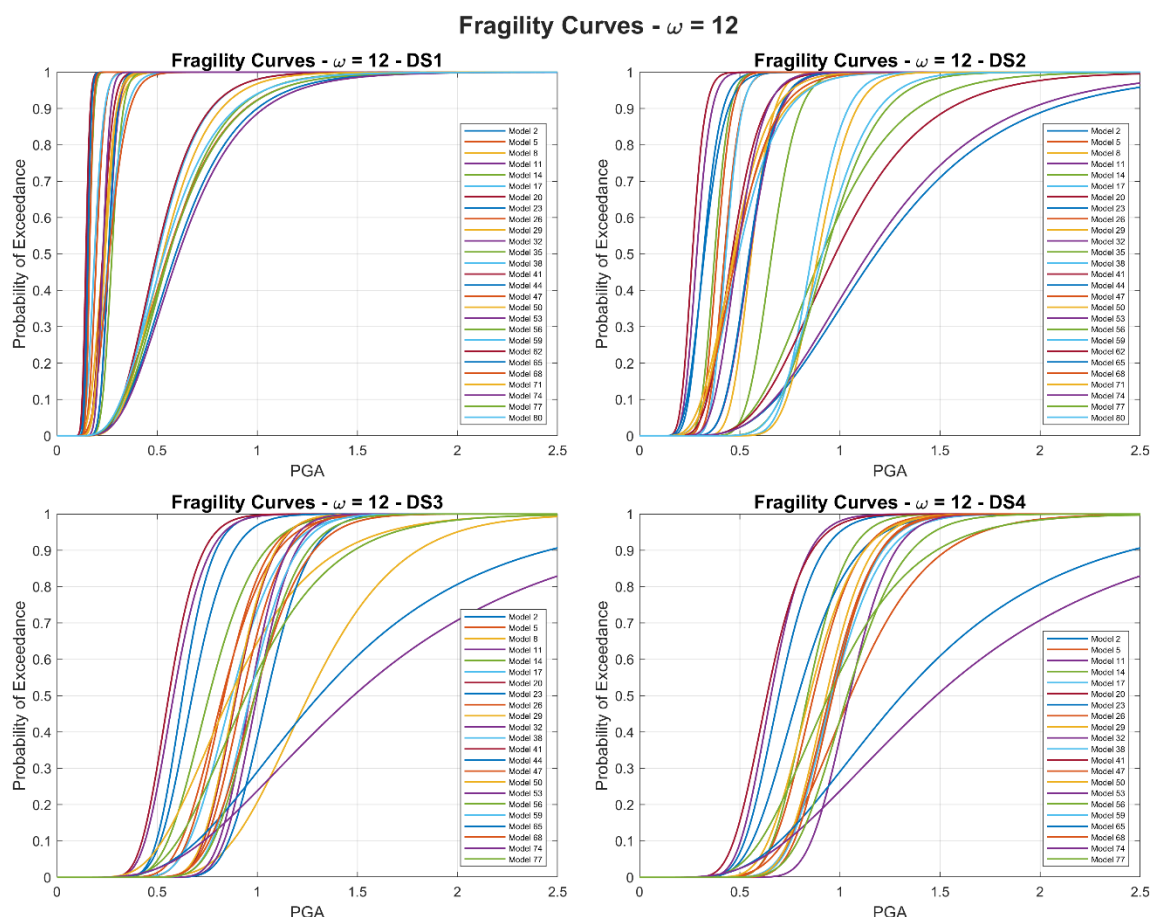


Figura 58 curve di fragilità delle pile con rapporto volumetrico delle staffe $\omega = 12$ raggruppate per stato limite

Curve di fragilità dello stato limite di resistenza a taglio EDP5 ($\omega = 0.5$)

Per quanto riguarda EDP5, associato alla crisi a taglio, si osserva che i pochi casi in cui viene raggiunto tale stato limite risultano tutti caratterizzati dal valore minimo del parametro di armatura trasversale $\omega = 0.5$.

Sebbene il numero limitato di configurazioni non consenta di trarre conclusioni statisticamente generalizzabili, tale evidenza suggerisce una possibile correlazione tra bassi livelli di confinamento trasversale e maggiore suscettibilità all'attivazione di meccanismi fragili a taglio.

Questo comportamento risulta coerente con il ruolo dell'armatura trasversale nel migliorare il confinamento della sezione e nel contribuire alla capacità resistente nei confronti delle crisi fragili.

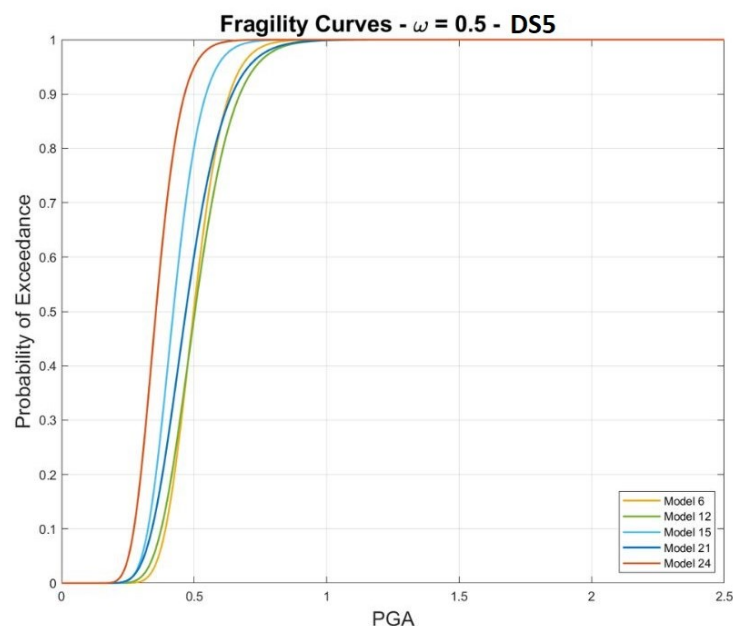


Figura 59 Curve di fragilità relative allo stato limite di superamento della resistenza a taglio EDP5 e rapporto volumetrico delle staffe $\omega = 0.5$

Curve di fragilità degli stati limite EDP1, EDP2, EDP3 e EDP4 al varirare di ω

Dall'analisi delle curve di fragilità ottenute a stato limite fissato e variando il parametro ω , non emergono trend chiaramente attribuibili alla variazione di tale parametro. Le curve risultano infatti distribuite in modo pressoché uniforme e sovrapposte per tutti i valori di ω considerati, senza evidenti traslazioni o variazioni di pendenza riconducibili univocamente all'incremento del parametro.

Tale comportamento suggerisce che l'influenza di ω sulla vulnerabilità sismica delle pile analizzate non sia dominante se considerata singolarmente, ma risulti probabilmente dipendente dall'interazione con gli altri parametri geometrici e meccanici del modello.

Tuttavia, nel caso di EDP1 si osserva nuovamente la presenza di una parziale separazione delle curve di fragilità in due distinti fasci o sottopopolazioni, comportamento già evidenziato nelle precedenti osservazioni. In particolare, un primo gruppo di curve risulta maggiormente concentrato e localizzato verso valori inferiori di PGA, mentre un secondo fascio appare traslato verso destra e caratterizzato da una maggiore dispersione.

La persistenza di tale fenomeno anche variando il parametro ω suggerisce che la formazione delle due sottopopolazioni non dipenda direttamente dal parametro stesso, bensì dall'influenza combinata di altri parametri strutturali. In particolare, i risultati della successiva regressione multivariata mostrano come parametri quali il quantitativo di

armatura longitudinale ρ_l e il rapporto geometrico H/A esercitino un'influenza più marcata sulla posizione e sulla forma delle curve di fragilità rispetto al parametro ω .

Pertanto, la suddivisione osservata nei due fasci di curve può essere interpretata come l'effetto della presenza delle differenti configurazioni strutturali che influenzano la risposta nei confronti degli stati di danno iniziali.

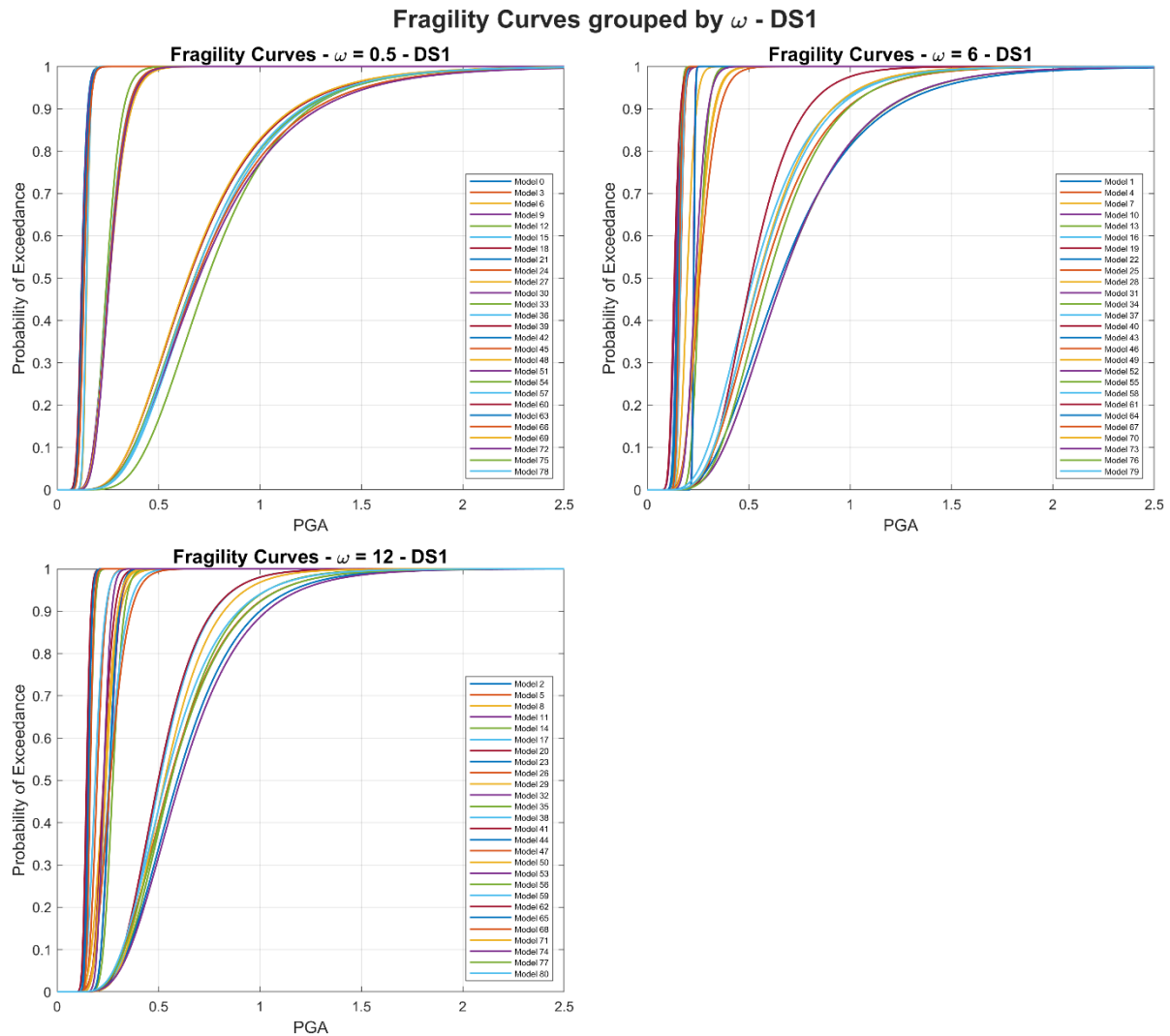


Figura 60 Curve di fragilità dello stato limite EDP1 al variare del rapporto volumetrico delle staffe w

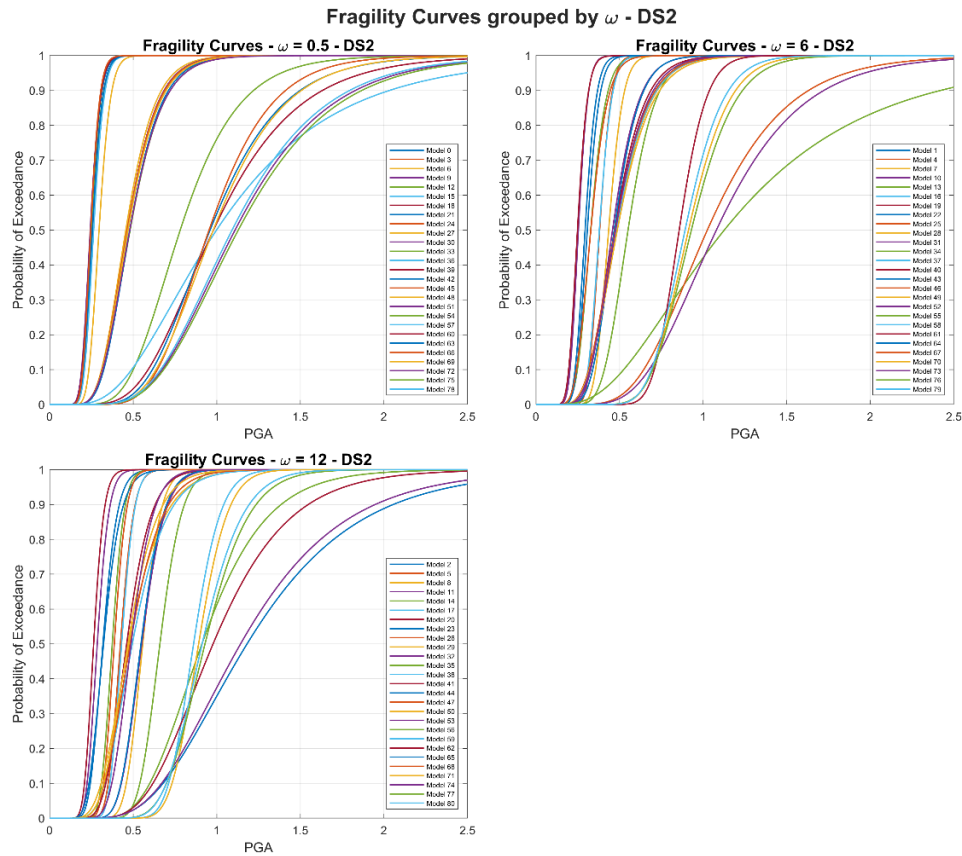


Figura 61 Curve di fragilità dello stato limite EDP2 al variare del rapporto volumetrico delle staffe ω

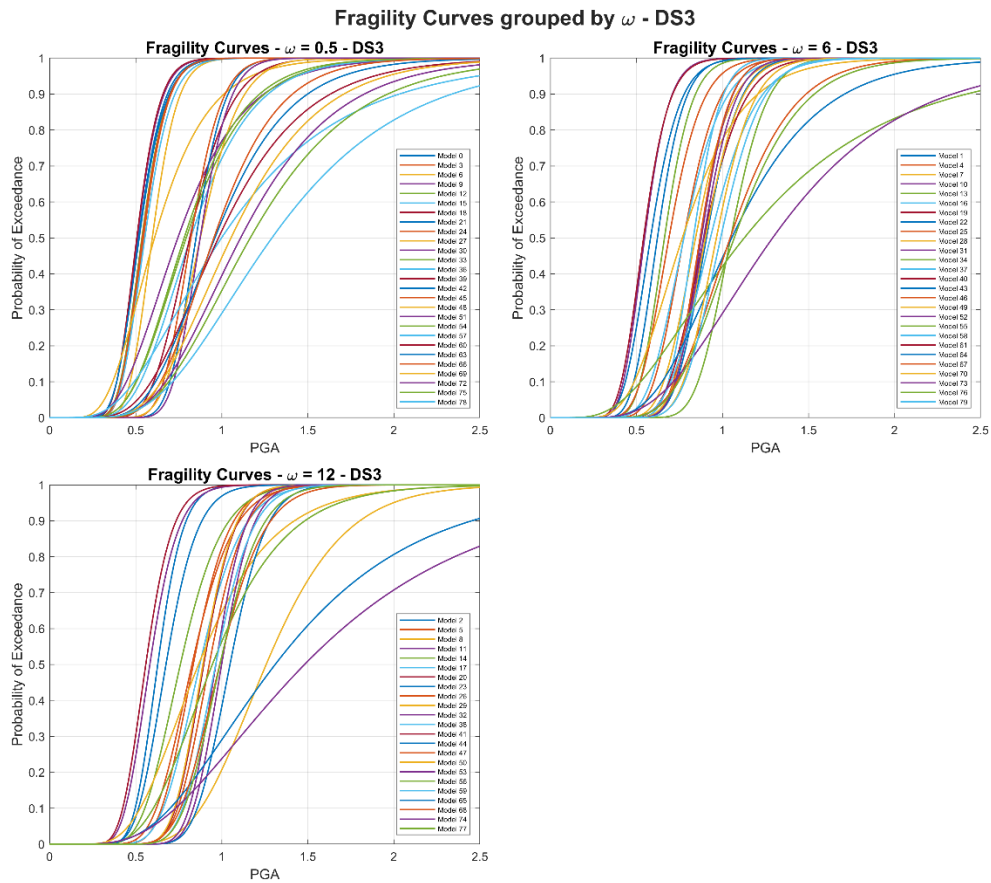


Figura 62 Curve di fragilità dello stato limite EDP3 al variare del rapporto volumetrico delle staffe ω

Fragility Curves grouped by ω - DS4

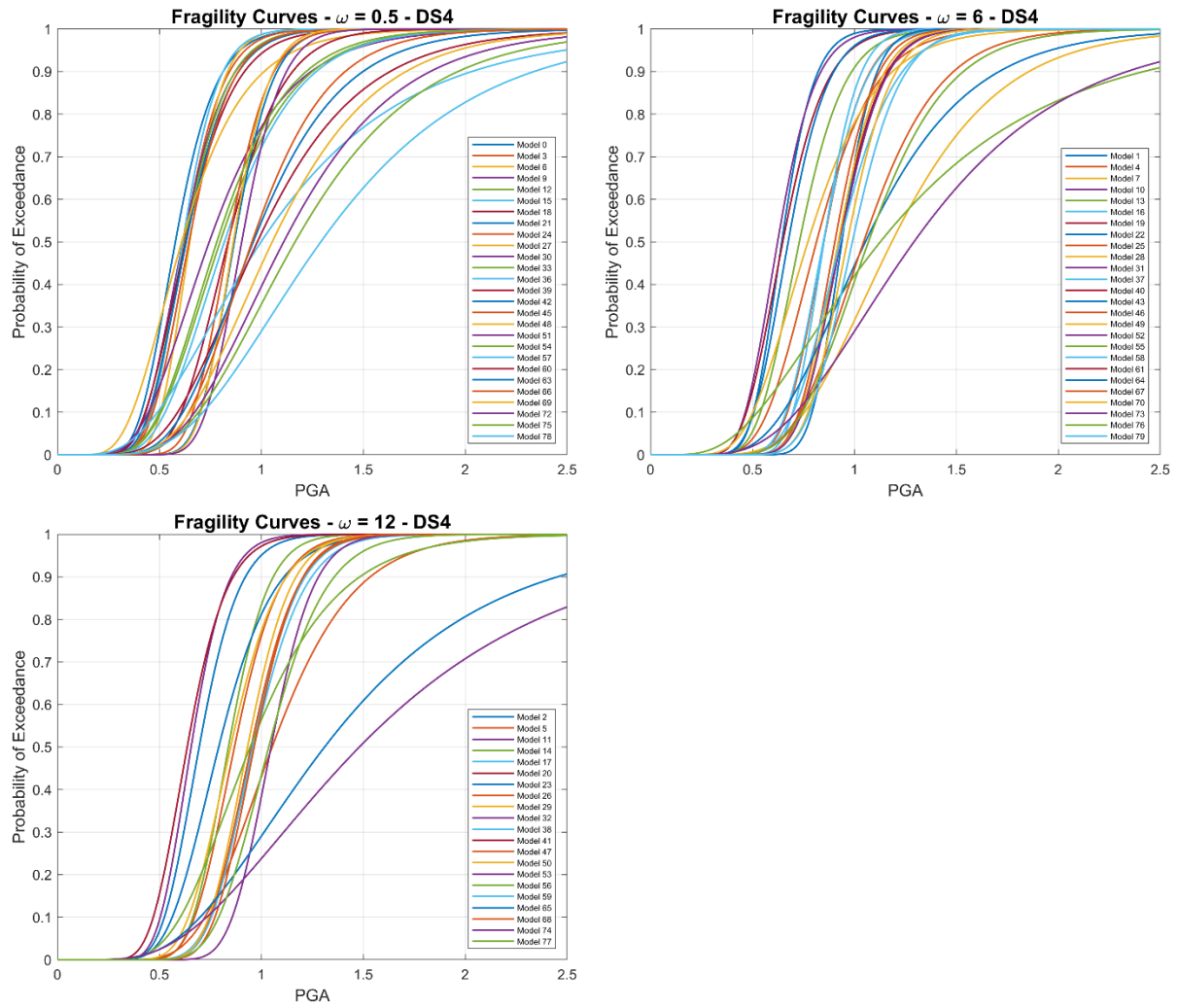


Figura 63 Curve di fragilità dello stato limite EDP4 al variare del rapporto volumetrico delle staffe ω

Confronto tra i risultati ottenuti mediante PGA e $PSA(T_1)$

Il confronto tra le regressioni multivariate eseguite sulle mediane delle curve di fragilità ottenute mediante PGA e $PSA(T_1)$ evidenzia differenze significative nella capacità delle due intensity measures di rappresentare l'influenza dei parametri strutturali sulla vulnerabilità sismica delle pile analizzate.

Nel caso della PGA, i risultati mostrano come gli stati limite iniziali siano governati prevalentemente dalla snellezza della struttura, mentre l'influenza dell'armatura longitudinale e del confinamento trasversale diventa significativa soltanto per gli stati limite più severi. Lo sforzo assiale normalizzato presenta invece un contributo generalmente limitato e raramente significativo dal punto di vista statistico.

L'analisi basata sulla $PSA(T_1)$ evidenzia invece un comportamento differente. Tutti i parametri considerati mostrano infatti una significativa correlazione con la mediana delle curve di fragilità per la maggior parte degli stati limite esaminati. In particolare, l'armatura longitudinale e il confinamento trasversale assumono un ruolo rilevante già nei livelli di danneggiamento meno severi, mentre l'effetto della snellezza risulta rilevante lungo tutti i livelli di danneggiamento.

Una delle principali differenze riguarda il segno del coefficiente associato alla snellezza H/A . Nella regressione eseguita sulle curve basate sulla PGA tale parametro presenta coefficienti positivi, mentre nella regressione relativa alla $PSA(T_1)$ i coefficienti risultano negativi. Tale comportamento è riconducibile al fatto che la $PSA(T_1)$ incorpora direttamente il periodo fondamentale della struttura e quindi riflette in maniera più esplicita gli effetti delle variazioni delle caratteristiche dinamiche dei modelli analizzati.

Dal punto di vista statistico, entrambe le regressioni mostrano una buona capacità descrittiva, con coefficienti di determinazione generalmente elevati. Tuttavia, la regressione eseguita sulla $PSA(T_1)$ evidenzia una maggiore sensibilità nei confronti dei parametri strutturali e una più chiara individuazione dei meccanismi che governano la vulnerabilità sismica. Ciò conferma quanto già osservato nell'analisi delle curve di fragilità, dove l'utilizzo della pseudo-accelerazione spettrale al periodo fondamentale ha mostrato una maggiore capacità di evidenziare le differenze di comportamento tra le diverse configurazioni strutturali.

Nel complesso, i risultati ottenuti suggeriscono che la $PSA(T_1)$ costituisca una misura di intensità maggiormente correlata alla risposta strutturale rispetto alla PGA. L'inclusione delle caratteristiche dinamiche della struttura all'interno dell'intensity measure consente

infatti di descrivere in maniera più efficace l'influenza dei parametri geometrici e meccanici sulla vulnerabilità sismica delle pile, fornendo una rappresentazione più coerente dei fenomeni osservati nelle analisi di fragilità.

Le evidenze ottenute dalla regressione multivariata risultano pertanto coerenti con le osservazioni qualitative derivanti dal confronto delle curve di fragilità e confermano il ruolo determinante delle caratteristiche dinamiche della struttura nella definizione della domanda sismica e della conseguente probabilità di superamento degli stati limite considerati.

Confronto con le curve di fragilità in PSA

Oltre alle curve di fragilità espresse in funzione della Peak Ground Acceleration (PGA), sono state ricavate anche curve di fragilità utilizzando come misura di intensità la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale della struttura, $PSA(T_1)$ (o $S_a(T_1)$). Sebbene l'analisi e la discussione dei risultati siano state condotte principalmente con riferimento alle curve basate sulla PGA, è comunque utile presentare e confrontare le curve ottenute mediante $PSA(T_1)$, in quanto tale parametro è generalmente considerato una misura di intensità maggiormente correlata alla risposta strutturale.

La PGA (Peak Ground Acceleration) rappresenta il massimo valore di accelerazione registrato al suolo durante il terremoto. È una misura semplice, immediata e largamente utilizzata, ma presenta il limite di essere una proprietà esclusivamente del moto sismico e non della struttura. In altre parole, la PGA non fornisce informazioni su come il contenuto in frequenza del sisma interagisca con le caratteristiche dinamiche della costruzione. Due terremoti caratterizzati dalla stessa PGA possono infatti produrre effetti molto diversi su una stessa struttura se possiedono contenuti spettrali differenti.

La pseudo-accelerazione al periodo fondamentale, $PSA(T_1)$, tiene invece conto del periodo proprio della struttura. Essa rappresenta l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente al periodo fondamentale T_1 e costituisce quindi una misura direttamente legata alla domanda dinamica che il terremoto induce sulla struttura. In questo modo non si considera soltanto l'intensità del moto sismico, ma anche la sua capacità di eccitare il modo fondamentale di vibrazione della pila.

Il principale vantaggio di $PSA(T_1)$ è quindi la maggiore correlazione con la risposta strutturale, ma la sua efficacia dipende dalle caratteristiche del sistema e risulta particolarmente evidente per le pile più snelle la cui risposta è dominata dal primo modo di vibrare. Poiché il danneggiamento è generalmente governato dalle deformazioni e dagli spostamenti sviluppati dalla struttura, una misura di intensità che tiene conto delle proprietà

dinamiche del sistema risulta più efficace nel descrivere il legame tra domanda sismica e stato di danno.

Dal punto di vista delle curve di fragilità, l'utilizzo di $PSA(T_1)$ come intensity measure porta frequentemente a una riduzione della dispersione statistica dei risultati. A parità di stato limite considerato, le curve risultano generalmente più ripide e caratterizzate da una minore variabilità, poiché la misura di intensità adottata è maggiormente correlata ai parametri di risposta utilizzati per definire il danneggiamento. Tale comportamento è particolarmente evidente per strutture la cui risposta è dominata dal primo modo di vibrare.

Sebbene le curve di fragilità basate su $PSA(T_1)$ non costituiscano l'oggetto principale del presente lavoro, il loro confronto con le curve ottenute in funzione della PGA consente di valutare l'influenza della scelta della misura di intensità sulla stima della vulnerabilità sismica. Tale confronto fornisce inoltre indicazioni utili sul grado di correlazione tra la domanda sismica e la risposta strutturale e permette di verificare la coerenza dei risultati ottenuti mediante differenti intensity measures.

Confronto H/A=3

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: H/A = 3

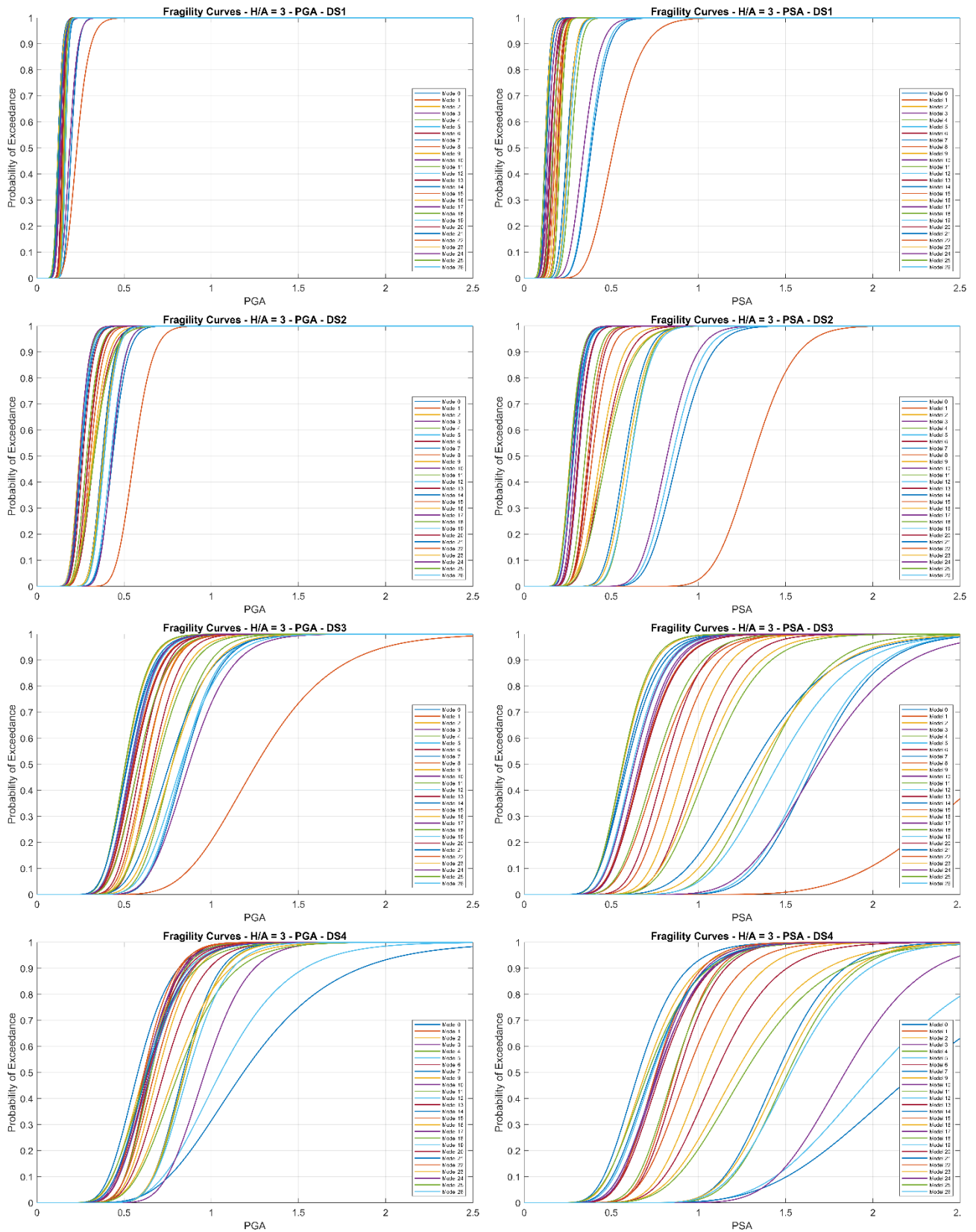


Figura 64 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità H/A=3

Guardando il confronto complessivo tra le curve di fragilità ottenute con PGA (colonna sinistra) e PSA (colonna destra) per il caso $H/A = 3$, emerge una differenza molto chiara: le curve basate sulla PSA presentano una dispersione significativamente maggiore rispetto a quelle espresse in funzione della PGA, e tale fenomeno diventa sempre più evidente al crescere del livello di danno rappresentato dagli EDP.

Per gli stati di danno associati agli EDP1 ed EDP2, le differenze tra PGA e PSA risultano più contenute. In entrambi i casi le curve sono concentrate in intervalli piuttosto ristretti dell'intensity measure e mantengono un andamento ripido. Tuttavia, anche a questi livelli di domanda strutturale, le curve ottenute mediante PSA mostrano già una maggiore variabilità nelle posizioni orizzontali rispetto alle corrispondenti curve PGA, indicando una maggiore sensibilità alle caratteristiche dei diversi modelli.

La differenza diventa più marcata per gli EDP3 ed EDP4. Nel caso delle curve PGA, pur essendo presente una certa dispersione, la maggior parte dei modelli rimane confinata in un intervallo relativamente limitato di valori di intensità. Le curve PSA, invece, risultano distribuite su un intervallo molto più ampio, con alcuni modelli che raggiungono probabilità elevate di superamento per valori di PSA prossimi a 0.6–0.8 g e altri che invece richiedono valori superiori a 2 g. Tale comportamento evidenzia una maggiore capacità della PSA di discriminare la risposta sismica dei differenti modelli strutturali.

Confronto $H/A=6$

Per le configurazioni caratterizzate da snellezza $H/A = 6$, le curve di fragilità ottenute utilizzando la PSA mostrano una dispersione generalmente inferiore rispetto alle corrispondenti curve basate sulla PGA. Tale comportamento risulta particolarmente evidente per gli stati di danno più severi (EDP3 ed EDP4), per i quali le curve di fragilità espresse in funzione della PSA tendono a concentrarsi in intervalli più ristretti dell'intensity measure. Ciò indica che la risposta delle pile aumentando la snellezza è prevalentemente governata dal primo modo di vibrare. La PGA, non contenendo informazioni sul contenuto in frequenza del moto sismico, non riesce invece a cogliere completamente gli effetti dinamici associati alle variazioni del periodo proprio, determinando una maggiore dispersione delle curve di fragilità. Questo suggerisce che, all'aumentare della snellezza, il comportamento della pila diventa progressivamente più governato dalle caratteristiche dinamiche del primo modo e quindi la PSA diventa un intensity measure più efficiente della PGA.

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: H/A = 6

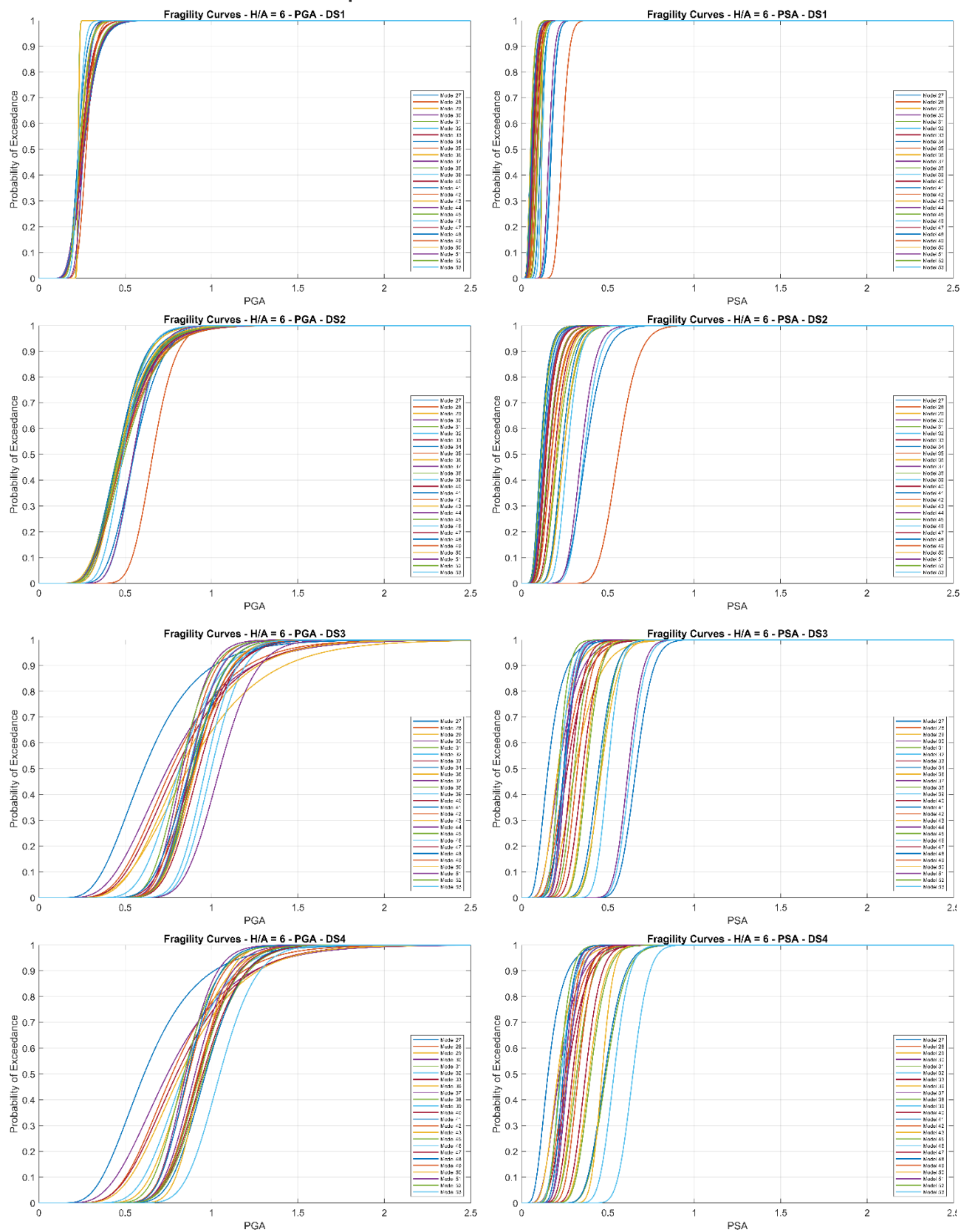


Figura 65 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità H/A=6

Confronto H/A=9

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: H/A = 9

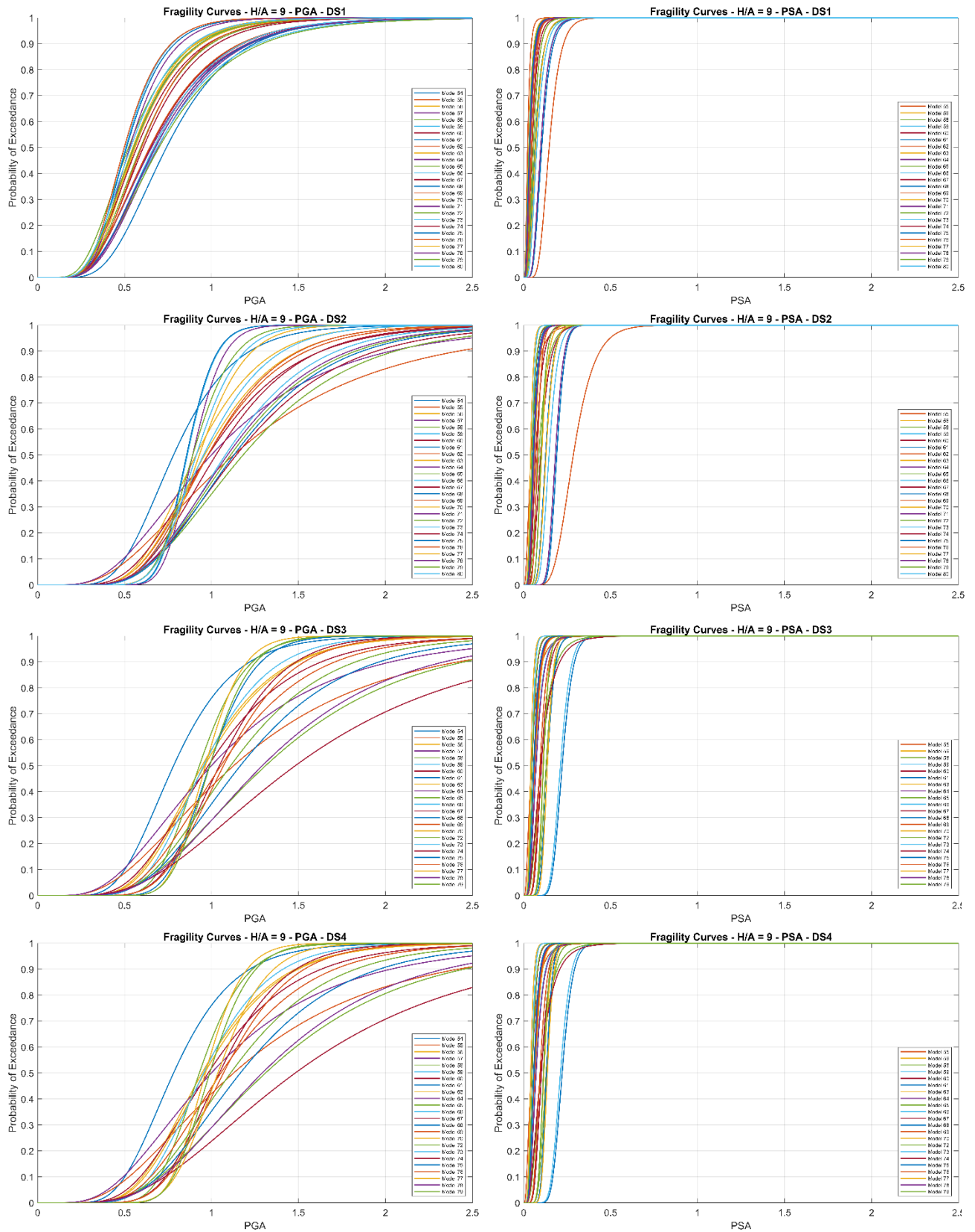


Figura 66 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità H/A=9

Questo confronto caratterizzato da $H/A = 9$ mostra una tendenza ancora più marcata rispetto a quella osservata per $H/A = 6$. Infatti, mentre per $H/A = 6$ la PSA produceva curve leggermente più concentrate rispetto alla PGA, per $H/A = 9$ la differenza diventa molto evidente.

Per le configurazioni caratterizzate da snellezza $H/A = 9$, l'utilizzo della PSA come intensity measure determina una significativa riduzione della dispersione delle curve di fragilità rispetto alla PGA. Tale effetto risulta evidente per tutti gli EDP considerati e diviene particolarmente marcato per gli stati di danno più severi. Le curve di fragilità espresse in funzione della PSA mostrano infatti mediane e dispersioni molto simili tra i diversi modelli, evidenziando una forte correlazione tra l'intensity measure e la risposta strutturale. Questo comportamento è attribuibile al fatto che, nelle pile maggiormente snelle, la risposta sismica è governata prevalentemente dal primo modo di vibrare e quindi dall'ordinata spettrale corrispondente al periodo fondamentale. La PGA, non incorporando informazioni sul contenuto in frequenza del moto sismico, risulta invece meno efficace nel descrivere la domanda strutturale, determinando una maggiore dispersione delle curve di fragilità.

Confronto $\nu = 4$

L'utilizzo della PSA al periodo fondamentale evidenzia maggiormente le differenze di comportamento tra i modelli strutturali. Infatti, soprattutto per gli stati limite più severi, le mediane delle curve di fragilità risultano distribuite su un intervallo più ampio rispetto al caso PGA. Tale comportamento suggerisce che la PSA sia più sensibile alle caratteristiche dinamiche delle strutture e consenta di discriminare con maggiore efficacia le diverse vulnerabilità dei modelli analizzati.

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\nu = 4$

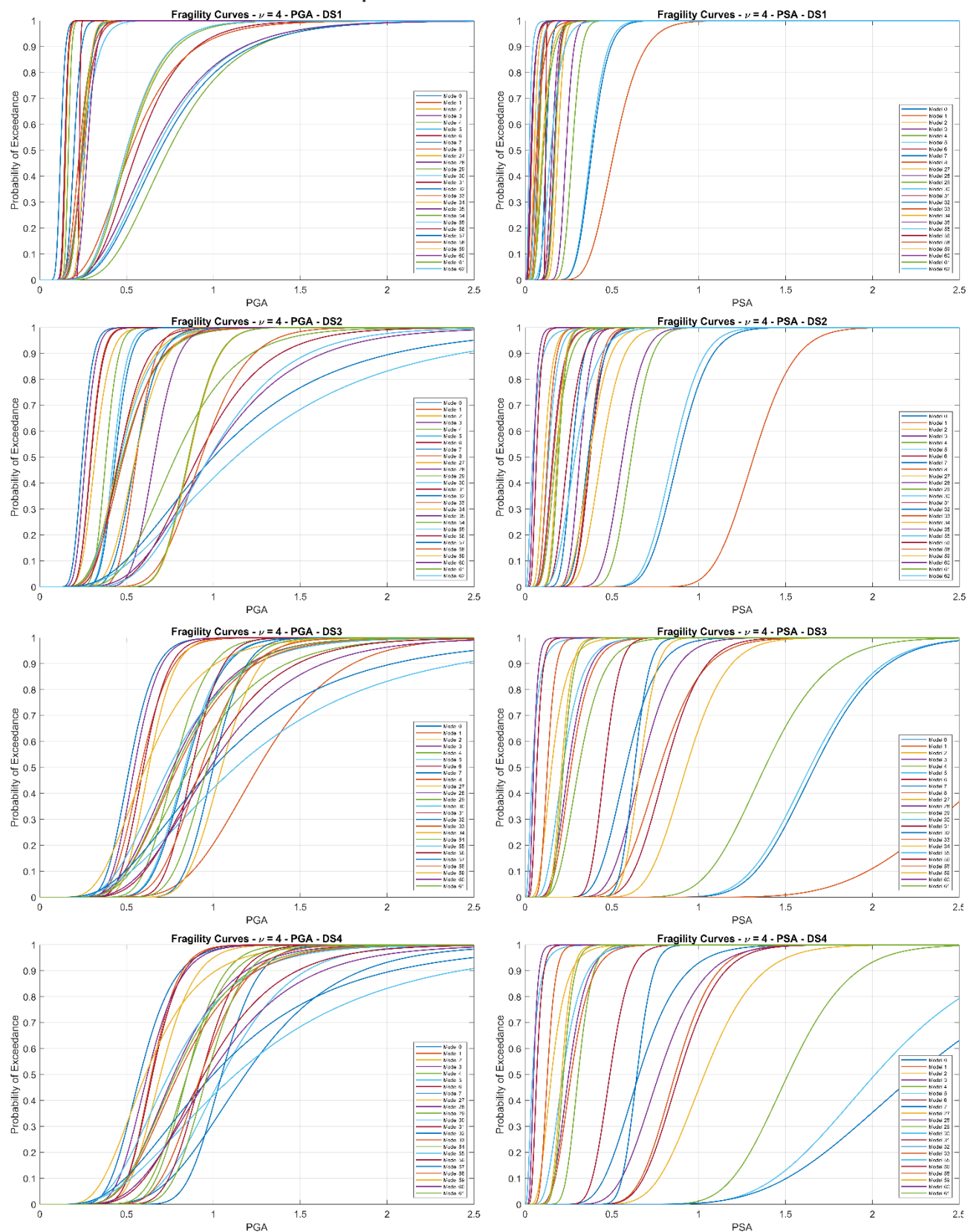


Figura 67 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\nu=4$

Confronto $\nu = 8$

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\nu = 8$

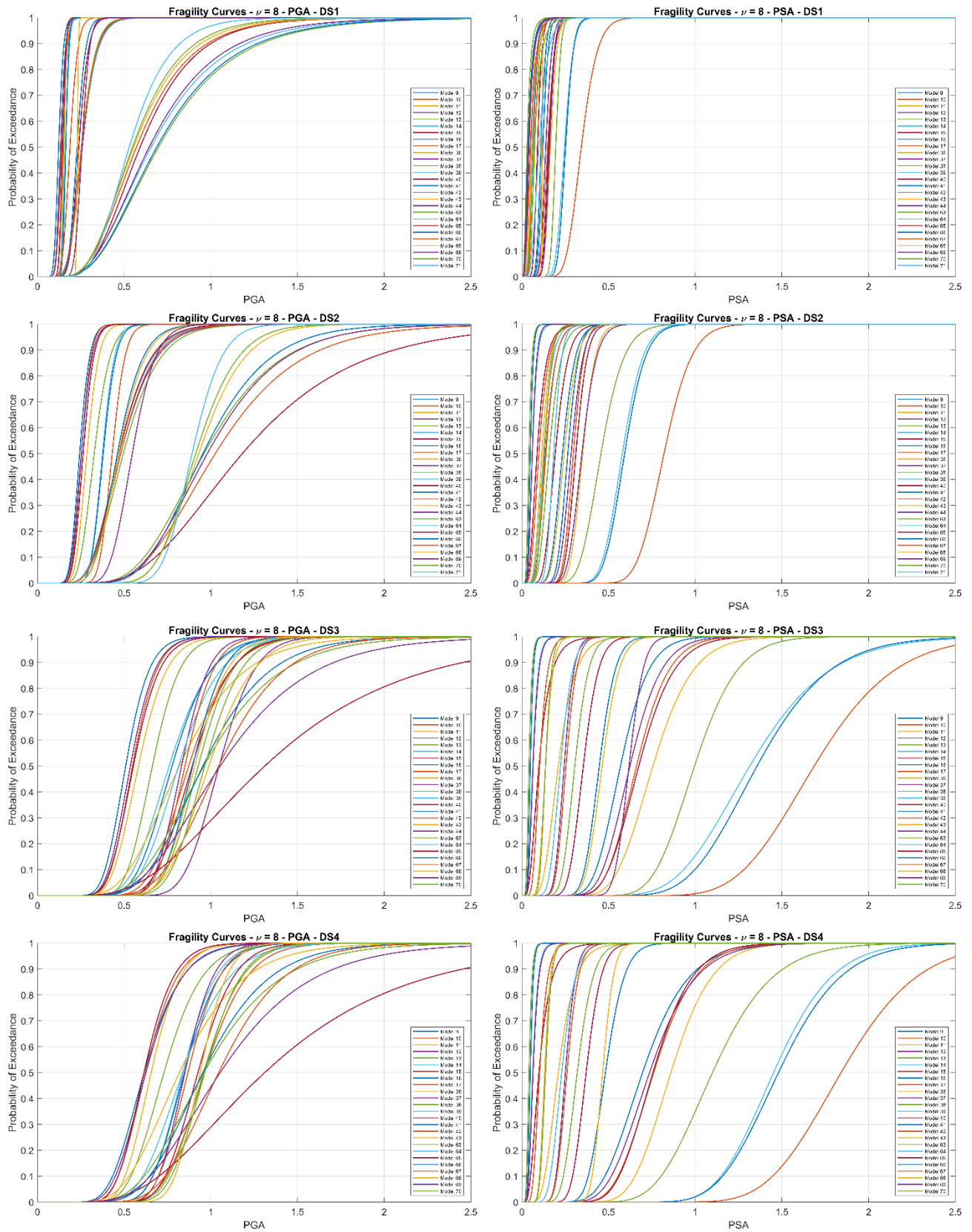


Figura 68 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\nu=8$

Per il livello di sforzo assiale normalizzato pari a $v = 8$, le curve di fragilità ottenute mediante PSA evidenziano una dispersione delle mediane generalmente superiore rispetto alle corrispondenti curve basate sulla PGA, in particolare per gli stati limite EDP3 ed EDP4. Tale comportamento conferma la maggiore capacità della PSA di cogliere le differenze dinamiche tra i modelli strutturali e di rappresentarne le diverse vulnerabilità. Rispetto al caso $v = 4$ non si osserva tuttavia un incremento sistematico della dispersione; al contrario, in alcuni casi le curve tendono a raggrupparsi leggermente, pur mantenendo una differenziazione più marcata rispetto a quella ottenuta mediante PGA.

Confronto $v = 12$

Per il livello di sforzo assiale normalizzato pari a $v = 12$, le curve di fragilità espresse in termini di PSA continuano a mostrare una maggiore variabilità delle mediane rispetto alle corrispondenti curve basate sulla PGA, soprattutto per gli stati limite più severi. Tuttavia, rispetto ai casi con valori inferiori di v , si osserva una moderata riduzione della dispersione tra le curve, che tendono a concentrarsi in un intervallo più ristretto di intensità sismica. Ciò suggerisce che l'aumento dello sforzo assiale non determina necessariamente una maggiore differenziazione delle fragilità; rimane invece evidente la superiore capacità della PSA di rappresentare le differenze di comportamento tra i modelli rispetto alla PGA.

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\nu = 12$

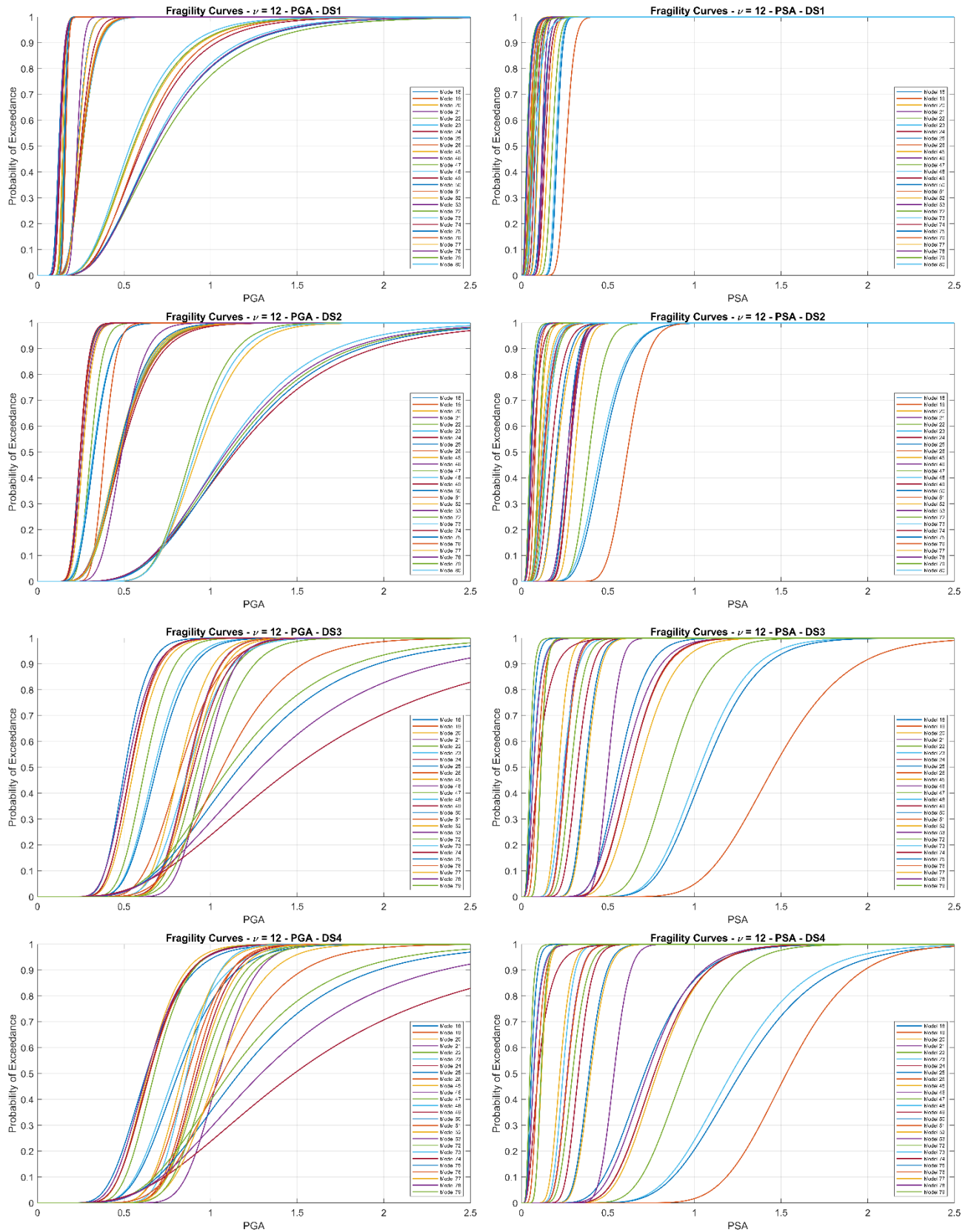


Figura 69 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\nu=12$

Confronto $\rho_l = 0.3$, $\rho_l = 0.9$ e $\rho_l = 1.5$

Per il livello di armatura longitudinale pari a $\rho_l = 0.3$, il confronto tra le curve di fragilità ottenute mediante PGA e PSA evidenzia un comportamento differente rispetto a quanto osservato variando la snellezza o lo sforzo assiale. Per gli stati limite meno severi (EDP1 ed EDP2) entrambe le intensity measures forniscono curve relativamente concentrate; tuttavia, le curve basate sulla PSA risultano generalmente più raggruppate rispetto a quelle ottenute mediante PGA.

La differenza diventa più evidente per gli stati limite EDP3 ed EDP4. In tali casi le curve di fragilità basate sulla PGA mostrano una significativa dispersione sia delle mediane sia delle pendenze, occupando un ampio intervallo di intensità sismica. Le corrispondenti curve ottenute mediante PSA presentano invece una distribuzione più compatta e una minore variabilità complessiva tra i modelli analizzati.

L'influenza dell'armatura longitudinale sul confronto tra PGA e PSA non risulta univoca. Per bassi valori di armatura ($\rho_l = 0.3$), le curve basate sulla PSA tendono a presentare una dispersione inferiore rispetto alle corrispondenti curve ottenute mediante PGA, soprattutto per gli stati limite più severi. Al contrario, per valori più elevati di armatura ($\rho_l = 0.9$ e 1.5), la PSA evidenzia una progressiva amplificazione delle differenze tra i modelli strutturali, producendo una distribuzione delle mediane significativamente più ampia rispetto alla PGA. Tale comportamento suggerisce che l'efficacia della PSA nel discriminare le diverse vulnerabilità dipende dal livello di armatura considerato: per strutture poco armate prevalgono gli effetti legati alla capacità resistente, mentre per strutture maggiormente armate assumono maggiore rilevanza le differenze nelle caratteristiche dinamiche, che vengono meglio rappresentate dalla pseudo-accelerazione al periodo fondamentale.

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\rho_I = 0.3$

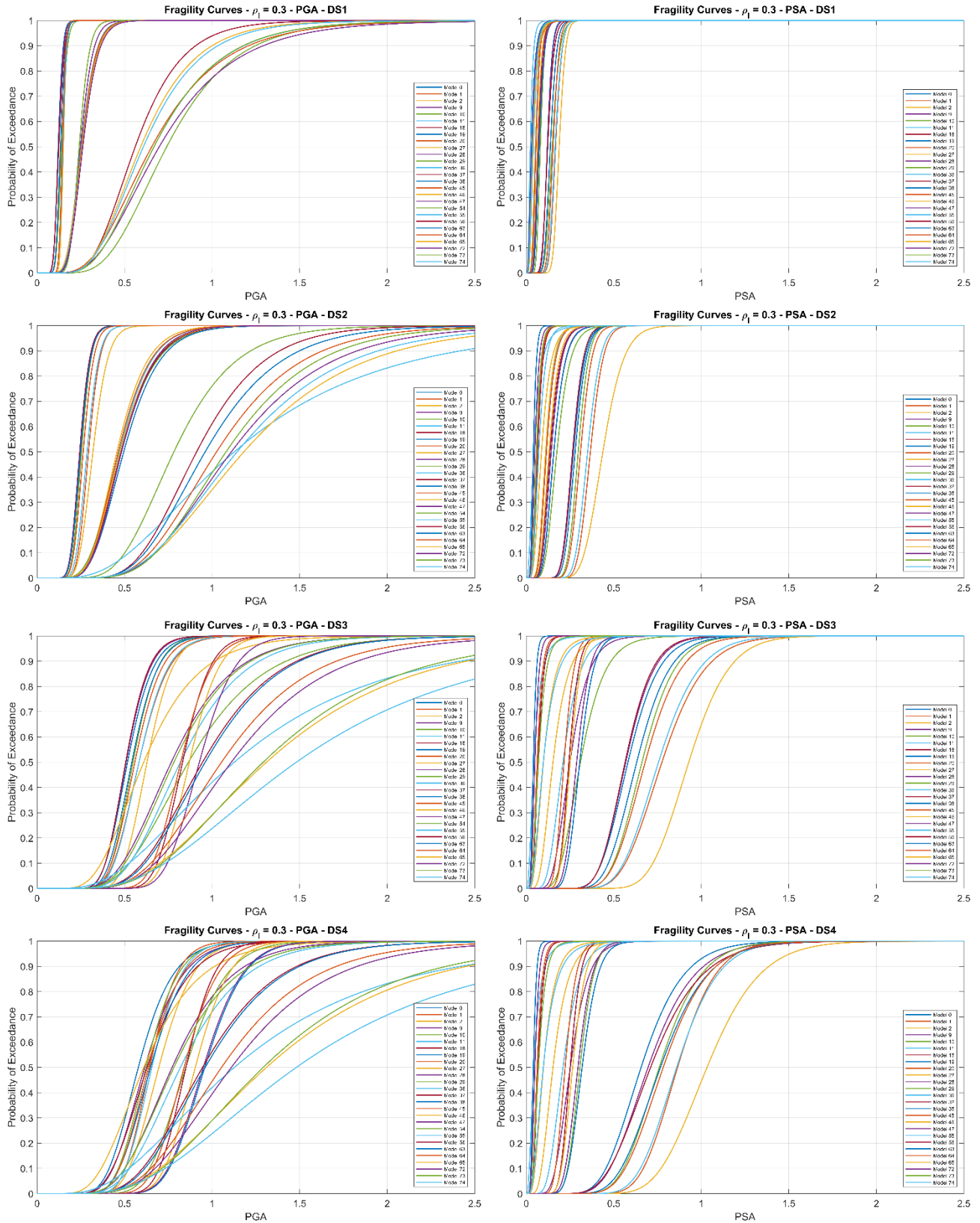


Figura 70 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\rho_I=0.3$

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\rho_I = 0.9$

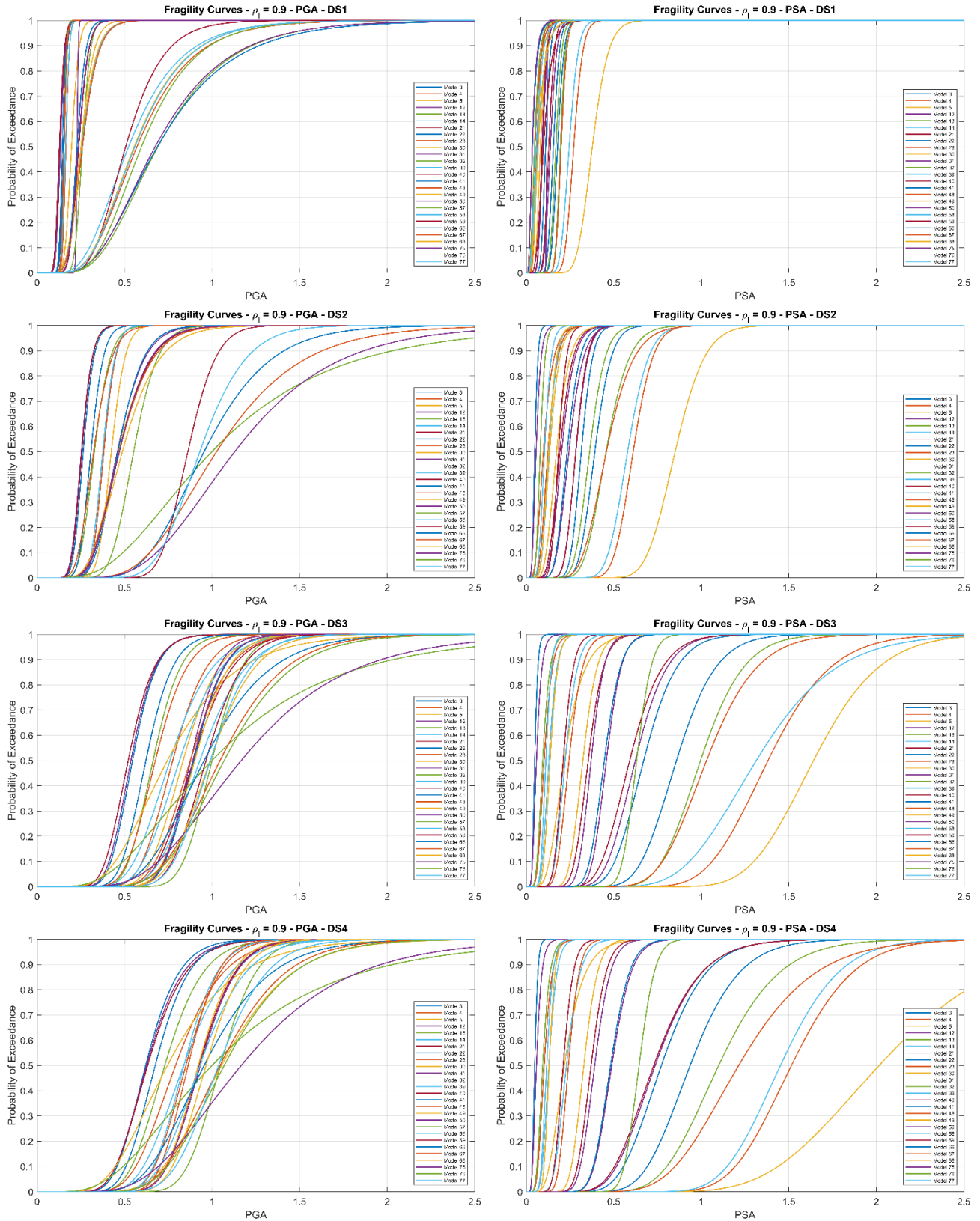


Figura 71 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\rho_I=0.9$

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\rho_1 = 1.5$

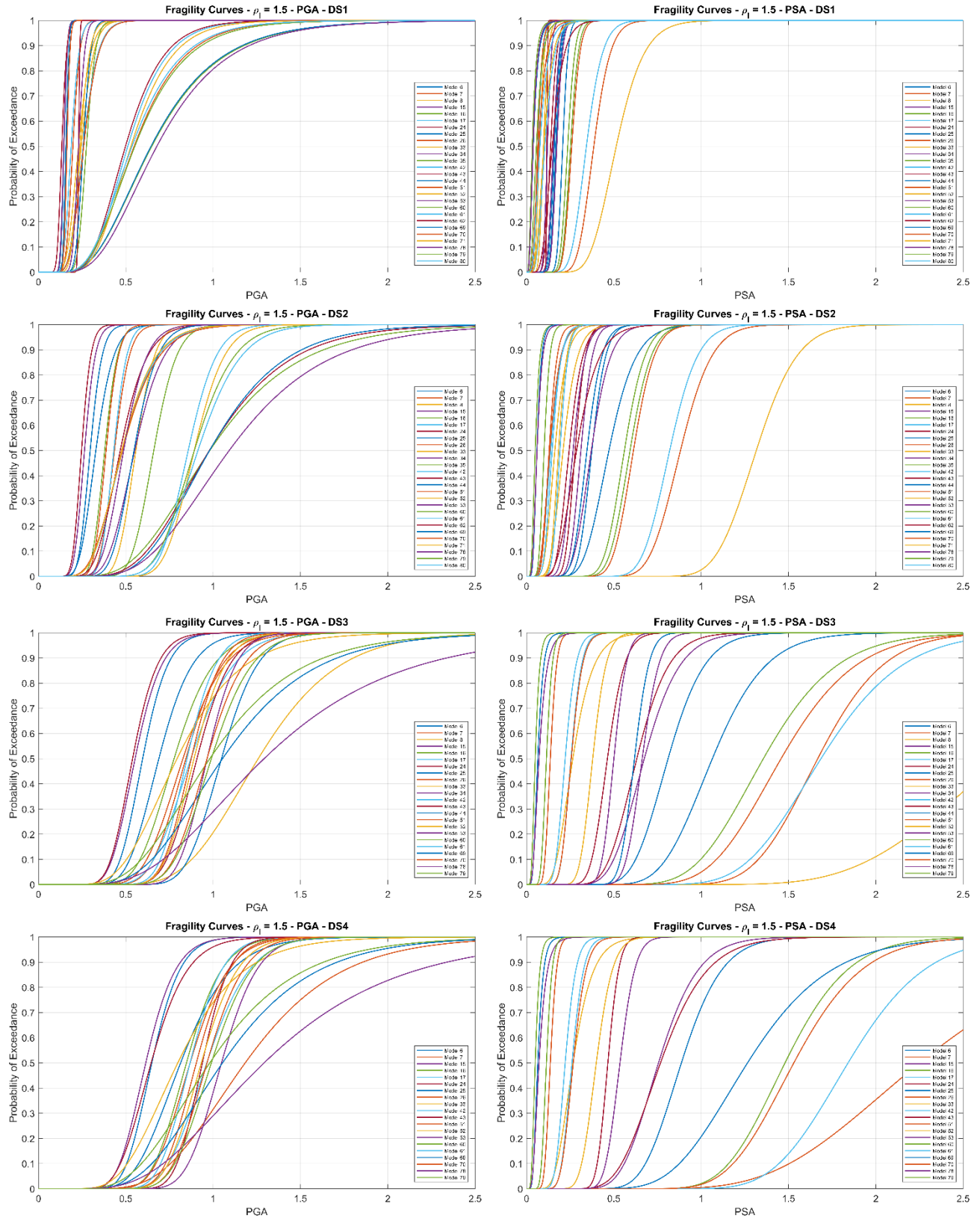


Figura 72 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\rho_1=1.5$

Confronto $\omega = 0.5$, $\omega = 6$ e $\omega = 12$

Per il livello di armatura trasversale di confinamento pari a $\omega = 0.5$, il confronto tra le curve di fragilità ottenute mediante PGA e PSA evidenzia differenze significative soprattutto per gli stati limite più severi.

Per EDP1 le curve risultano fortemente sovrapposte in entrambi i casi, con una dispersione limitata e differenze modeste tra i diversi modelli. Anche per EDP2 le curve ottenute mediante PSA mostrano una distribuzione più compatta rispetto a quelle espresse in funzione della PGA, che presentano invece una maggiore variabilità delle mediane.

La differenza diventa più evidente per gli stati limite EDP3 ed EDP4. In tali casi, le curve ottenute mediante PGA risultano distribuite su un intervallo più ampio dell'intensity measure, evidenziando una maggiore dispersione tra i diversi modelli. Al contrario, le curve espresse in funzione della PSA tendono a raggrupparsi maggiormente e presentano una minore variabilità sia delle mediane sia della forma delle funzioni di fragilità.

All'aumentare del livello di armatura trasversale di confinamento, il confronto tra PGA e PSA evidenzia un comportamento progressivamente differente. Per bassi valori di ω le curve espresse in funzione della PSA risultano fortemente raggruppate e caratterizzate da una dispersione inferiore rispetto a quelle ottenute mediante PGA. Per valori intermedi e elevati di ω , pur mantenendo una minore dispersione interna, la PSA tende a evidenziare la formazione di gruppi distinti di curve, soprattutto per gli stati limite più severi. Tale comportamento suggerisce che l'accelerazione spettrale al periodo fondamentale sia maggiormente sensibile alle differenze dinamiche tra le configurazioni strutturali considerate, consentendo una rappresentazione più efficace della vulnerabilità sismica.

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\omega = 0.5$

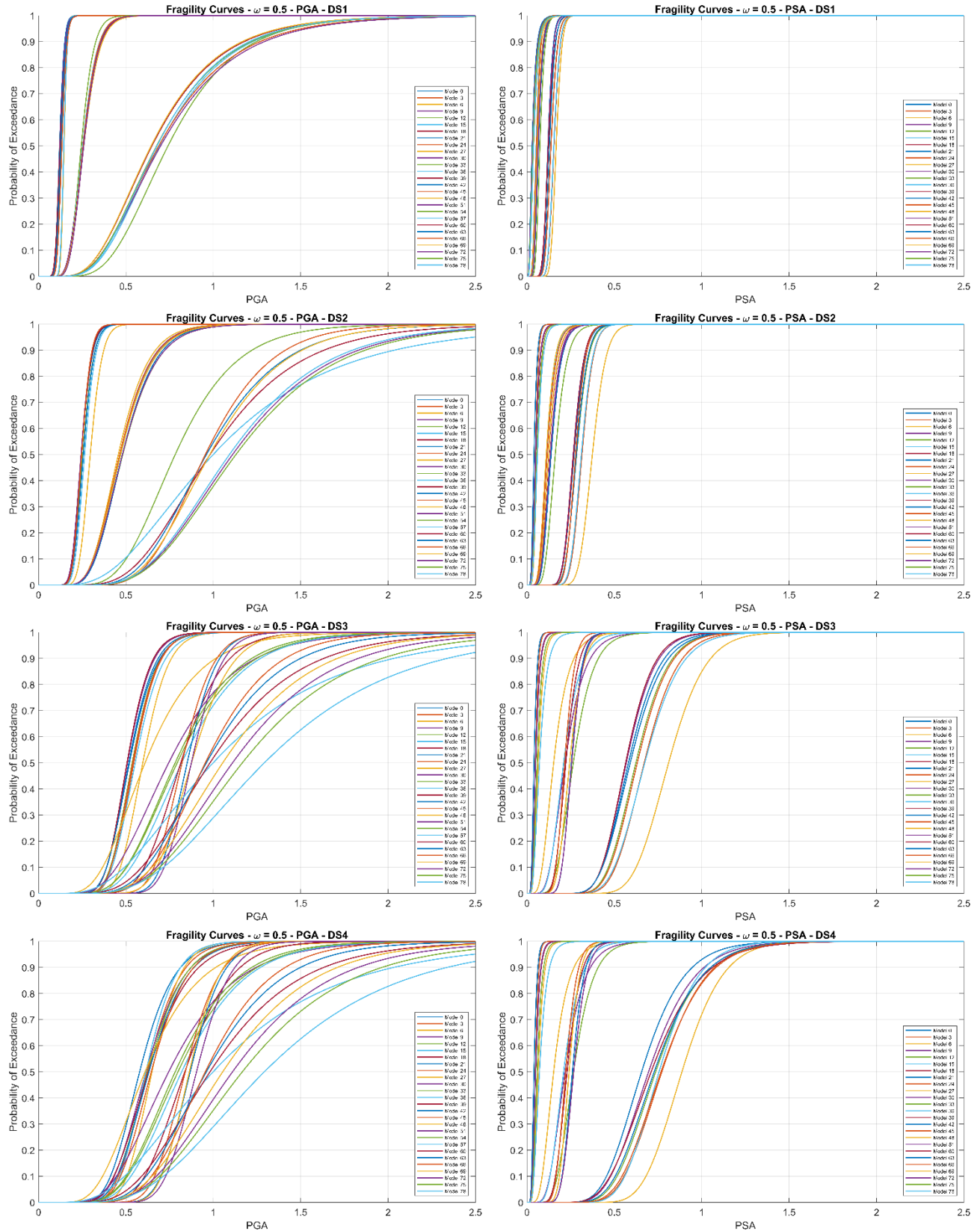


Figura 73 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\omega=0.5$

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\omega = 6$

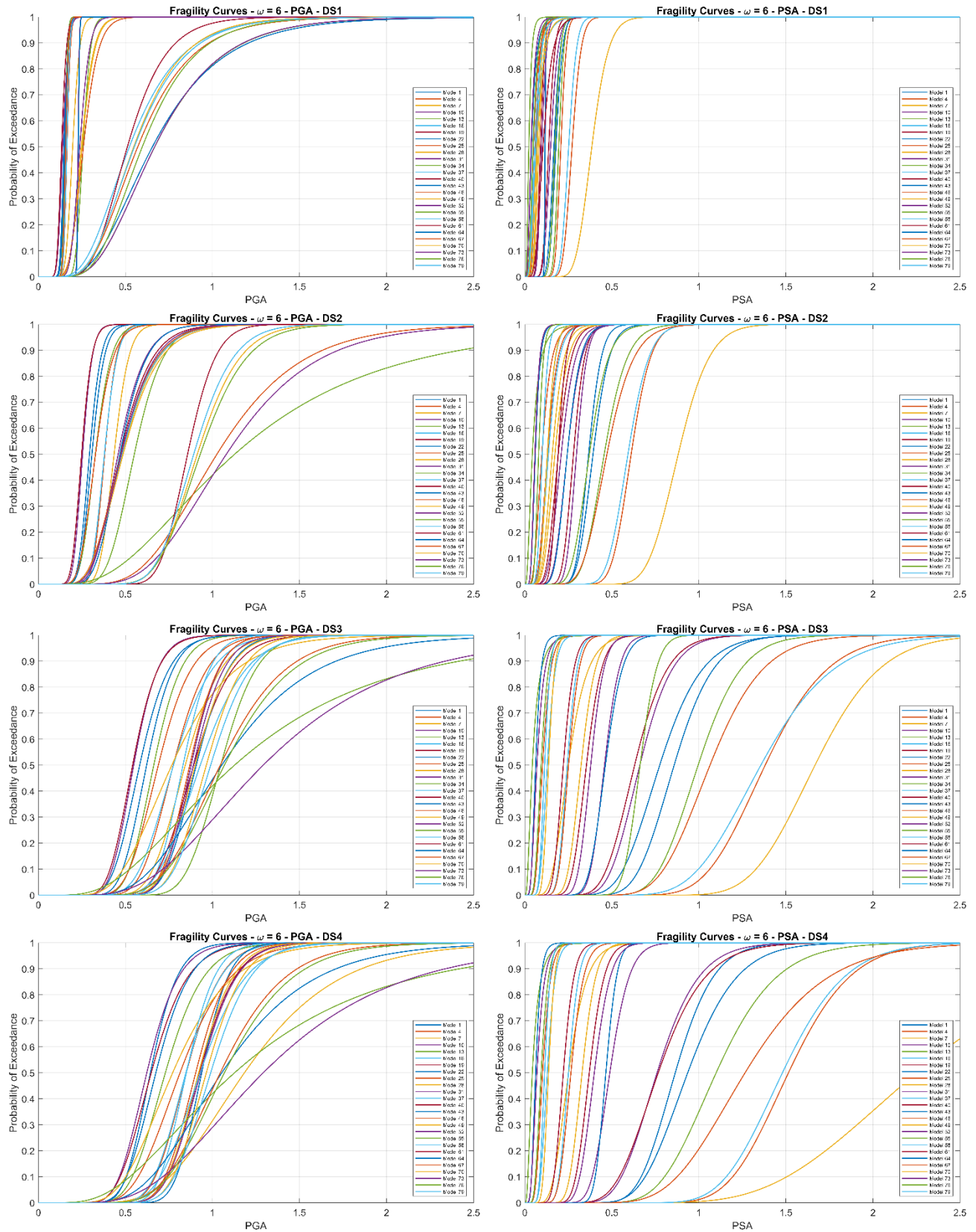


Figura 74 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\omega=6$

Comparison PGA - PSA - DS1-DS4: $\omega = 12$

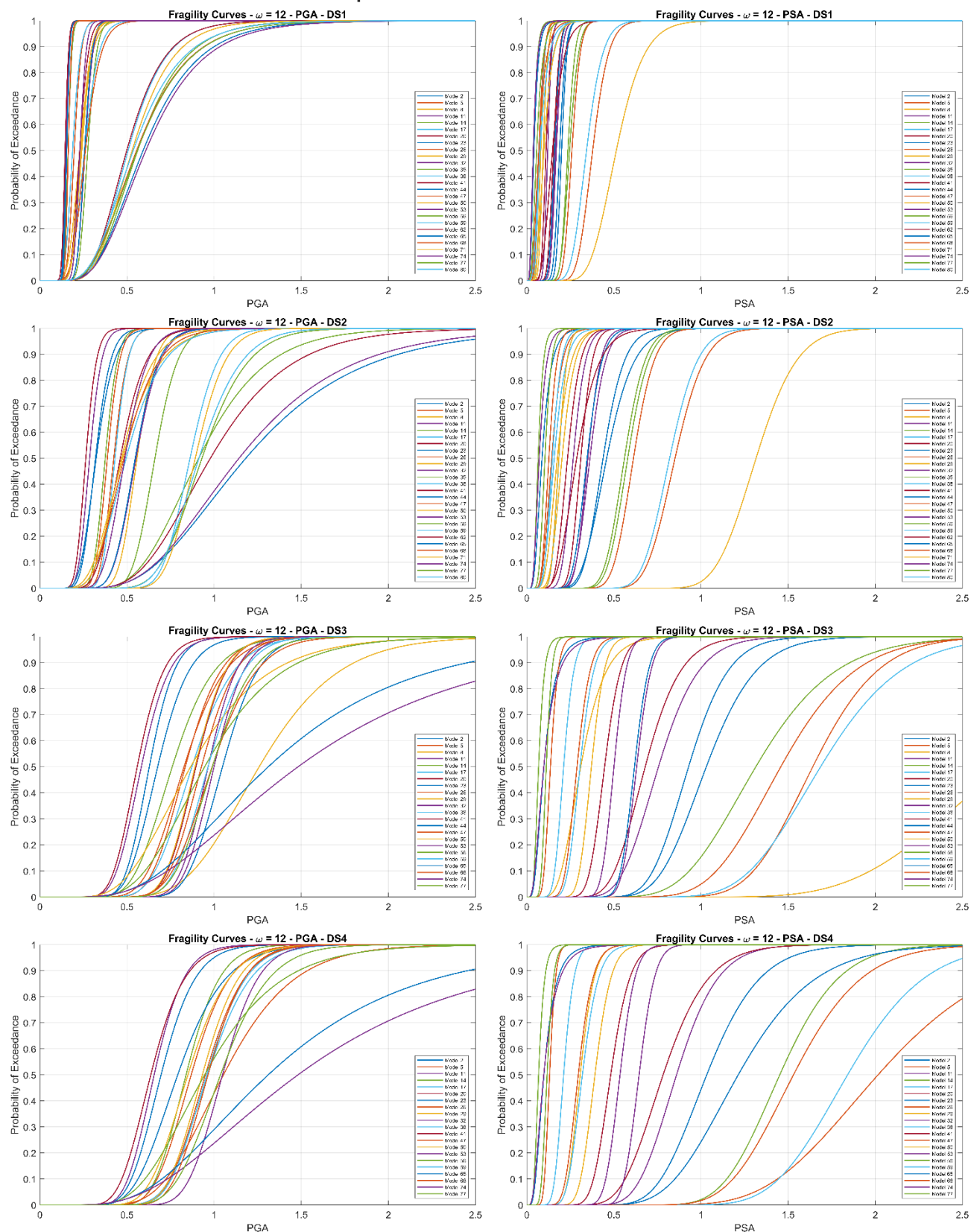


Figura 75 Confronto tra le intensity measure PGA e PSA delle curve di fragilità $\omega=12$

Obiettivi dell'analisi parametrica

L'analisi parametrica delle curve di fragilità ottenute mediante Multiple Stripe Analysis (MSA) ha evidenziato come la vulnerabilità sismica delle pile considerate sia influenzata da diversi parametri geometrici e meccanici. In particolare, il confronto tra le curve di fragilità ha mostrato variazioni significative sia nella posizione delle mediane sia nella dispersione delle probabilità di superamento degli stati limite al variare della snellezza della pila, dello sforzo assiale normalizzato, del quantitativo di armatura longitudinale e del livello di armatura trasversale di confinamento.

Sebbene l'osservazione diretta delle curve consenta di individuare qualitativamente le principali tendenze della risposta strutturale, tale approccio non permette di quantificare il contributo relativo di ciascun parametro alla vulnerabilità sismica né di distinguere gli effetti dovuti ai singoli parametri da quelli derivanti dalla loro combinazione. Per questo motivo è stata condotta un'analisi di regressione multivariata finalizzata a individuare le relazioni statistiche esistenti tra le caratteristiche dei modelli strutturali e i parametri che descrivono le corrispondenti curve di fragilità.

L'analisi è stata sviluppata considerando come variabili indipendenti i principali parametri che definiscono il campione strutturale, ovvero il rapporto di snellezza H/A , il livello di sforzo assiale normalizzato v , il rapporto di armatura longitudinale ρ_l e il livello di armatura trasversale di confinamento ω . Come variabili dipendenti sono stati invece considerati i parametri caratteristici delle curve di fragilità, con particolare riferimento alla mediana θ della distribuzione log-normale associata ai diversi stati limite analizzati.

L'obiettivo principale della regressione consiste nel quantificare l'influenza dei diversi parametri strutturali sulla vulnerabilità sismica delle pile e nel valutare come tale influenza evolva al crescere del livello di danneggiamento. In questo modo è possibile individuare i parametri maggiormente responsabili dello spostamento delle curve di fragilità e comprendere se il comportamento strutturale sia governato prevalentemente da fattori geometrici, meccanici oppure dall'interazione tra essi.

L'analisi è stata eseguita separatamente per ciascuno stato limite considerato, al fine di evidenziare eventuali variazioni del ruolo dei singoli parametri nelle diverse fasi della risposta strutturale. Tale approccio consente inoltre di confrontare i risultati ottenuti mediante differenti intensity measures e di valutare il grado di correlazione tra la domanda sismica e la risposta strutturale.

Analisi di regressione multivariata

Per quantificare l'influenza dei principali parametri geometrici e meccanici sulla vulnerabilità sismica delle pile analizzate, è stato adottato un modello di regressione lineare multivariata. Tale approccio consente di descrivere la relazione tra una variabile dipendente e più variabili indipendenti, permettendo di valutare il contributo relativo di ciascun parametro strutturale alla risposta osservata.

Nel presente studio la regressione è stata applicata ai valori della mediana θ delle curve di fragilità ottenute per i diversi stati limite considerati. Le variabili indipendenti sono rappresentate dai parametri che definiscono il campione strutturale:

rapporto di snellezza della pila H/A ;

livello di sforzo assiale normalizzato v ;

rapporto di armatura longitudinale ρ_l ;

livello di armatura trasversale di confinamento ω .

La relazione adottata può essere espressa nella forma:

$$\theta = a + b_1(H/A) + b_2v + b_3\rho_l + b_4\omega$$

dove:

θ rappresenta la mediana della curva di fragilità;

a è l'intercetta del modello di regressione;

b_1, b_2, b_3 e b_4 sono i coefficienti associati alle rispettive variabili indipendenti.

I coefficienti della regressione forniscono una misura dell'influenza esercitata da ciascun parametro sulla posizione della curva di fragilità. In particolare, un coefficiente positivo indica che un incremento del parametro considerato determina un aumento della mediana θ e quindi uno spostamento della curva verso valori più elevati dell'intensity measure, corrispondente a una riduzione della vulnerabilità sismica. Al contrario, un coefficiente negativo indica una diminuzione della mediana e quindi uno spostamento della curva verso valori inferiori dell'intensity measure, associato a una maggiore vulnerabilità.

L'adozione di una regressione multivariata consente inoltre di valutare l'effetto di ciascun parametro mantenendo costanti gli altri fattori considerati. In questo modo è possibile

isolare il contributo specifico delle singole variabili ed evitare interpretazioni influenzate dalle correlazioni esistenti tra i diversi parametri strutturali.

Tale approccio permette di individuare eventuali differenze tra gli stati limite iniziali, generalmente associati alla risposta elastica e all'innesco del danneggiamento, e gli stati limite più severi, caratterizzati da fenomeni di plasticizzazione diffusa e da una maggiore influenza della capacità deformativa della struttura.

Interpretazione dei parametri statistici

Per valutare l'affidabilità e la capacità descrittiva del modello di regressione sono stati considerati il coefficiente di determinazione R^2 e il p-value associato a ciascun coefficiente della regressione.

Il coefficiente di determinazione R^2 rappresenta la quota di variabilità della variabile dipendente che può essere spiegata dalle variabili indipendenti incluse nel modello. Esso assume valori compresi tra 0 e 1: valori prossimi all'unità indicano che il modello è in grado di descrivere una parte significativa della variabilità osservata, mentre valori bassi suggeriscono una ridotta capacità esplicativa. Nel presente studio il coefficiente R^2 viene utilizzato per valutare quanto efficacemente i parametri geometrici e meccanici delle pile siano in grado di spiegare le variazioni della mediana delle curve di fragilità.

Accanto al coefficiente R^2 è stato analizzato il p-value associato a ciascun coefficiente della regressione. Il p-value rappresenta la probabilità che l'effetto attribuito a una determinata variabile sia in realtà dovuto al caso. Valori ridotti di p-value indicano pertanto una maggiore evidenza statistica dell'esistenza di una correlazione tra il parametro considerato e la variabile dipendente.

Nel presente lavoro sono stati adottati i seguenti criteri interpretativi:

- $p\text{-value} < 0.01$: parametro altamente significativo;
- $0.01 \leq p\text{-value} < 0.05$: parametro statisticamente significativo;
- $0.05 \leq p\text{-value} < 0.10$: parametro moderatamente significativo;
- $p\text{-value} \geq 0.10$: parametro non statisticamente significativo.

La valutazione congiunta di coefficiente, p-value e R^2 consente di interpretare correttamente i risultati della regressione. In particolare, il segno del coefficiente individua il verso dell'influenza esercitata dal parametro sulla mediana della curva di fragilità, mentre il p-

value ne quantifica la significatività statistica. Il coefficiente R^2 fornisce invece una misura globale della capacità del modello di rappresentare il comportamento osservato.

È importante sottolineare che la significatività statistica di un parametro non coincide necessariamente con la sua importanza fisica. Un coefficiente statisticamente significativo indica infatti l'esistenza di una relazione sistematica tra la variabile considerata e la risposta strutturale, ma l'interpretazione ingegneristica di tale relazione richiede anche la comprensione dei meccanismi fisici che governano il comportamento della struttura. Per questo motivo, i risultati della regressione verranno successivamente discussi alla luce delle osservazioni emerse dall'analisi delle curve di fragilità e delle caratteristiche meccaniche dei modelli considerati.

Regressione multivariata delle mediane ottenute con la PGA

I risultati della regressione multivariata sono riassunti nella seguente tabella, in cui viene indicato per ogni stato limite considerato e per ogni parametro di variazione del modello, il coefficiente che indica il verso secondo cui quel parametro incide a determinare lo spostamento della curva di fragilità, il p-value ed il coefficiente R^2 .

Tabella 6 Parametri della regressione multivariata delle mediane effettuata con la PGA come intensity measure

EDP	R^2	Parametro	Coefficiente	p-value
DS1	0.8633	H/A	0.0756	<0.001
		v	0.0000	0.991
		ρ_l	-0.0151	0.386
		ω	-0.0029	0.107
DS2	0.8674	H/A	0.1103	<0.001
		v	-0.0005	0.893
		ρ_l	0.0140	0.573
		ω	0.0039	0.140

EDP	R ²	Parametro	Coefficiente	p-value
DS3	0.7050	H/A	0.0691	<0.001
		v	0.0044	0.297
		ρ_l	0.0847	0.004
		ω	0.0145	<0.001
DS4	0.6401	H/A	0.0559	<0.001
		v	0.0078	0.070
		ρ_l	0.0713	0.017
		ω	0.0134	<0.001

La regressione multivariata è stata applicata ai valori della mediana θ delle curve di fragilità ottenute utilizzando la Peak Ground Acceleration (PGA) come intensity measure. L'obiettivo dell'analisi è quello di quantificare il contributo dei principali parametri geometrici e meccanici delle pile alla posizione delle curve di fragilità e di valutare come tale contributo evolva al crescere del livello di danneggiamento.

I risultati ottenuti evidenziano una buona capacità descrittiva del modello di regressione per tutti gli stati limite considerati. I coefficienti di determinazione R^2 risultano infatti compresi tra 0.64 e 0.87, indicando che una quota significativa della variabilità delle mediane delle curve di fragilità può essere spiegata mediante i parametri strutturali adottati come variabili indipendenti.

L'analisi mostra come il ruolo dei diversi parametri non rimanga costante durante l'evoluzione del danneggiamento. Per gli stati limite iniziali DS1 ed DS2 il parametro che esercita l'influenza statisticamente più significativa risulta essere il rapporto di snellezza H/A. I coefficienti associati a tale variabile sono positivi e caratterizzati da p-value prossimi allo zero, evidenziando una forte correlazione con la mediana delle curve di fragilità. Ciò indica che, all'interno del campione analizzato, un incremento della snellezza è associato a

valori maggiori della PGA necessaria per raggiungere gli stati limite iniziali, determinando uno spostamento delle curve di fragilità verso destra.

Nello stesso intervallo di danneggiamento, il livello di sforzo assiale normalizzato v non presenta una significativa influenza statistica. I relativi coefficienti risultano infatti caratterizzati da p-value elevati, suggerendo che le variazioni dello sforzo assiale non producano modifiche sistematiche nella posizione delle curve di fragilità. Analogamente, anche l'armatura longitudinale ρ_l e il livello di confinamento trasversale ω mostrano un'influenza limitata sugli stati limite meno severi.

Il comportamento risulta differente per gli stati limite avanzati DS3 ed DS4. In tali condizioni assumono un ruolo progressivamente più rilevante i parametri direttamente connessi alla capacità resistente e deformativa della sezione. In particolare, l'armatura longitudinale ρ_l presenta coefficienti positivi e statisticamente significativi, indicando che un incremento dell'armatura comporta un aumento della mediana della curva di fragilità e quindi una riduzione della vulnerabilità sismica.

Anche il parametro ω assume una crescente importanza negli stati limite più severi. I coefficienti ottenuti risultano positivi e caratterizzati da elevata significatività statistica, evidenziando il contributo del confinamento trasversale nell'aumentare la capacità deformativa della sezione e nel ritardare il raggiungimento degli stati di danno più avanzati. Tale risultato appare coerente con il ruolo che il confinamento esercita sul comportamento post-elastico e sulla duttilità degli elementi in calcestruzzo armato.

Lo sforzo assiale normalizzato v continua invece a mostrare un'influenza relativamente contenuta anche negli stati limite più severi. Pur evidenziando una lieve crescita della significatività statistica per DS4, il suo contributo risulta generalmente inferiore rispetto a quello associato alla snellezza e ai quantitativi di armatura.

Nel complesso, l'analisi di regressione conferma quanto osservato qualitativamente attraverso il confronto delle curve di fragilità. Gli stati limite iniziali risultano maggiormente influenzati dalle caratteristiche geometriche globali della struttura, mentre gli stati limite più severi mostrano una crescente dipendenza dai parametri che governano la resistenza e la duttilità della sezione. Tale comportamento evidenzia il progressivo passaggio da una risposta controllata prevalentemente dalla configurazione globale della pila a una risposta dominata dai meccanismi resistenti e dissipativi che si sviluppano nelle fasi avanzate del danneggiamento.

Regressione multivariata delle mediane ottenute con la PSA

La regressione multivariata è stata successivamente applicata alle mediane delle curve di fragilità ottenute utilizzando come intensity measure la pseudo-accelerazione spettrale corrispondente al periodo fondamentale della struttura, $PSA(T_1)$. I parametri della regressione sono riassunti nella seguente tabella:

Tabella 7 Parametri della regressione multivariata delle mediane effettuata con la PSA come intensity measure

EDP	R ²	Parametro	Coefficiente	p-value
DS1	0.7623	H/A	-0.0261	< 0.001
		v	-0.0059	0.0004
		ρ_l	0.0622	< 0.001
		ω	0.0070	< 0.001
DS2	0.7390	H/A	-0.0633	< 0.001
		v	-0.0140	0.0010
		ρ_l	0.1482	< 0.001
		ω	0.0171	< 0.001
DS3	0.7627	H/A	-0.1497	< 0.001
		v	-0.0216	0.0183
		ρ_l	0.3001	< 0.001
		ω	0.0348	< 0.001
DS4	0.7902	H/A	-0.1660	< 0.001
		v	-0.0173	0.0562
		ρ_l	0.2844	< 0.001
		ω	0.0323	< 0.001

L'obiettivo dell'analisi è valutare in che misura i parametri geometrici e meccanici delle pile influenzino la vulnerabilità sismica quando la domanda sismica viene espressa mediante una misura di intensità direttamente correlata alle caratteristiche dinamiche della struttura.

I coefficienti di determinazione ottenuti risultano compresi tra 0.74 e 0.79 per tutti gli stati limite considerati, indicando che una quota significativa della variabilità delle mediane delle curve di fragilità può essere spiegata attraverso i parametri strutturali adottati nel modello di regressione. I valori di R^2 risultano relativamente stabili passando dagli stati limite iniziali a quelli più severi, suggerendo una relazione robusta tra i parametri del modello e la risposta espressa in termini di $PSA(T_1)$.

A differenza di quanto osservato nella regressione eseguita sulle curve basate sulla PGA, il rapporto di snellezza H/A presenta coefficienti negativi per tutti gli stati limite considerati. Tale risultato indica che all'aumentare della snellezza si osserva una riduzione della mediana espressa in termini di $PSA(T_1)$. Questo comportamento è coerente con il fatto che l'incremento della snellezza determina un aumento del periodo fondamentale della struttura e modifica quindi il valore della pseudo-accelerazione spettrale associata al raggiungimento dello stato limite.

L'armatura longitudinale ρ_l rappresenta uno dei parametri maggiormente influenti all'interno del modello. I coefficienti risultano positivi e statisticamente significativi per tutti gli stati limite, mostrando inoltre un incremento progressivo passando dagli stati limite iniziali a quelli più severi. Tale comportamento evidenzia il ruolo dell'armatura longitudinale nell'aumentare la capacità resistente della sezione e nel ritardare il raggiungimento delle condizioni di danno più avanzate.

Anche il livello di confinamento trasversale ω mostra coefficienti positivi e statisticamente significativi in tutti gli stati limite considerati. Sebbene il contributo risulti inferiore rispetto a quello dell'armatura longitudinale, l'influenza del confinamento tende ad aumentare al crescere del livello di danneggiamento, confermando il suo ruolo nel migliorare la duttilità e la capacità deformativa della sezione.

Lo sforzo assiale normalizzato v presenta coefficienti negativi e generalmente significativi. Tale risultato suggerisce che un incremento dello sforzo assiale sia associato a una riduzione della mediana delle curve di fragilità espresse in termini di $PSA(T_1)$, indicando una maggiore vulnerabilità strutturale. Tuttavia, l'entità di tale effetto risulta inferiore rispetto a quella osservata per la snellezza e per i quantitativi di armatura.

Nel complesso, la regressione eseguita sulle curve di fragilità basate sulla $PSA(T_1)$ evidenzia come tutti i principali parametri strutturali contribuiscano in maniera significativa alla definizione della vulnerabilità sismica. In particolare, mentre la snellezza e lo sforzo assiale tendono a ridurre la mediana delle curve di fragilità, l'armatura longitudinale e il confinamento trasversale contribuiscono ad aumentarla, determinando una maggiore capacità della struttura nei confronti degli stati limite considerati.

Conclusioni

Sintesi dei risultati

Di seguito viene presentata una tabella di sintesi dei risultati e delle osservazioni rilevate durante il confronto tra le curve di fragilità nei paragrafi precedenti:

Tabella 8 Sintesi dei risultati ottenuti

Parametro	Effetto della PSA rispetto alla PGA	Osservazioni
$H/A = 3$	Maggiore dispersione	PSA evidenzia differenze dinamiche tra modelli
$H/A = 6$	Minore dispersione	PSA più correlata alla risposta strutturale
$H/A = 9$	Sensibile riduzione della dispersione	Risposta dominata dal primo modo
$v = 4$	Maggiore dispersione	PSA discrimina meglio le vulnerabilità
$v = 8$	Maggiore dispersione	Effetto simile a $v = 4$
$v = 12$	Maggiore dispersione ma più contenuta	Differenze ancora evidenti
$\rho_1 = 0.3$	Minore dispersione	Curve più compatte
$\rho_1 = 0.9$	Maggiore dispersione	PSA evidenzia differenze strutturali
$\rho_1 = 1.5$	Maggiore dispersione	Effetto ancora più evidente
$\omega = 0.5$	Minore dispersione	Curve PSA fortemente raggruppate
$\omega = 6$	Cluster distinti	PSA evidenzia gruppi di comportamento

Parametro	Effetto della PSA rispetto alla PGA	Osservazioni
$\omega = 12$	Cluster molto evidenti	Forte sensibilità alle differenze dinamiche

Dall'analisi comparativa emerge che l'effetto della sostituzione della PGA con la $PSA(T_1)$ non è univoco ma dipende dal parametro strutturale considerato. Nei casi caratterizzati da elevata snellezza e bassi livelli di armatura trasversale, la PSA tende a ridurre la dispersione delle curve di fragilità, evidenziando una maggiore correlazione con la risposta strutturale. Al contrario, per alcune configurazioni caratterizzate da differenti livelli di sforzo assiale o armatura longitudinale, la PSA mette maggiormente in evidenza le differenze di vulnerabilità tra i modelli, producendo una maggiore separazione delle curve.

Bibliografia

- Baker, J. W. (2015). *Efficient Analytical Fragility Function Fitting Using Dynamic Structural Analysis*. Stanford University.
- CEN. (2005). *EN 1998-2: Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization, Brussels.
- FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (FEMA 356)*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Galano, S., et al. (2023). Prestressed reinforced concrete bridges: state of the art of the Italian existing stock. *Journal of Bridge Engineering*.
- Jalayer, F., De Risi, R., & Manfredi, G. (2015). Bayesian Cloud Analysis: Efficient Structural Fragility Assessment Using Linear Regression. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**(4), 1183–1203.
- PEER. (2017). *PEER Structural Performance Database*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Popovics, S. (1973). A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, **3**(5), 583–599.
- Porter, K. (2021). *A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk*. University of Colorado Boulder, Boulder, CO, USA. 139 pp.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS Press. ISBN 978-8861980006.
- ReLUIs. (2022–2024). *Progetto ReLUIs – WP4 Mappe di rischio e scenari di danno sismico*. Consorzio ReLUIs, Napoli.
- Thakkar, K., et al. (2023). Review of seismic fragility assessment methodologies for bridge structures. *Structures*, **54**, 1048–1072.
- Yao, P., et al. (2021). Experimental and numerical analysis of hollow and solid reinforced concrete piers under static and impact loading. *Engineering Structures*, **242**, 112542.
- Youssef, M. G., et al. (2020). A numerical study on seismic performance evaluation of RC rectangular columns strengthened with CFRP sheets. *Composite Structures*.

- Zeng, X., & Xu, B. (2018). *Parametric Analysis of the Dynamic Behaviour of RC Columns with the Confinement Effect of Overlapping Hoops Subjected to Lateral Rapid Loadings*. Civil Engineering Journal.
- Zhu, M. (2021). *OpenSeesPy Documentation* (Release 3.2.2.9). OpenSeesPy Project. Disponibile all'indirizzo: <https://openseespydoc.readthedocs.io/>
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2008). *Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 14 gennaio 2008*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (2018). *Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018*. Gazzetta Ufficiale della Repubblica Italiana.
- OpenSees Development Team. (2024). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) – User Manual*. University of California, Berkeley.

ANNESSO A – Database completo delle curve di fragilità

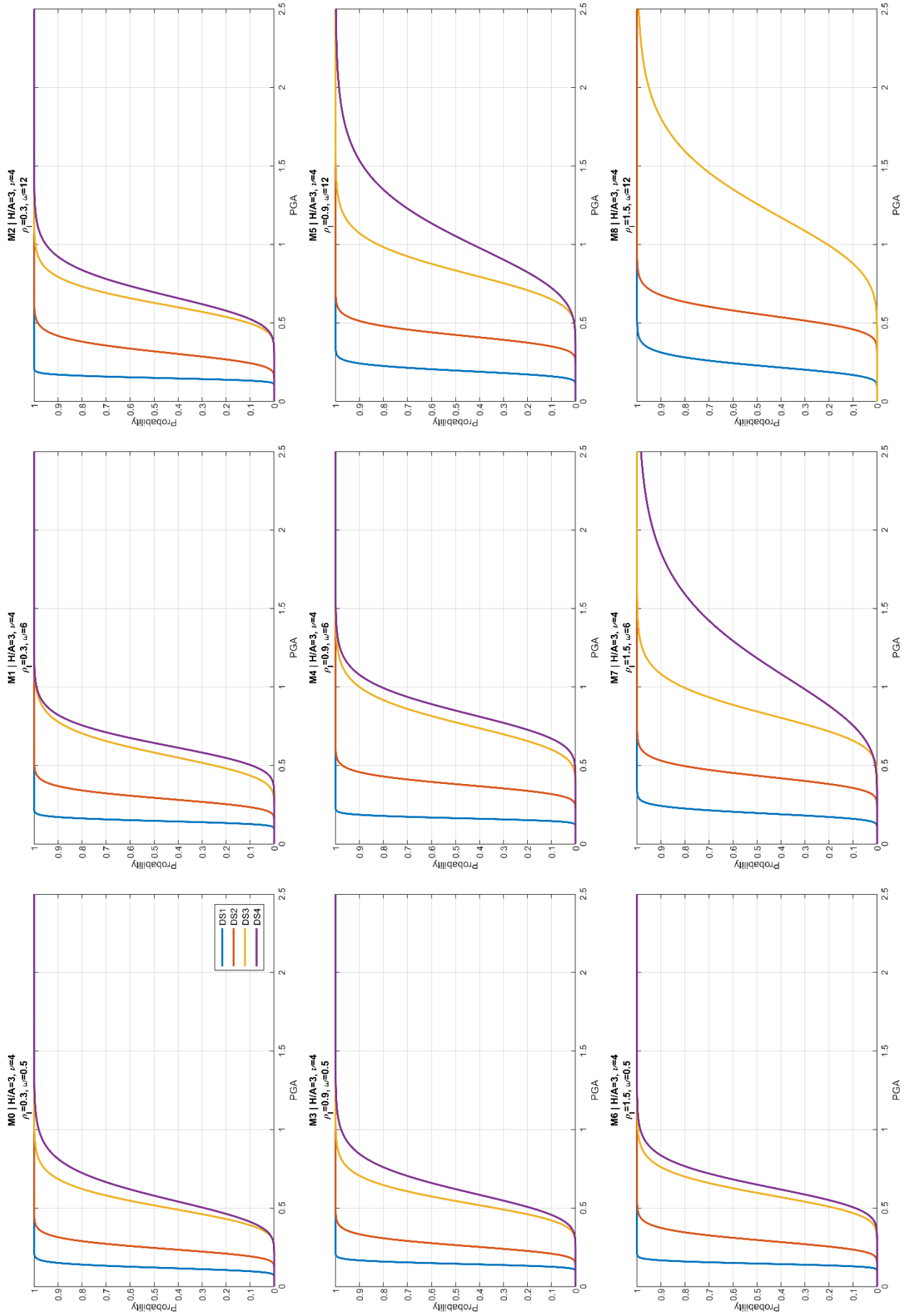
In questo annesso sono riportate tutte le curve di fragilità ottenute nell'ambito dello studio. Le curve sono presentate in funzione della Peak Ground Acceleration (PGA) e comprendono tutti gli 81 modelli analizzati.

Lo scopo dell'annesso è quello di raccogliere l'intero database di risultati ottenuti dalle analisi, senza appesantire il corpo principale della tesi, nel quale sono stati discussi solamente i risultati ottenuti dal raggruppamento di tali curve per tipologia.

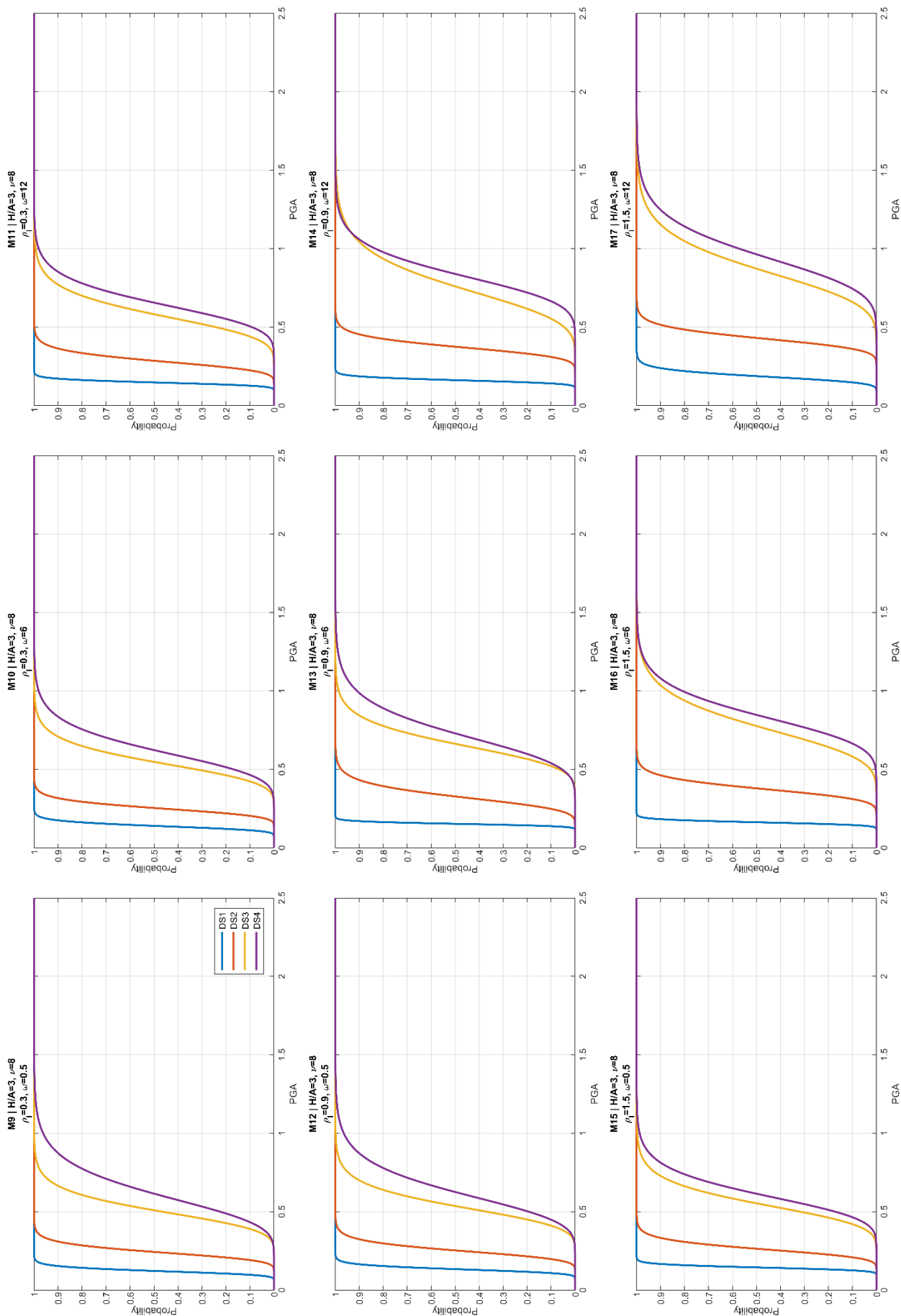
Per ogni modello sono riportate le curve di fragilità relative ai diversi stati limite considerati nello studio. Le curve sono state ottenute a partire dalle analisi dinamiche non lineari e successivamente interpolate mediante distribuzione log-normale, al fine di descrivere la probabilità di superamento degli stati limite al variare dell'intensità sismica.

L'inserimento delle curve complete in appendice consente di rendere disponibili tutti i risultati prodotti durante l'attività di ricerca, permettendo una consultazione dettagliata dei singoli modelli e garantendo la tracciabilità delle elaborazioni svolte. Le figure sono presentate secondo la numerazione dei modelli adottata nel corso dello studio.

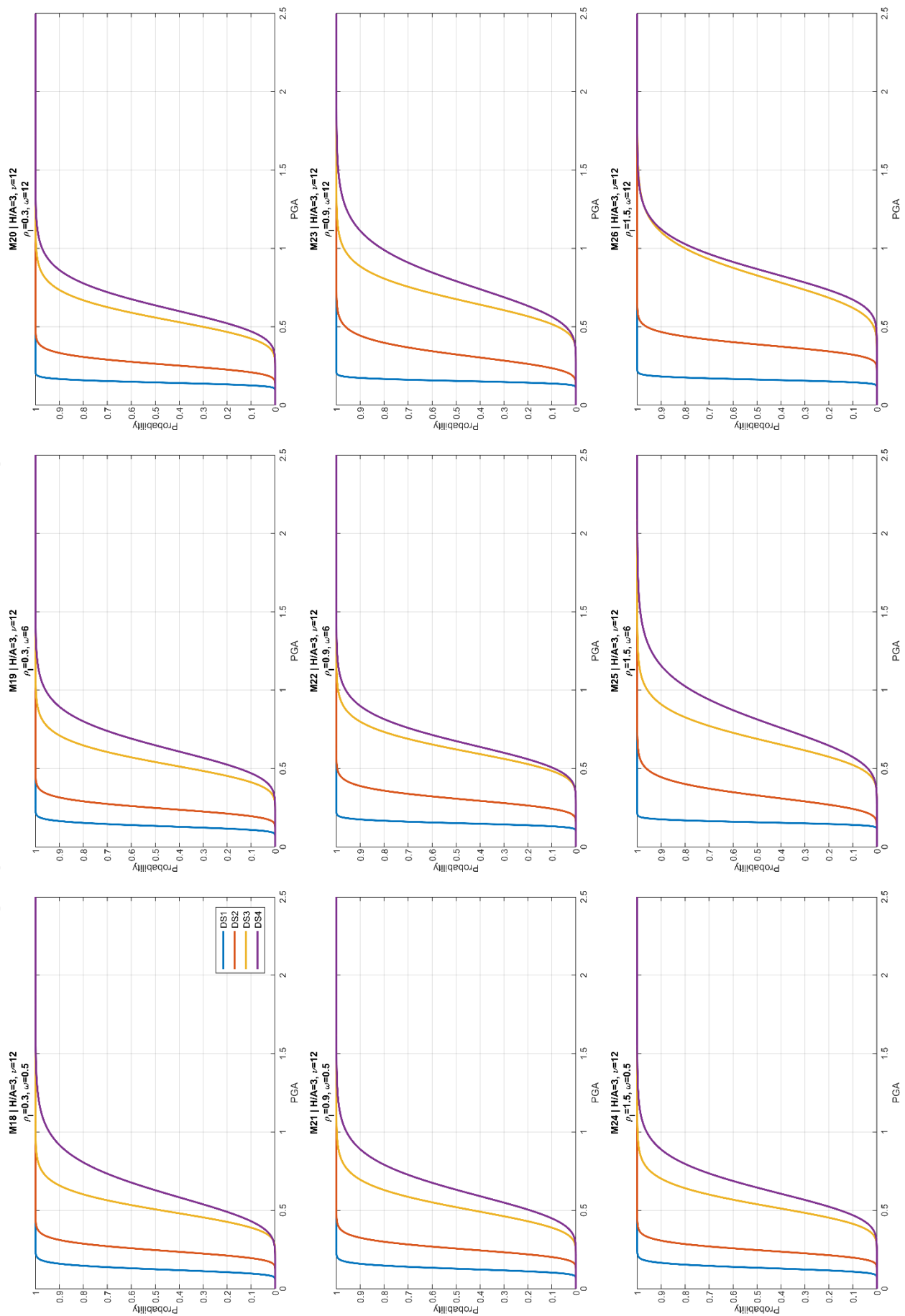
Fragility Curves - PGA - Models 0 to 8 | DS1-DS4



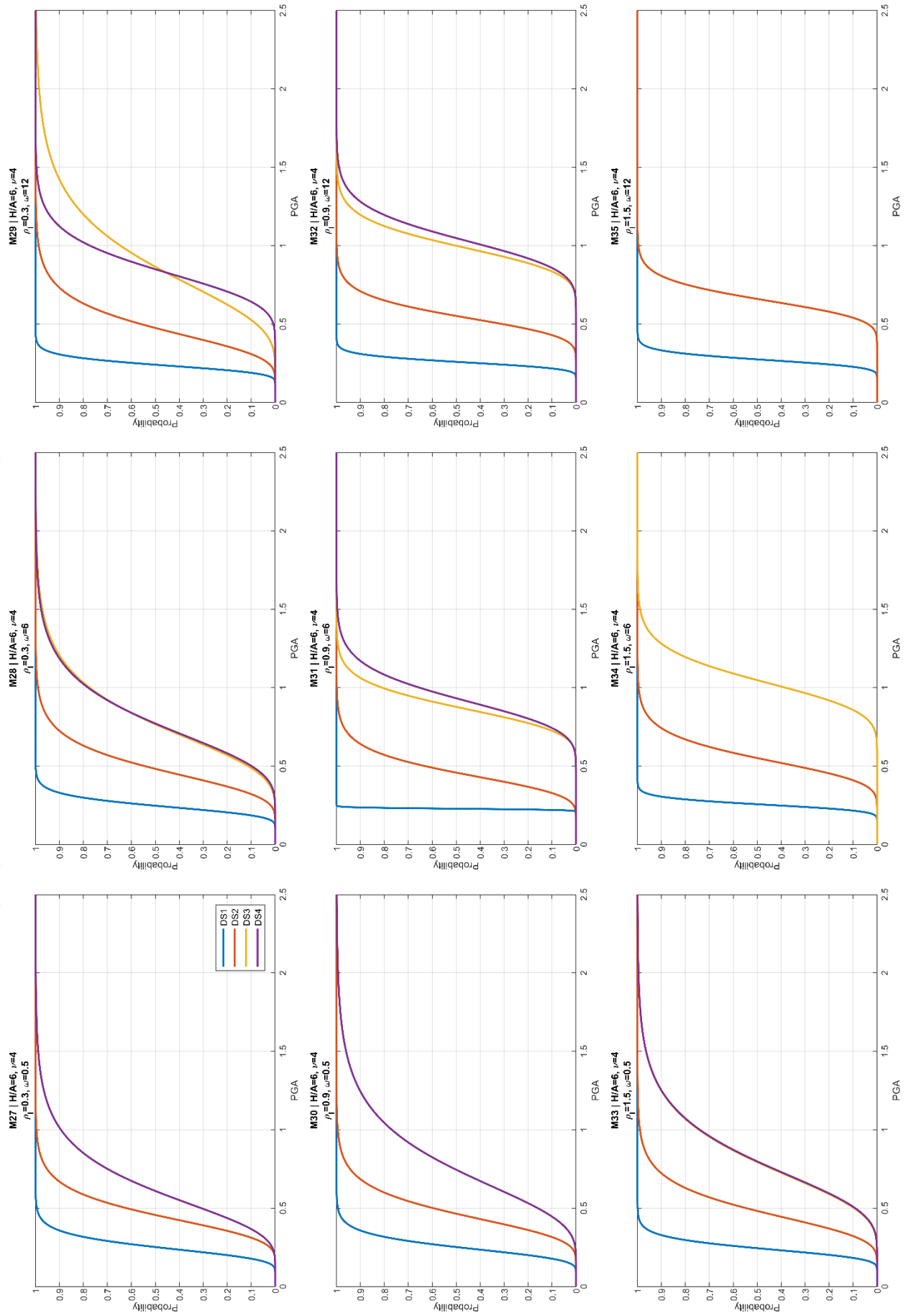
Fragility Curves - PGA - Models 9 to 17 | DS1-DS4



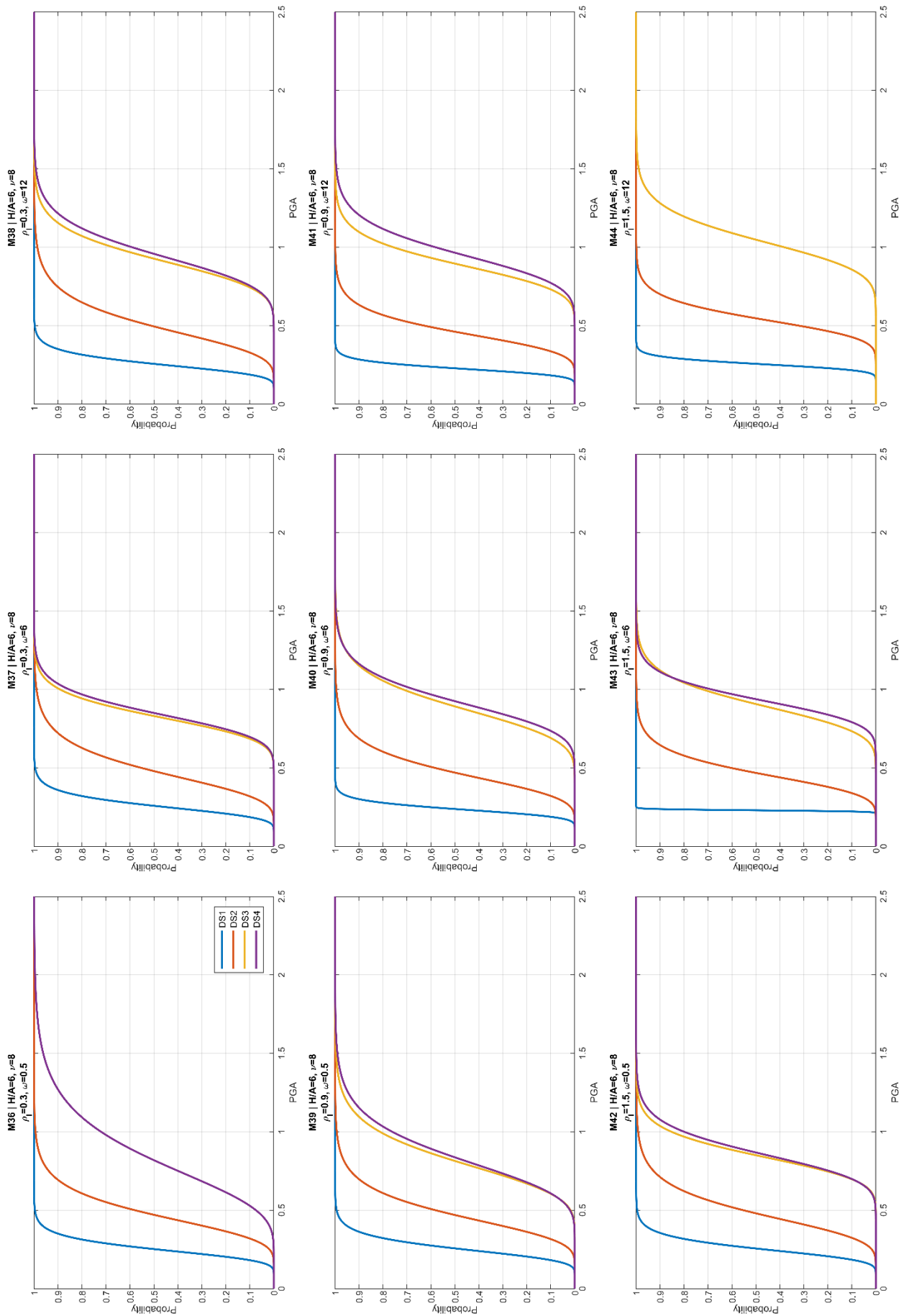
Fragility Curves - PGA - Models 18 to 26 | DS1-DS4



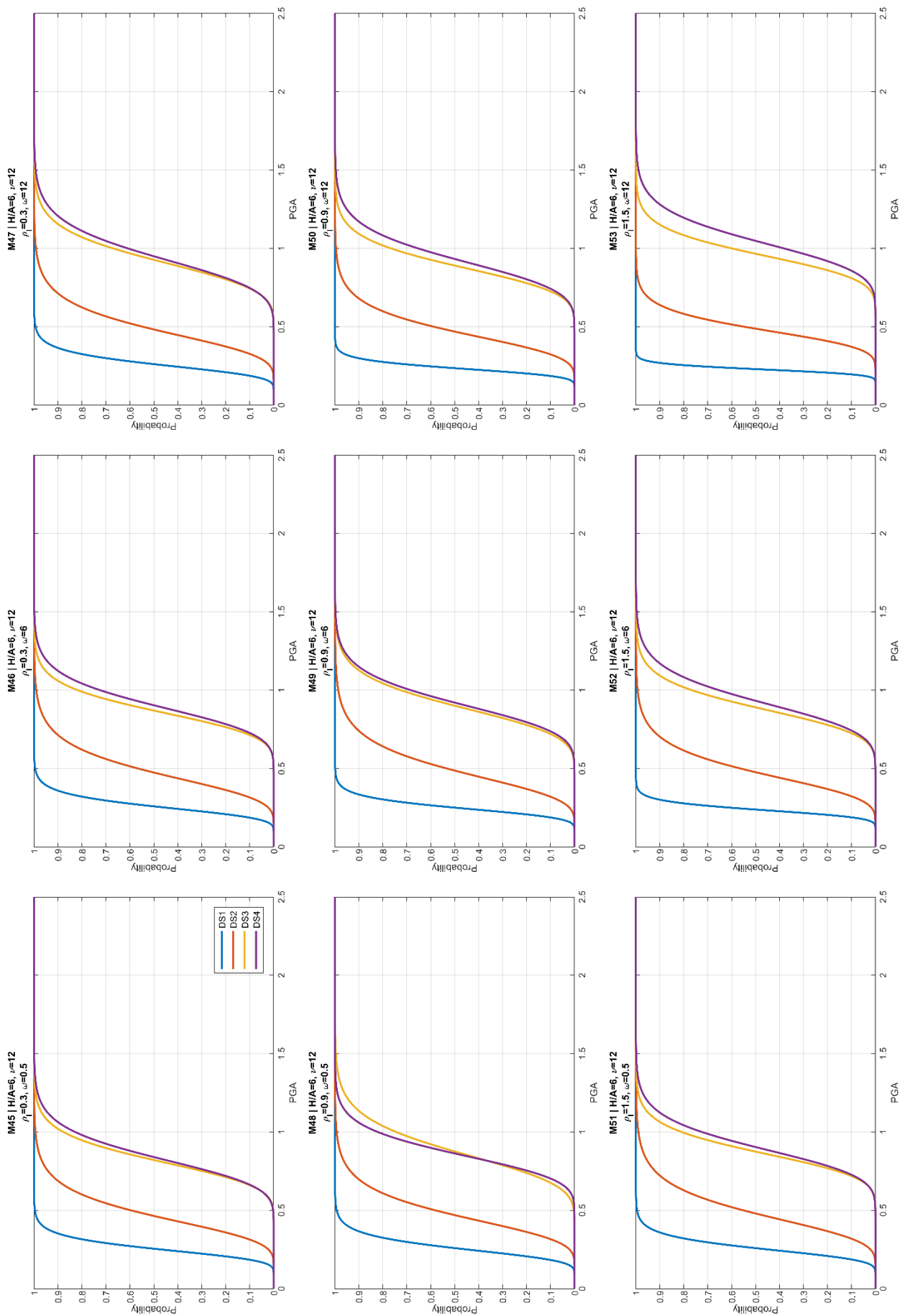
Fragility Curves - PGA - Models 27 to 35 | DS1-DS4



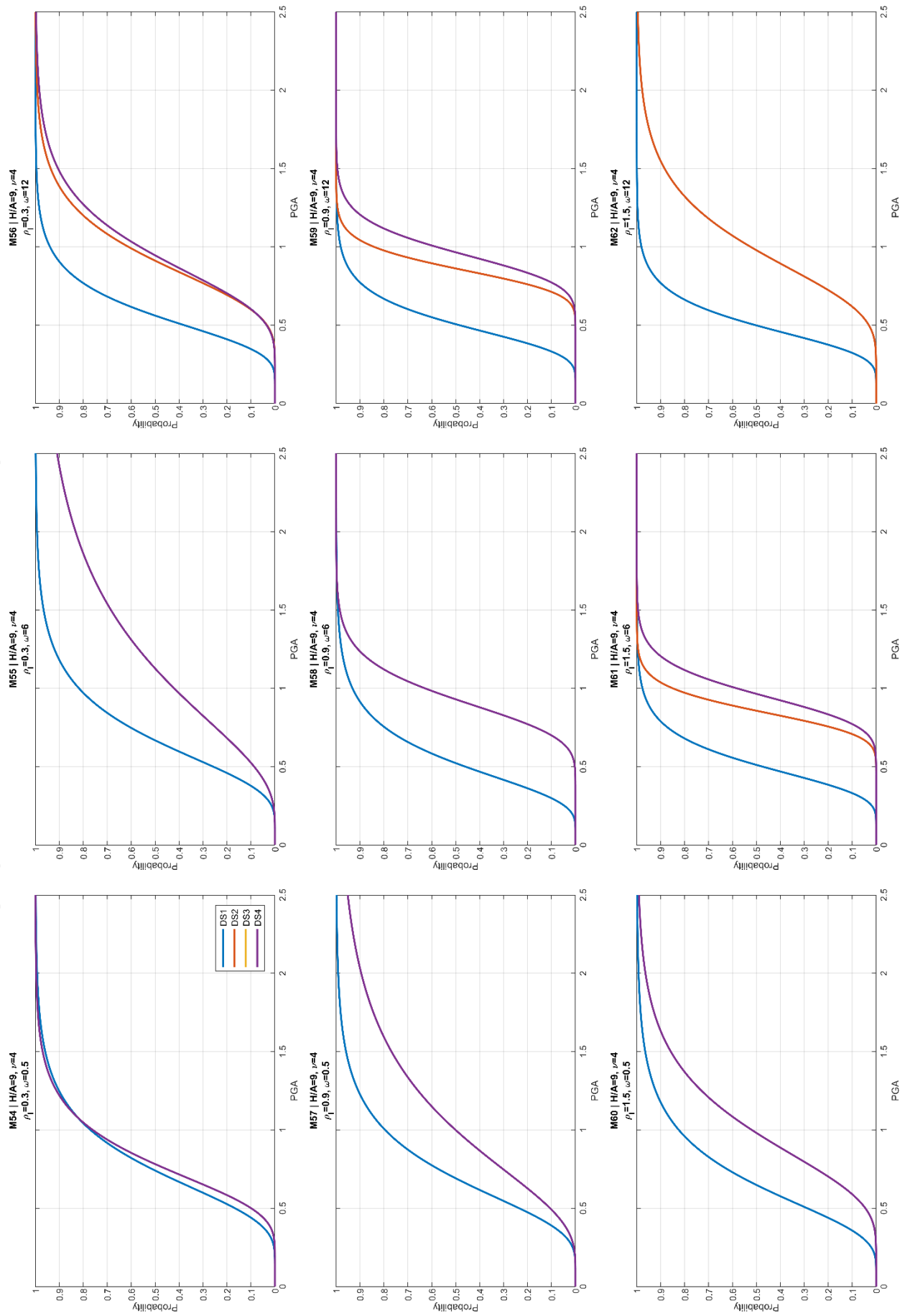
Fragility Curves - PGA - Models 36 to 44 | DS1-DS4



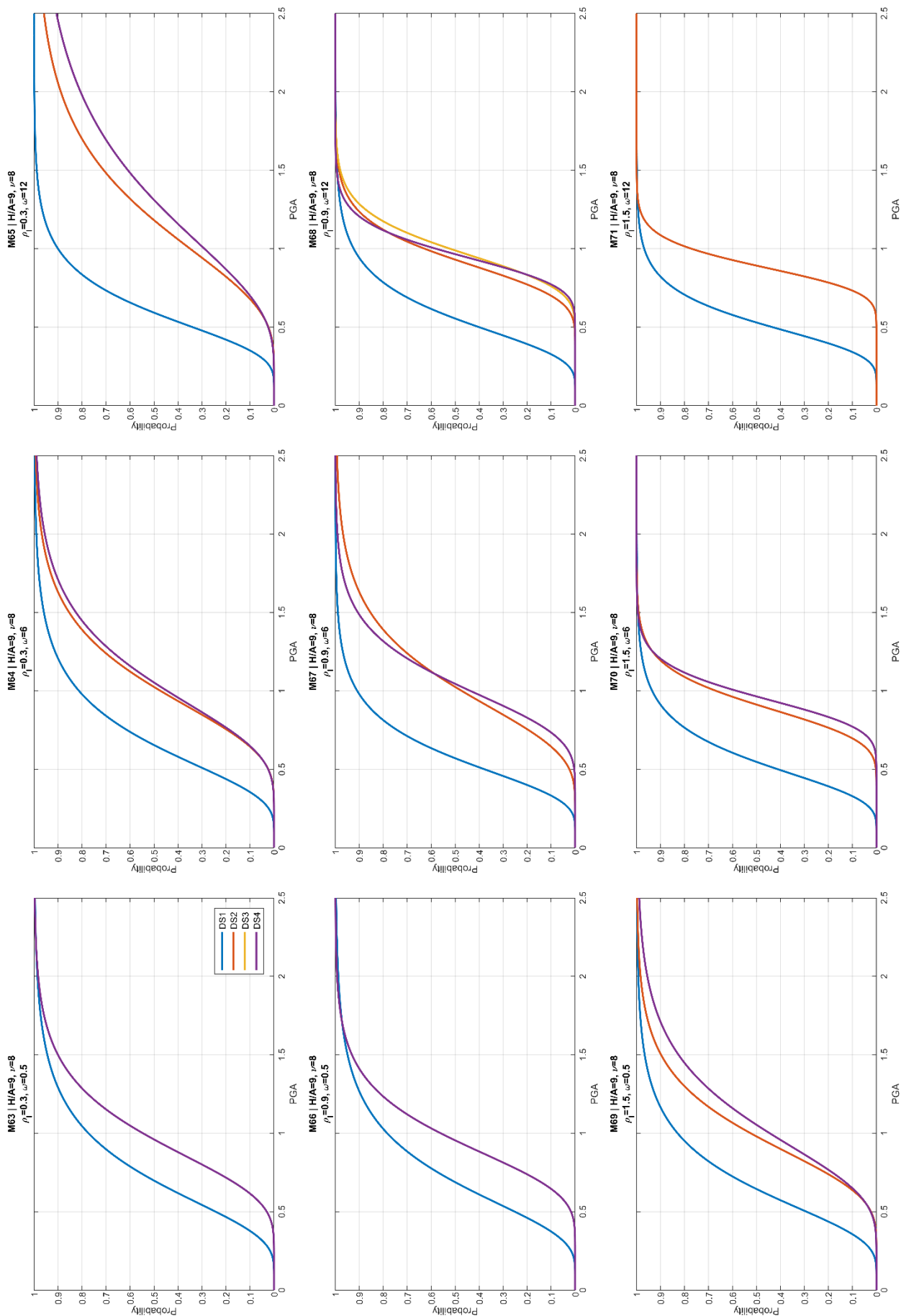
Fragility Curves - PGA - Models 45 to 53 | DS1-DS4



Fragility Curves - PGA - Models 54 to 62 | DS1-DS4



Fragility Curves - PGA - Models 63 to 71 | DS1-DS4



Fragility Curves - PGA - Models 72 to 80 | DS1-DS4

