



Dottorato di Ricerca in
Ingegneria per l'innovazione e lo sviluppo sostenibile

TITOLO DELLA TESI
Valutazione integrata del rischio sismico urbano mediante caratterizzazione
dinamica suolo-struttura: il caso studio della città di Potenza

Settore Scientifico-Disciplinare

ICAR/09

Coordinatore del Dottorato

Prof.ssa Aurelia Sole

Dottorando

Dott. Giovanni Gangone

Tutor

Prof. Marco Vona

Co-Tutor

Dott.ssa Ing. Maria Rosaria Gallipoli

Ciclo XXXVIII

Premessa	5
Introduzione	6
Capitolo 1: Caratterizzazione sismica dell'ambiente costruito	10
1.1 Modelli per la caratterizzazione della risposta sismica del suolo	10
1.1.1 Modello di strato elastico omogeneo su bedrock rigido	11
1.1.2 Modello di strato elastico omogeneo su bedrock deformabile	14
1.1.3 Modello di strato omogeneo visco-elastico su bedrock rigido	16
1.1.4 Modello di strato omogeneo visco-elastico su bedrock deformabile.....	19
1.1.5 Eterogeneità del terreno	21
1.1.6 Effetto della non linearità del comportamento del terreno	23
1.1.7 Effetti della geometria dei bacini	25
1.1.8 Effetti della topografia	28
1.2 Modelli per la caratterizzazione della risposta strutturale	31
1.2.1 Modello a un grado di libertà (<i>SDoF</i>).....	33
1.2.2 Vibrazioni libere	34
1.2.3 Vibrazioni forzate (modello con forza costante applicata impulsivamente).....	37
1.2.4 Risposta di un sistema non smorzato a un'azione armonica.....	38
1.2.5 Vibrazioni armoniche con smorzamento viscoso	40
1.2.6 Vibrazioni con forzante non periodica (risposta all'impulso unitario).....	43
1.2.7 Valori spettrali di risposta	44
1.2.8 Valutazione della capacità strutturale degli edifici	46
1.3 Modelli per la caratterizzazione dell'interazione suolo-struttura.....	48
1.3.1 Rappresentazione della fragilità sismica degli edifici.....	56
Capitolo 2: Tecniche geofisiche per la caratterizzazione dell'ambiente urbano.....	58
2.1 Rumore sismico	58
2.1.1 Origine e natura del rumore	58
2.1.2 Il rumore come processo stazionario nel tempo e nello spazio	63
2.1.3 Spettro dei microtremori	65
2.2 Metodi empirici per la caratterizzazione di sito	66
2.2.1 Metodo del Rapporto Spettrale con stazione di riferimento (SSR)	67
2.2.2 Metodo del Rapporto Spettrale a singola stazione (HVSr)	69
2.2.2.1 Procedure sperimentali per l'applicazione del metodo HVSr	73
2.2.3 Analisi, procedure e strumentazione per l'applicazione del metodo HVSr	78
2.3 Tecniche di analisi dei dati di rumore sismico per la stima delle frequenze vibrazionali fondamentali sul suolo e su edifici della città di Potenza.....	80
2.3.1 Metodo HVSr	80
2.3.2 Metodo SSR.....	82
Capitolo 3: Interazione suolo-struttura nella città di Potenza	85
3.1 Inquadramento dell'area di studio.....	86

3.2 Inquadramento geologico.....	90
3.2.1 Acquisizione ed analisi delle misure di rumore ambientale a stazione singola sui suoli urbani	97
3.2.1.1 Frequenze principali dei suoli urbani.....	98
3.2.1.2 Mappe isofrequenza e isoampiezza dei suoli urbani.....	100
3.2.2 Zonazione sismo-stratigrafica	104
3.2.2.1 Zona 1 – Settori urbani a bassa frequenza caratteristica	106
3.2.2.2 Zona 2 – Area a frequenza caratteristica intermedia.....	108
3.2.2.3 Zona 3 – Depositi alluvionali di fondovalle a frequenza intermedia.....	110
3.2.2.4 Zona 4 – Settori urbani a elevata frequenza.....	111
3.2.3 Risposta sismica locale	113
3.2.3.1 Selezione degli input sismici	113
3.2.3.2 Convoluzione dell’input alla superficie	114
3.2.3.3 Spettri di risposta	117
3.3 L’ambiente costruito	122
3.3.1 Acquisizione ed analisi delle misure di rumore ambientale a stazione singola sugli edifici	126
3.3.2 Frequenze fondamentali di vibrazione degli edifici.....	129
3.3.3 Stima della relazione sperimentale per 153 edifici monitorati	131
3.3.4 Mappa delle prime frequenze di vibrazione per 2560 edifici presenti nell’area urbana	135
3.4 Mappa della risonanza suolo–edificio.....	138
Capitolo 4: Valutazione site-specific della domanda e della capacità sismica delle classi tipologiche degli edifici e classificazione del rischio	145
4.1 Classificazione tipologica dell’ambiente costruito della città di Potenza.....	146
4.1.1 Distribuzione degli edifici in funzione del periodo di costruzione.....	147
4.1.2 Distribuzione degli edifici in funzione della tipologia costruttiva.....	150
4.1.3 Distribuzione degli edifici in funzione dell’altezza	153
4.1.4 Mappa delle classi tipologiche dell’ambiente urbano della città di Potenza	155
4.2 Modellazione numerica (Non-Linear Dynamic Analysis).....	157
4.2.1 Criteri di modellazione e impostazione delle Analisi Dinamiche Non Lineari ..	158
4.2.2 Selezione dell’input sismico	160
4.2.3 Definizione dei livelli danno.....	161
4.2.4 Interpretazione dei risultati numerici: risultati e scenari di danno.....	163
4.3 Calibrazione e costruzione delle curve di capacità trilineari	167
4.3.1 Misure sperimentali del periodo fondamentale per la caratterizzazione dinamica	168
4.3.2 Fase elastica	169
4.3.3 Fase di snervamento.....	172
4.3.4 Fase plastica e collasso	174

4.3.5 Curve di capacità trilineari per le classi tipologiche	175
4.4 Intersezione tra spettro di domanda e curva di capacità trilineare	178
4.4.1 Formulazione in coordinate spettrali e dati in input	178
4.4.2 Algoritmo di intersezione domanda-capacità e criterio di scelta.....	180
4.5 Costruzione delle curve di fragilità.....	183
4.5.1 Definizione di un indice sintetico di rischio sismico (RSI).....	185
4.5.2 Indice sintetico di rischio sismico (RSI) site-specific.....	187
4.6 Mappe di rischio sismico	194
Conclusioni	202
Bibliografia	208
APPENDICE A	230
Script 1 – Costruzione delle Curve di Capacità trilineari.....	230
Script 2 - Performance Points	232
Script 3 - Curve di Fragilità	236

Premessa

Negli ultimi anni la crescente attenzione verso la sicurezza del patrimonio edilizio e la resilienza delle città italiane ha reso sempre più urgente lo sviluppo di strumenti capaci di descrivere in modo realistico il comportamento degli edifici durante un terremoto. Le recenti sequenze sismiche che hanno colpito il territorio nazionale hanno mostrato quanto la vulnerabilità del costruito, unita alla complessità geologica del nostro Paese, possa amplificare gli effetti di un evento sismico, generando danni diffusi anche in aree relativamente distanti dall'epicentro. In questo contesto, la valutazione del rischio sismico non può essere affrontata separando ciò che accade nel sottosuolo da ciò che accade negli edifici: la risposta sismica urbana nasce infatti dall'interazione tra terreno e costruito, ed è influenzata tanto dalle proprietà geologiche quanto dalle caratteristiche strutturali del patrimonio edilizio.

La presente tesi si colloca all'interno di questo scenario scientifico e operativo, e nasce dall'esigenza di comprendere in modo integrato come il sottosuolo e gli edifici della città di Potenza rispondano alle sollecitazioni sismiche. Il lavoro si sviluppa nell'ambito delle attività di ricerca condotte presso il CNR-IMAA e il Dipartimento di Ingegneria dell'Università della Basilicata e si inserisce in un più ampio quadro di collaborazioni con enti accademici e istituzionali impegnati nello studio della pericolosità e vulnerabilità sismica (CNR-IGAG, OGS, INGV, DPC) finanziato nell'ambito del progetto ITINERIS (*Italian Integrated Environmental*). La disponibilità di un'estesa base di dati sperimentali – comprendente misure di rumore sismico, registrazioni accelerometriche e informazioni geologico-tecniche – ha reso possibile affrontare il problema secondo una prospettiva multidisciplinare, combinando misure sul campo, modellazione numerica e analisi statistiche.

L'obiettivo generale del lavoro è contribuire alla costruzione di un quadro metodologico integrato per la valutazione del rischio sismico urbano, capace di mettere in relazione le proprietà dinamiche del sottosuolo con quelle degli edifici e di restituire una visione coerente della risposta sismica dell'ambiente costruito. La scelta della città di Potenza come caso di studio è motivata dalla presenza di un contesto urbano caratterizzato da una notevole complessità geologica, da un patrimonio edilizio eterogeneo, da una ricca disponibilità di dati sperimentali e da precedenti studi specifici condotti sul territorio (Strollo et al., 2012; Chiauzzi et al., 2012), che lo rendono un laboratorio naturale per lo studio degli effetti di sito e dell'interazione suolo-struttura.

Il contributo personale è consistito nell'effettuare misure geofisiche e sperimentali sia sui suoli di fondazione sia sugli edifici, nell'elaborare i dati mediante metodologie di analisi appropriate e nel condurre le successive modellazioni numeriche relative alla risposta del sottosuolo e del costruito a partire dai dati sperimentali ottenuti. Tali attività hanno consentito di valutare la capacità sismica degli edifici in relazione alla domanda specifica attesa, integrando in un unico quadro interpretativo le informazioni sperimentali e numeriche. Il lavoro si propone quindi come un ponte tra osservazione sperimentale e modellazione numerica, con l'intento di fornire strumenti utili non solo alla comunità scientifica, ma anche ai professionisti e alle istituzioni per implementare strategie di mitigazione del rischio sismico più idonee per la pianificazione territoriale, l'allocazione delle risorse e la gestione dell'emergenza.

Introduzione

Il presente lavoro di tesi affronta lo studio integrato della risposta sismica locale e delle prestazioni dinamiche del patrimonio edilizio dell'area urbana della città di Potenza, mediante un approccio che combina indagini sperimentali di sismica passiva, analisi dinamiche strutturali e valutazioni di fragilità sismica. L'obiettivo non è soltanto la caratterizzazione del sottosuolo o delle strutture considerate singolarmente, ma la ricostruzione del comportamento dinamico complessivo del sistema **suolo–edificio** su scala urbana. La letteratura scientifica ha affrontato in modo approfondito molti degli aspetti che concorrono alla risposta sismica urbana. Gli effetti di sito sono stati studiati attraverso modelli teorici, simulazioni numeriche e tecniche sperimentali basate su indagini geotecniche e geofisiche, evidenziando il ruolo dell'eterogeneità stratigrafica, della non linearità dei terreni, della geometria dei bacini e della topografia (Bard, 1999; Field, 2000; Pitilakis, 2004; Assimaki et al., 2005; Paolucci et al., 2015; Giallini et al., 2020; Falcone et al., 2025). Parallelamente, la dinamica strutturale e la vulnerabilità degli edifici sono state analizzate mediante modelli analitici, metodi semplificati e analisi numeriche non lineari, con l'obiettivo di descrivere la capacità sismica delle strutture e stimare i livelli di danno attesi (Housner, 1959; Priestley et al., 2007; Masi, 2003; Lagomarsino & Giovinazzi, 2006). Anche l'interazione suolo–struttura è stata riconosciuta come un fenomeno cruciale nei contesti urbani, in grado di modificare significativamente la risposta degli edifici quando le frequenze caratteristiche del terreno e delle strutture risultano compatibili (Wolf, 1985; Gazetas, 1991; Stewart et al., 1999; Mylonakis & Gazetas, 2000; Laurenzano et al., 2010; Bindi et al., 2015; Petrovic & Parolai 2016; Varone et al., 2019; Piro et al., 2019; Gueguen et al., 2020; Altundag & Tanis, 2025). Infine, la valutazione della fragilità sismica ha fornito un quadro probabilistico per stimare la probabilità di superamento di diversi stati di danno, integrando domanda, capacità e incertezza.

Nonostante questi progressi, permangono alcuni limiti che rendono difficile una valutazione realmente integrata del rischio sismico urbano. In molti casi, la caratterizzazione del sottosuolo e l'analisi strutturale vengono trattate come fasi indipendenti, senza un collegamento esplicito tra le proprietà dinamiche dei terreni e quelle degli edifici. Gli studi site-specific su scala urbana basati su dati sperimentali estesi sono ancora relativamente rari, così come le analisi che combinano misure di rumore sismico, modellazione numerica e valutazioni di fragilità in un unico quadro metodologico (Bard et al., 2005; Mucciarelli & Gallipoli, 2007; Stewart et al., 2014). Inoltre, la rappresentazione della variabilità spaziale delle proprietà dinamiche degli edifici rimane spesso semplificata, nonostante la crescente disponibilità di tecniche sperimentali in grado di misurare direttamente le frequenze fondamentali delle strutture (Michel et al., 2008; Gallipoli et al., 2010; Gallipoli et al., 2020; Gangone et al., 2023).

Il presente lavoro di tesi si propone di contribuire al superamento di questi limiti attraverso uno studio integrato della risposta sismica locale e delle prestazioni dinamiche del patrimonio edilizio dell'area urbana della città di Potenza. L'obiettivo non è soltanto la caratterizzazione del sottosuolo o delle strutture considerate singolarmente, ma la ricostruzione del comportamento dinamico complessivo del sistema **suolo–edificio** su scala urbana, mediante un approccio che combina indagini sperimentali di sismica passiva, analisi dinamiche strutturali e valutazioni di fragilità sismica.

Gli obiettivi specifici del presente lavoro sono i seguenti:

- caratterizzare la risposta sismica locale della città di Potenza mediante misure di rumore sismico, analisi spettrali e integrazione con indagini geologiche e geofisiche pregresse;
- determinare le proprietà dinamiche degli edifici urbani attraverso misure sperimentali, analisi statistiche su un ampio campione di strutture (153 edifici) e relazione sperimentale che correla il Periodo all'altezza e all'area degli edifici;
- analizzare l'interazione suolo–struttura su scala urbana, mettendo in relazione le frequenze caratteristiche dei terreni con quelle degli edifici;

- definire una classificazione tipologica del patrimonio edilizio basata su parametri strutturali e dinamici;
- sviluppare modelli numerici rappresentativi delle principali classi tipologiche, calibrati mediante informazioni sperimentali;
- valutare la vulnerabilità sismica attraverso analisi dinamiche non lineari e curve di fragilità;
- produrre mappe di rischio sismico site-specific che integrino effetti di sito, vulnerabilità strutturale e interazione suolo-struttura.

L'elemento di originalità del lavoro risiede nell'integrazione sistematica di dati sperimentali reali – provenienti da misure di rumore sismico, registrazioni accelerometriche e indagini sugli edifici – con modelli numerici e analisi probabilistiche, all'interno di un workflow coerente e applicabile su scala urbana. La costruzione di una mappa della risonanza suolo-edificio, la definizione di modelli strutturali calibrati su dati sperimentali e la produzione di mappe di rischio sismico site-specific rappresentano gli aspetti innovativi che distinguono questo lavoro rispetto agli approcci tradizionali. L'introduzione dei capitoli successivi segue il percorso metodologico delineato in questa sezione.

Nel primo capitolo sono introdotti i modelli teorici per la caratterizzazione della risposta sismica dell'ambiente costruito. In particolare, vengono discussi i modelli per la previsione del moto sismico atteso in condizioni di campo libero, a partire da schematizzazioni semplificate del sottosuolo fino a configurazioni geotecniche via via più complesse, includendo gli effetti di sito legati all'eterogeneità dei terreni, alla non linearità del comportamento meccanico, alla geometria dei bacini e alla topografia. Il capitolo tratta inoltre i modelli per la caratterizzazione della risposta dinamica delle strutture, richiamando i concetti fondamentali della dinamica strutturale e della valutazione della capacità sismica degli edifici. Infine, vengono presentati i modelli e i criteri per la rappresentazione della fragilità sismica, fornendo il quadro teorico di riferimento per le analisi sviluppate nei capitoli successivi.

Nel secondo capitolo vengono presentate le principali tecniche geofisiche impiegate per la caratterizzazione dell'ambiente urbano in ambito sismico da un punto di vista sperimentale. L'attenzione è rivolta all'analisi del rumore sismico, di cui vengono discusse l'origine, le proprietà spettrali e le ipotesi di stazionarietà nel tempo e nello spazio, ponendo le basi teoriche per il suo utilizzo ai fini della caratterizzazione di sito. Successivamente, il capitolo affronta i metodi empirici utilizzati per la valutazione degli effetti di sito, con particolare riferimento ai metodi del Rapporto Spettrale Orizzontale-Verticale (HVSr) e del Rapporto Spettrale Standard (SSR); per questi vengono richiamati i fondamenti teorici, l'interpretazione proposta in letteratura e le principali procedure sperimentali e di analisi dei dati.

A conclusione del quadro teorico delineato nei primi due capitoli, si introduce il percorso metodologico e le analisi sviluppate nel presente lavoro. Il workflow riportato in Figura 1 sintetizza in modo organico le diverse fasi operative, tale schema costituisce il riferimento concettuale per l'articolazione dei capitoli successivi.

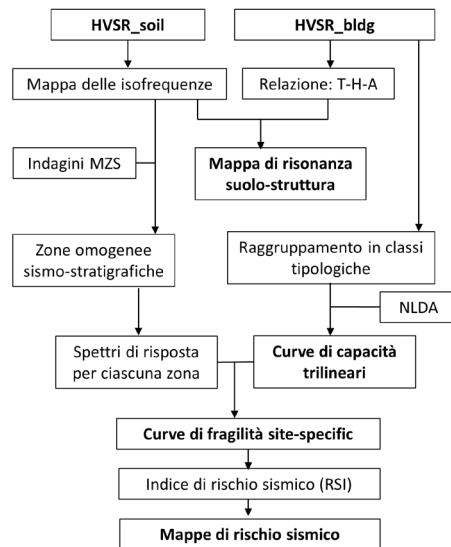


Figura 1 – Schema di sintesi del percorso metodologico adottato. Il diagramma illustra le principali fasi delle analisi sperimentali e numeriche sviluppate nei Capitoli 3 e 4.

Nel terzo capitolo viene analizzata l'interazione suolo-struttura nel contesto urbano della città di Potenza, assunta come caso di studio rappresentativo. Il capitolo si apre con l'inquadramento dell'area di studio e con la descrizione dell'ambiente geologico, integrata dalla descrizione delle 300 misure di rumore sismico effettuate su un campione significativo di suoli urbani e di edifici e dalle analisi finalizzate alla loro caratterizzazione e alla definizione delle loro frequenze caratteristiche. Tali informazioni, congiuntamente con tutte le informazioni geologico-tecniche disponibili dagli studi di microzonazione, sono state utilizzate per la zonazione sismo-stratigrafica dell'area e per la costruzione di profili dinamici equivalenti, propedeutici alla valutazione della risposta sismica locale per diverse zone della città. La seconda parte del capitolo è dedicata all'ambiente costruito, attraverso la stima dei modi vibrazionali fondamentali degli edifici ottenuta da misure di rumore ambientale. Sono state stimate le frequenze fondamentali di vibrazione di 153 edifici e ricavate relazioni empiriche tra periodo, altezza e area degli edifici, utilizzate per caratterizzare l'intero tessuto urbano da un punto di vista di frequenza vibrazionale fondamentale. Il capitolo si conclude con l'elaborazione di una mappa della risonanza suolo-edificio, che integra le caratteristiche dinamiche del sottosuolo e degli edifici, fornendo una rappresentazione spaziale del potenziale di amplificazione locale legato all'interazione suolo-struttura.

Nel quarto ed ultimo capitolo viene sviluppata la valutazione della risposta sismica dell'ambiente costruito della città di Potenza attraverso un approccio integrato basato su classificazione tipologica, modellazione numerica e analisi di rischio. Nella prima parte del capitolo è stata definita la classificazione tipologica del patrimonio edilizio urbano, considerando periodo di costruzione, tipologia costruttiva e altezza degli edifici, e restituita una mappatura delle classi tipologiche a scala urbana. Successivamente, il capitolo affronta la modellazione numerica delle strutture mediante Analisi Dinamiche Non Lineari, definendo i criteri di modellazione, la selezione degli input sismici e i livelli di danno, al fine di costruire scenari di risposta e di danno coerenti con le caratteristiche del costruito. Sulla base dei risultati numerici e delle informazioni sperimentali sulle proprietà dinamiche degli edifici, sono state calibrate curve di capacità trilineari rappresentative delle diverse classi tipologiche. L'intersezione tra la domanda sismica e le curve di capacità ha consentito di definire gli stati di prestazione come passaggio chiave per la costruzione delle curve di fragilità. Il capitolo si conclude con la definizione di un indice sintetico di rischio sismico site-specific, e con la produzione di mappe di rischio sismico, che integrano gli effetti di sito, le caratteristiche strutturali e i meccanismi di interazione suolo-struttura analizzati nei capitoli precedenti.

Il lavoro si propone, quindi, come un contributo allo sviluppo di metodologie integrate per la valutazione del rischio sismico urbano, in grado di coniugare osservazione sperimentale, modellazione numerica e analisi probabilistica, con ricadute operative per la pianificazione territoriale, la protezione civile e la progettazione di interventi di mitigazione. In questa prospettiva, il lavoro si pone come un ponte tra osservazione sperimentale, modellazione strutturale e valutazione probabilistica del danno, con l'ambizione di trasformare il rumore ambientale in una chiave di lettura rigorosa e concreta della vulnerabilità sismica urbana.

Capitolo 1: Caratterizzazione sismica dell'ambiente costruito

1.1 Modelli per la caratterizzazione della risposta sismica del suolo

Il moto sismico in superficie in un determinato sito è il risultato dell'effetto della sorgente sismica, del percorso di propagazione e delle caratteristiche geologiche e geotecniche locali del sottosuolo. Gli effetti di sito comprendono sia fenomeni di amplificazione locale del moto sismico, dovuti alle condizioni litostratigrafiche e morfologiche del sottosuolo, sia fenomeni di instabilità del terreno, quali collassi, movimenti di grandi masse, liquefazione, faglie attive e capaci e cedimenti differenziali del suolo. Da un punto di vista strettamente fisico, Lanzo e Silvestri (1999) definiscono l'effetto di sito (Figura 1.1), o risposta sismica locale, come l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che il campo d'onda incidente, associato al moto sismico nel bedrock (B), subisce durante la propagazione attraverso gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S). Ne consegue che una descrizione limitata alle sole variazioni di ampiezza massima risulta insufficiente, qualora non si considerino anche le modifiche spettrali del segnale sismico. Il suolo, infatti, si comporta come un filtro, amplificando selettivamente il moto del terreno in specifiche bande di frequenza e attenuandolo in altre, in funzione delle proprietà meccaniche e geometriche dei terreni superficiali.

La presenza di condizioni di sito sfavorevoli è oggi ampiamente riconosciuta come uno dei principali fattori responsabili della variabilità spaziale degli effetti e dei danni indotti dai terremoti, anche in presenza di strutture progettate secondo criteri antisismici avanzati. Gli effetti di sito incidono sul danno agli edifici sia attraverso l'amplificazione locale delle azioni sismiche trasmesse dal terreno, sia mediante fenomeni di doppia risonanza tra i modi di vibrazione del suolo e quelli della struttura, che si verificano quando la frequenza propria dell'edificio risulta prossima a quella di risonanza del terreno di fondazione (Kramer, 1996; Seed and Idriss, 1982; Bard, 1999).

L'influenza delle condizioni geologiche locali sul danneggiamento edilizio era già stata osservata da Mallet (1862) in occasione del terremoto della Basilicata del 1857. Successivamente, le analisi condotte a seguito del terremoto dell'Irpinia del 23 novembre 1980 ($M = 6.9$) hanno evidenziato un'elevata variabilità del livello di danno in relazione alle disomogeneità morfologiche e stratigrafiche del sottosuolo (Rippa e Vinale, 1983; Lanzo e Silvestri, 1999). Un ulteriore caso emblematico è rappresentato dal terremoto di Città del Messico del 19 settembre 1985 ($M = 8.1$), durante il quale si verificarono danni estremamente severi a centinaia di chilometri dall'epicentro, a causa dell'amplificazione del moto sismico indotta dalle peculiari caratteristiche geotecniche dei depositi alluvionali della valle su cui sorge la città (Celebi et al., 1987).

Analogamente, il terremoto di Loma Prieta del 17 ottobre 1989 ($M = 7.1$) fornì numerose evidenze sperimentali dell'influenza delle condizioni locali sulla risposta sismica. Seed et al. (1991) mostrarono che i valori di accelerazione di picco registrati presso le stazioni accelerometriche di Treasure Island e Yerba Buena, poste alla medesima distanza dall'epicentro, risultavano significativamente differenti: in particolare, l'accelerazione registrata a Treasure Island, caratterizzata da depositi soffici sovrastanti un substrato roccioso, era circa tre volte superiore a quella misurata a Yerba Buena, localizzata su affioramento roccioso. Darragh e Shakal (1991) osservarono inoltre che, all'aumentare dell'energia sismica, le frequenze naturali e i fattori massimi di amplificazione del deposito di Treasure Island tendevano a diminuire, confermando il ruolo determinante della risposta non lineare del suolo nella modifica del segnale sismico.

Numerosi eventi sismici successivi (Friuli 1976, Armenia 1988, Iran 1990, Filippine 1990, Northridge 1994, Kobe 1995, Umbria-Marche 1997, Kocaeli e Düzce 1999, Atene 1999, Gujarat 2001, Sumatra 2004, Kashmir 2005, L'Aquila 2009, Haiti 2010, Italia centrale 2016–2017, Afghanistan 2022) hanno ulteriormente confermato come i danni più gravi si concentrino nelle aree caratterizzate da marcati effetti di sito. In tale contesto, la ricerca scientifica ha compiuto

notevoli progressi nello sviluppo di metodologie per la valutazione e la modellazione della risposta sismica locale. Sono stati proposti approcci multi-step per la previsione del moto sismico (Brax et al., 2016), procedure operative per studi di microzonazione in contesti caratterizzati da scarsa disponibilità di dati accelerometrici (Peruzzi et al., 2016), analisi integrate su edifici danneggiati per valutare il ruolo del suolo nella risposta strutturale (Fiamingo et al., 2018), nonché metodologie per la selezione di accelerogrammi rappresentativi in studi di pericolosità sismica probabilistica e microzonazione (Mascandola et al., 2020). Ulteriori contributi riguardano la realizzazione di mappe delle velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$) su scala nazionale (Mori et al., 2020), l'uso di modelli equivalenti di sottosuolo per analisi di risposta sismica monodimensionale (Fabozzi et al., 2022), l'estensione delle analisi di risposta sismica a scala nazionale (Falcone et al., 2021) e l'impiego di approcci multi-metodo e parametrici per la caratterizzazione degli effetti di sito (Gjorgjeska et al., 2022; Ilhan e Zulfikar, 2022; Mobarki et al., 2022; Jornet-Monteverde et al., 2022).

Alla luce di tali evidenze, gli studi di microzonazione sismica mirano a definire metodologie affidabili per la valutazione degli effetti di sito anche alla scala urbana, nonché a individuare le indagini sperimentali e le analisi numeriche più idonee per la determinazione dei parametri ingegneristici necessari a una corretta progettazione antisismica. Il moto del terreno generato da un evento sismico in un dato sito è infatti il risultato della propagazione delle onde elastiche dalla sorgente attraverso il bedrock profondo e della loro successiva interazione con i depositi di terreno superficiali, generalmente meno rigidi. La variabilità spaziale del moto sismico in superficie, definita come risposta sismica locale, è pertanto direttamente correlata alle proprietà fisiche e meccaniche dei depositi di suolo. In questo contesto, si definisce moto in superficie (S) il moto libero alla superficie del deposito, moto al bedrock (B) il moto alla base del deposito, e moto su affioramento roccioso (A) il moto registrato in presenza di bedrock affiorante. Tale schematizzazione concettuale della propagazione del moto sismico e della nomenclatura adottata è illustrata in Figura 1.1. Sulla base di tali definizioni, nel seguito della sezione vengono presentate soluzioni teoriche riferite a modelli geotecnici del sottosuolo di complessità crescente.

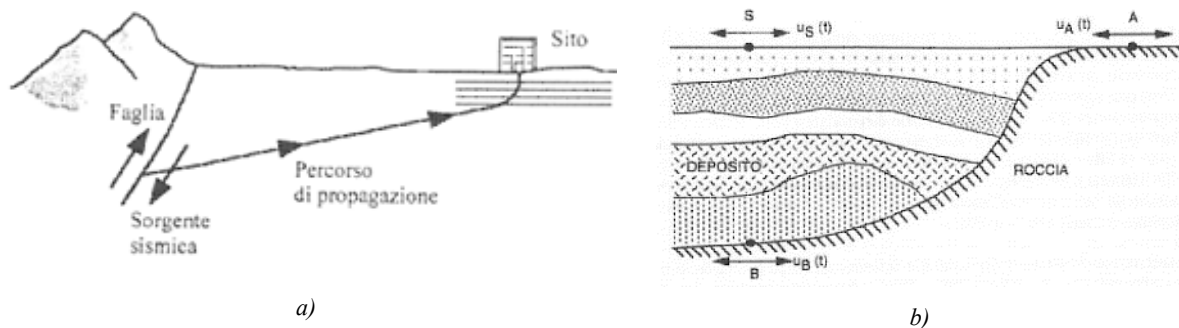


Figura 1.1 – (a) Schema concettuale della propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito, con propagazione prevalentemente verticale in prossimità della superficie del terreno. (b) Nomenclatura del moto sismico in presenza di un deposito di terreno sovrastante il bedrock: moto al bedrock (B), moto libero in superficie (S) e (A) moto su affioramento roccioso (da Lanzo e Silvestri, 1999).

1.1.1 Modello di strato elastico omogeneo su bedrock rigido

Il modello più semplice per la valutazione della risposta sismica locale è rappresentato da un problema monodimensionale costituito da uno strato di terreno omogeneo, di spessore H , densità ρ e velocità delle onde di taglio V_S , poggiante su un bedrock infinitamente rigido, modellato come superficie perfettamente riflettente. Il bedrock è assunto essere sollecitato da un'onda di taglio armonica a propagazione verticale, di frequenza f . Il terreno è considerato elastico lineare, con relazione costitutiva tra tensione di taglio τ e deformazione di taglio γ espressa come:

$$\tau = G\gamma \quad \text{Eq. 1.1}$$

Sotto tali ipotesi, il moto orizzontale del terreno è descritto dall'equazione differenziale delle onde monodimensionali:

$$\rho \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial z^2} \quad \text{Eq. 1.2}$$

dove $u(z,t)$ rappresenta lo spostamento orizzontale alla profondità z e al tempo t (Figura 1.2).

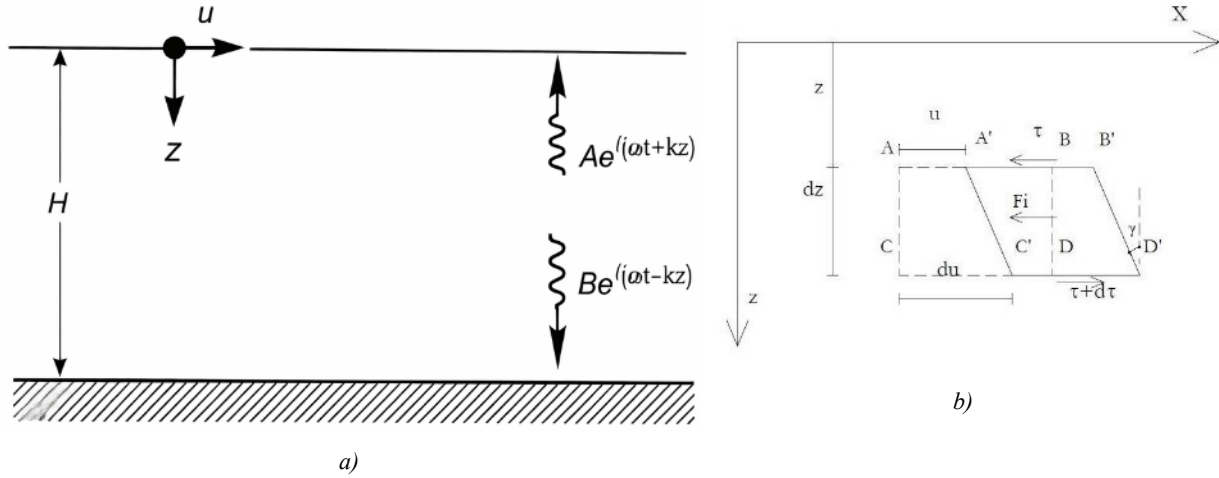


Figura 1.2 – a) Deposito di terreno elastico lineare di spessore H , sovrastante un substrato rigido. b) Elemento solido sottile di altezza dz e massa m , posto alla profondità z , mostrato nella configurazione iniziale ($ABCD$) e in quella deformata ($A'B'C'D'$) a seguito dell'applicazione di uno sforzo di taglio orizzontale lungo la direzione x , che induce uno spostamento orizzontale u . Poiché lo spostamento varia lungo l'altezza dz , si genera una variazione dello stato tensionale $d\tau$: sul lato superiore dell'elemento agisce una tensione tangenziale τ , mentre sul lato inferiore agisce una tensione $\tau + d\tau$. La resistenza complessiva al taglio dell'elemento deriva dalla risposta elastica del materiale.

Assumendo una sollecitazione armonica di pulsazione $\omega = 2\pi f$, la soluzione può essere ricercata nella forma:

$$u(z,t) = p(z)e^{i\omega t} \quad \text{Eq. 1.3}$$

da cui si ottiene una soluzione generale costituita dalla sovrapposizione di onde ascendenti e discendenti:

$$u(z,t) = Ae^{ikz} + Be^{-ikz}e^{i\omega t} \quad \text{Eq. 1.4}$$

dove $k = \omega/V_s$ è il numero d'onda, A e B sono costanti di integrazione da determinare mediante l'imposizione delle condizioni al contorno al bedrock rigido e alla superficie libera.

Imponendo come condizioni al contorno l'assenza di tensione di taglio in superficie ($z=0$) e la riflessione totale al bedrock rigido ($z=H$), si ottiene che le ampiezze delle onde ascendenti e discendenti risultano uguali ($A=B$). La funzione di trasferimento tra il moto alla superficie e quello alla base dello strato assume pertanto l'espressione (Lanzo e Silvestri, 1999):

$$H_r(\omega) = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2Ae^{i\omega t} \cos kH} = \frac{1}{\cos kH} = \frac{1}{\cos F} \quad \text{Eq. 1.5}$$

Il modulo della funzione di trasferimento definisce la funzione di amplificazione:

$$A_r(\omega) = |A_r(\omega)| = \sqrt{\{\Re[H_r(\omega)]\}^2 + \{\Im[H_r(\omega)]\}^2} = \frac{1}{\left| \cos \left(\frac{2\pi f H}{V_s} \right) \right|} \quad \text{Eq. 1.6}$$

dove $\Re[H_r(\omega)]$ e $\Im[H_r(\omega)]$ rappresentano rispettivamente la parte reale e la parte immaginaria della funzione di amplificazione (nulle nel caso in esame). Il dominio di esistenza della funzione $A_r(\omega)$ è definito da $0 \leq |\cos(kH)| \leq 1$. Per $\cos(kH)=1$ la funzione di

amplificazione assume il valore minimo unitario $A_r(\omega)=1$. Al contrario, la funzione $A_r(\omega)$ tende all'infinito quando $\cos(kH)=0$, ovvero per $kH=\pi/2$. Poiché $kH = 2\pi fH/V_s$, è possibile scrivere:

$$k_n H = \frac{(2\pi f_n)}{V_s} H = \frac{\pi}{2} (2n - 1) \quad \text{Eq. 1.7}$$

da cui derivano le frequenze proprie dello strato:

$$f_n = \frac{V_s}{4H} (2n - 1) \quad \text{Eq. 1.8}$$

e i corrispondenti periodi naturali:

$$T_n = \frac{4H}{V_s(2n - 1)} \quad \text{Eq. 1.9}$$

Tali frequenze rappresentano le frequenze naturali di vibrazione dello strato, infinite in numero in quanto il sistema possiede infiniti gradi di libertà. Esse dipendono esclusivamente dallo spessore del deposito e dalla velocità delle onde di taglio, aumentando all'aumentare della deformabilità trasversale del terreno (Figura 1.3).

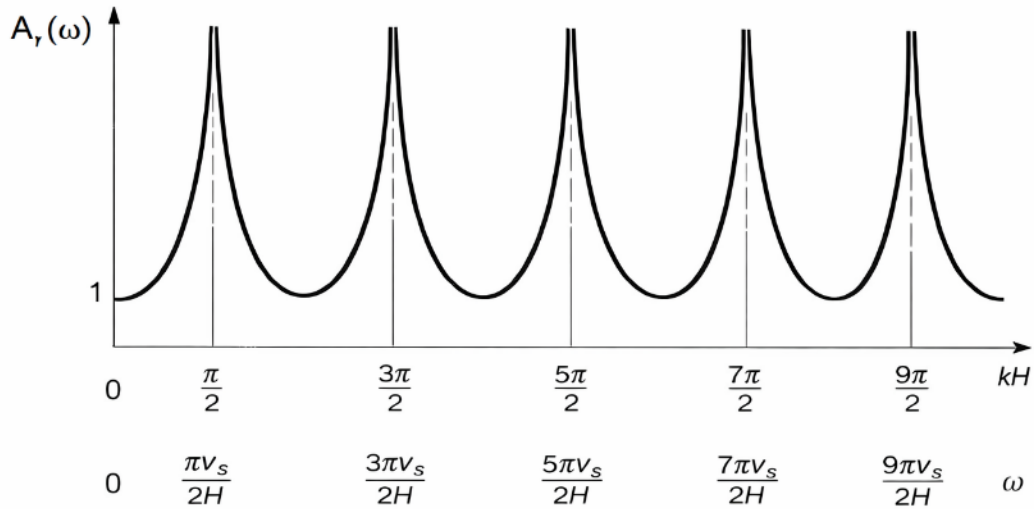


Figura 1.3 – Funzione di amplificazione riferita ad uno strato elastico non smorzato sovrastante un substrato rigido.

Le forme modali associate alle frequenze proprie sono ottenute normalizzando lo spostamento rispetto al valore massimo in superficie:

$$U_n(z) = \frac{u(z,t)}{u(0,t)} = \frac{2Ae^{i\omega t} \cos(k_n H)}{2Ae^{i\omega t}} = \cos\left[(2n - 1)\frac{\pi z}{2H}\right] \quad n = 1, 2, \dots \quad \text{Eq. 1.10}$$

come mostrato in Figura 1.4 per i primi quattro modi di vibrazione. Nel primo modo di vibrazione (modo fondamentale), lo strato si muove in fase lungo tutto lo spessore; nei modi superiori, invece, compaiono superfici nodali con inversione del segno degli spostamenti. Nel modello considerato, l'energia associata alle onde sismiche rimane completamente confinata nello strato a causa della riflessione totale al bedrock rigido. Di conseguenza, la risposta del terreno risulta fortemente dipendente dalla frequenza di eccitazione. La condizione più critica si verifica quando la frequenza del moto incidente coincide con una delle frequenze proprie dello strato ($\omega=\omega_n$), dando luogo al fenomeno di risonanza, per il quale l'amplificazione risulta teoricamente infinita.

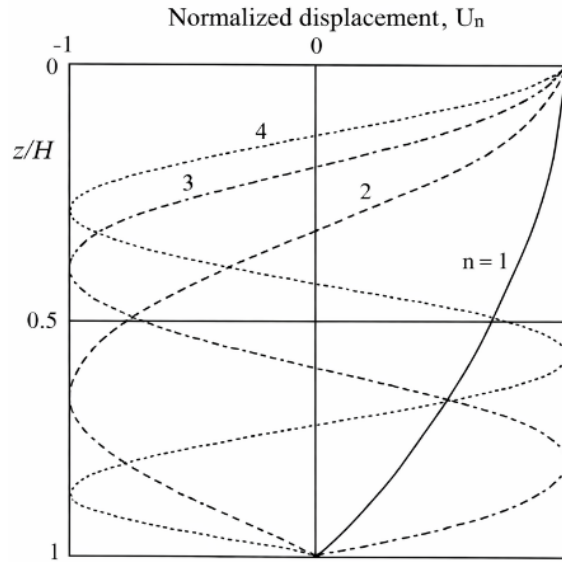


Figura 1.4 Forme modali dei primi quattro modi di vibrazione di uno strato elastico omogeneo poggiante su substrato rigido. Gli spostamenti sono normalizzati rispetto allo spostamento massimo alla frequenza fondamentale (Kramer, 1996).

1.1.2 Modello di strato elastico omogeneo su bedrock deformabile

Nell'ipotesi di bedrock deformabile, le onde che si propagano verso il basso nello strato non vengono riflesse integralmente, ma risultano in parte trasmesse nel bedrock. La quota di energia irradiata nel semispazio roccioso genera un contributo dissipativo spesso indicato come smorzamento geometrico o radiation damping (Roesset, 1970). Ne consegue una descrizione fisicamente più realistica dell'amplificazione che deve considerare le perdite per irraggiamento, assenti nel caso di bedrock perfettamente rigido.

Si consideri il modello in Figura 1.5 (strato elastico lineare su semispazio elastico), introducendo due riferimenti verticali: z_s con origine in superficie e z_R con origine all'interfaccia suolo-roccia.

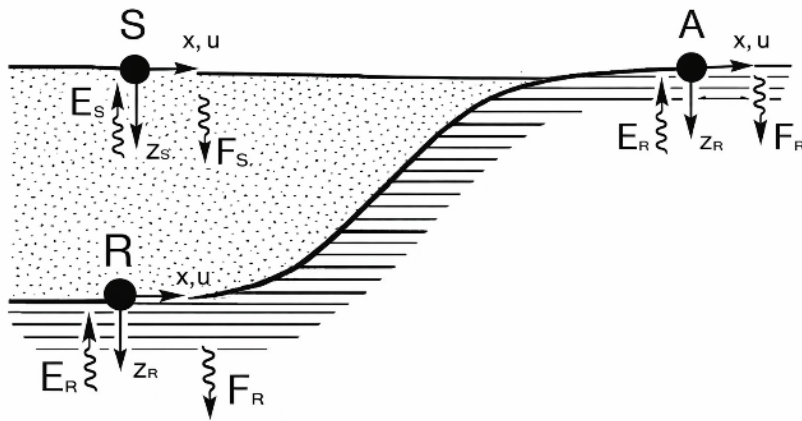


Figura 1.5 - Nomenclatura per la determinazione della funzione di trasferimento di uno strato su semispazio elastico.

Lo spostamento orizzontale nel terreno e nel bedrock può essere espresso come sovrapposizione di onde ascendenti e discendenti:

$$u_s(z_s, t) = E_s e^{ik_s z_s} e^{i\omega t} + F_s e^{-ik_s z_s} e^{i\omega t} \quad \text{Eq. 1.11}$$

$$u_R(z_R, t) = E_R e^{ik_R z_R} e^{i\omega t} + F_R e^{-ik_R z_R} e^{i\omega t} \quad \text{Eq. 1.12}$$

dove k_s e k_R sono rispettivamente i numeri d'onda nel terreno e nella roccia:

$$\begin{cases} k_s = \frac{\omega}{V_s} = \omega \sqrt{\frac{\rho_s}{G_s}} \\ k_r = \frac{\omega}{V_R} = \omega \sqrt{\frac{\rho_R}{G_R}} \end{cases}$$

Le condizioni al contorno imposte sono: (i) assenza di tensione di taglio in superficie ($z_s=0$); (ii) continuità di spostamenti e tensioni all'interfaccia suolo-roccia. Tali condizioni conducono, in particolare, a $E_s=F_s$ per la superficie libera e introducono il ruolo del contrasto di impedenza tra i due mezzi.

Si definisce il rapporto di impedenza come:

$$\mu = \frac{\rho_s V_s}{\rho_R V_R} \quad \text{Eq. 1.13}$$

e il corrispondente rapporto inverso

$$I = \frac{1}{\mu} = \frac{\rho_R V_R}{\rho_s V_s} \quad \text{Eq. 1.14}$$

Se la funzione di trasferimento è calcolata tra lo spostamento in superficie e quello all'interfaccia suolo-roccia, essa coincide con il caso di bedrock rigido (Lanzo e Silvestri, 1999), risultando:

$$H_{db}(\omega) = \frac{u_s(0, t)}{u_s(H, t)} = \frac{1}{\cos(k_s H)} \equiv H_r(\omega) \quad \text{Eq. 1.15}$$

Quindi, il rapporto superficie/interfaccia non dipende dalla deformabilità del bedrock, ma solo dalle proprietà dello strato e dal fattore di frequenza $F=k_s H$.

Se invece il confronto è tra la superficie del deposito e la roccia affiorante (condizione di superficie libera anche per il bedrock), la funzione di trasferimento incorpora il contrasto di impedenza:

$$H_{da}(\omega) = \frac{u_s(0, t)}{u_s(H, t)} = \frac{1}{\cos(k_s H) + i\mu \sin(k_s H)} \quad \text{Eq. 1.16}$$

Il modulo della precedente espressione (Eq. 1.16) definisce la funzione di amplificazione:

$$\begin{aligned} A_d(\omega) = |H_{da}(\omega)| &= \frac{1}{|\cos(k_s H) + i\mu \sin(k_s H)|} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s H) + \mu^2 \sin^2(k_s H)}} = \\ &= \frac{1}{\sqrt{\cos^2(k_s H) + \frac{1}{I^2} \sin^2(k_s H)}} \end{aligned} \quad \text{Eq. 1.17}$$

La funzione $A_d(\omega)$ rimane periodica e le frequenze di risonanza si verificano agli stessi valori del caso con bedrock rigido, essendo determinate da $k_s H$ (ossia dallo spessore H e da V_s). La differenza cruciale è che, in presenza di bedrock deformabile, i massimi dell'amplificazione risultano finiti. Per un dato valore del rapporto di impedenza I , il valore massimo è indipendente dalla frequenza ed è pari a:

$$(A_d)_{max} = I = \frac{1}{\mu} \quad Eq. 1.18$$

Ne segue che l'intensità dell'amplificazione è direttamente controllata dal contrasto di impedenza tra bedrock e terreno di copertura: maggiore è il contrasto, maggiore risulta l'amplificazione massima (Figura 1.6).

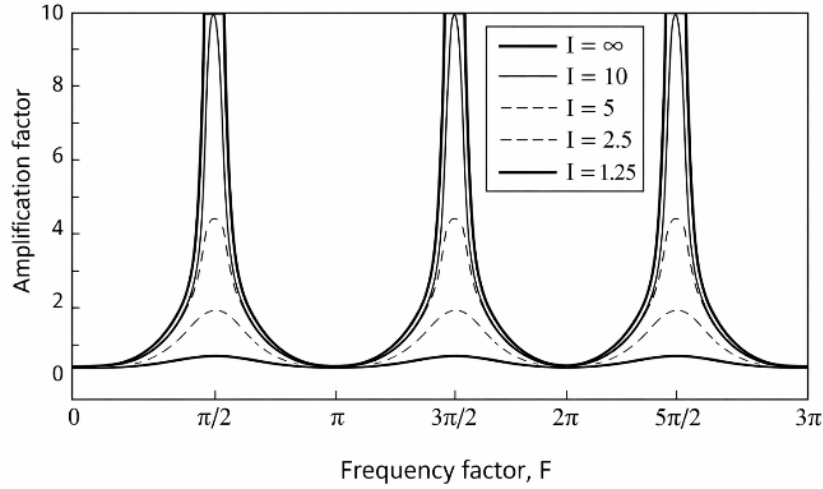


Figura 1.6 - Funzioni di amplificazione per diversi valori del rapporto di impedenza (Lanzo e Silvestri, 1999).

1.1.3 Modello di strato omogeneo visco-elastico su bedrock rigido

I modelli discussi in precedenza assumono un comportamento elastico lineare del terreno. Nei materiali reali, tuttavia, una parte dell'energia elastica associata alla propagazione dell'onda viene dissipata in calore, producendo una riduzione dell'ampiezza del moto. Per rappresentare in modo semplice tale dissipazione, si adotta spesso uno smorzamento viscoso, per la sua modellazione matematica.

Nel caso di propagazione di onde SH in un mezzo visco-elastico, il terreno viene comunemente modellato come solido di Kelvin–Voigt, nel quale la resistenza a taglio è la somma di un contributo elastico e di uno viscoso (Kramer, 1996). In Figura 1.7 è mostrato schematicamente un elemento infinitesimo di tale materiale.

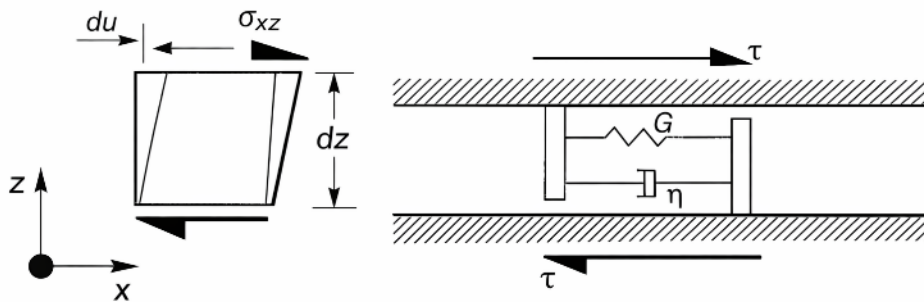


Figura 1.7 – Elemento solido sottile di tipo Kelvin–Voigt soggetto a deformazione di taglio orizzontale (Kramer, 1996). La resistenza complessiva alla deformazione a taglio è data dalla somma di una componente elastica, rappresentata da una molla di rigidezza G , e di una componente viscosa, rappresentata da uno smorzatore viscoso con coefficiente η .

La legge costitutiva a taglio del solido di Kelvin–Voigt è:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} = G\gamma + \eta\frac{\partial\gamma}{\partial t} \quad Eq. 1.19$$

dove G è il modulo di taglio, η è la viscosità, $\gamma = \partial u / \partial z$ è la deformazione di taglio e $\dot{\gamma} = \partial \gamma / \partial t$ è la velocità di deformazione.

Esplicitando γ in funzione dello spostamento, la tensione di taglio diventa:

$$\tau(z, t) = G\gamma(z, t) + \eta\dot{\gamma}(z, t) = G \frac{\partial u}{\partial z} + \eta \frac{\partial^2 u}{\partial z \partial t^2} \quad Eq. 1.20$$

Sostituendo nella classica equazione del moto per propagazione 1D di onde SH, si ottiene l'equazione differenziale per lo strato visco-elastico:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad Eq. 1.21$$

Assumendo un'eccitazione armonica di pulsazione ω e ponendo $u(z, t) = p(z)e^{i\omega t}$, si ottiene una formulazione equivalente introducendo il modulo complesso:

$$G^* = G(1 + 2iD) \quad Eq. 1.22$$

dove D è il fattore di smorzamento (Lanzo e Silvestri, 1999), legato ai parametri viscosi (Kelvin–Voigt) dalla relazione:

$$D = \frac{\eta\omega}{2G} \quad Eq. 1.23$$

Ne deriva un numero d'onda complesso k^* e, in termini generali, la soluzione nello strato mantiene la forma di sovrapposizione di onde ascendenti e discendenti:

$$p(z) = Ae^{ik^*z} + Be^{-ik^*z} \quad Eq. 1.24$$

$$u(z, t) = Ae^{ik^*z}e^{i\omega t} + Be^{-ik^*z}e^{i\omega t} \quad Eq. 1.25$$

Come nel caso elastico su bedrock rigido, imponendo le condizioni al contorno (superficie libera e riflessione totale al bedrock rigido) si ottiene la funzione di trasferimento complessa:

$$H_r^*(\omega) = \frac{1}{\cos(k^*H)} = \frac{1}{\cos(F^*)} \quad Eq. 1.26$$

dove $F^* = k^*H$ è il fattore di frequenza complesso.

Per valori piccoli di smorzamento ($D \ll 1$) si può utilizzare l'approssimazione:

$$k^* \approx k(1 - iD) \quad Eq. 1.27$$

da cui:

$$H_r^*(\omega) \approx \frac{1}{\cos(k^*H - iDkH)} \quad Eq. 1.28$$

e quindi la funzione di amplificazione è definita come il modulo:

$$A_r^*(\omega) = |H_r^*(\omega)| = \frac{1}{|\cos(kH - iDkH)|} \quad Eq. 1.29$$

Utilizzando la proprietà $|\cos(x - iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$ e l'approssimazione $\sinh(y) \approx y$ si ottiene:

$$A_r^*(\omega) = |H_r^*(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(F) + (FD)^2}} \quad \text{Eq. 1.30}$$

dove $F = kH$ è il fattore di frequenza reale.

La Figura 1.8 mostra l'andamento di $A_r^*(\omega)$ per diversi valori di D . A differenza del caso non smorzato, i picchi di risonanza risultano finiti, poiché il denominatore dell'espressione precedente è sempre maggiore di zero.

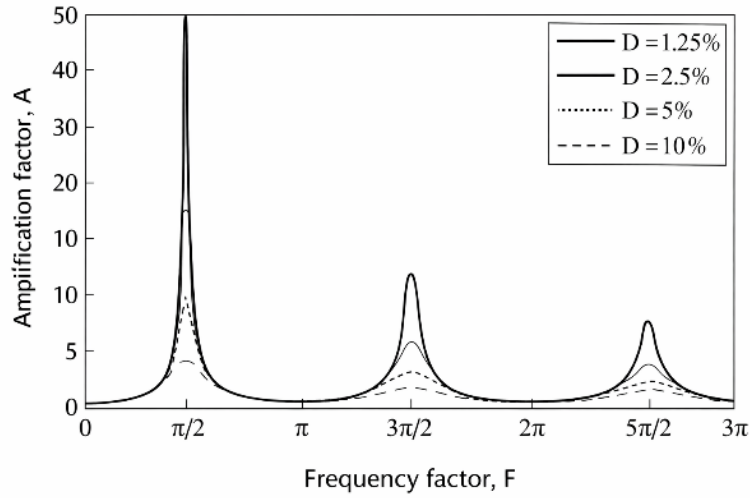


Figura 1.8 – Funzione di amplificazione di strato smorzato su bedrock rigido (Lanzo e Silvestri, 1999).

Le frequenze naturali alle quali si manifestano i massimi restano quelle del caso elastico mentre i massimi di amplificazione decrescono con l'ordine modale e risultano inversamente proporzionali allo smorzamento. In forma approssimata (Lanzo e Silvestri, 1999):

$$(A_r^*)_{max,n} \approx \frac{2}{(2n - 1)\pi D} \quad n = 1, 2, \dots \quad \text{Eq. 1.31}$$

In particolare, per il modo fondamentale ($n=1$):

$$(A_r^*)_{max,1} \approx \frac{2}{\pi D} \quad \text{Eq. 1.32}$$

Ne consegue che, per uno strato omogeneo visco-elastico su bedrock rigido, l'effetto dello smorzamento interno è quello di limitare i picchi di risonanza e di attenuare progressivamente l'amplificazione alle frequenze più elevate. All'aumentare di D , la risposta può passare da prevalentemente amplificativa a prevalentemente attenuativa alle alte frequenze.

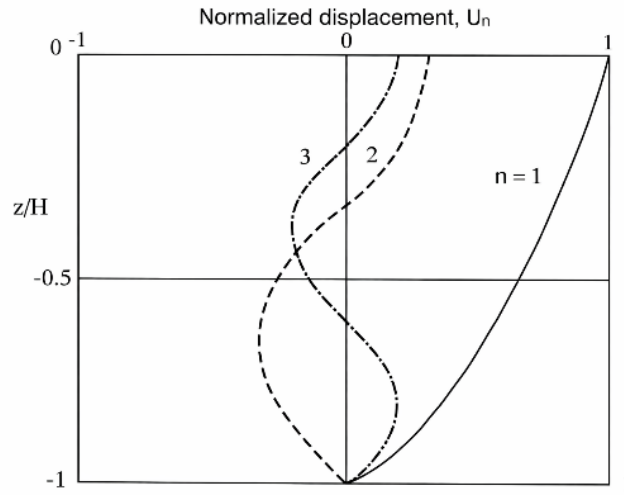


Figura 1.9 Forme modali/onde stazionarie ai primi modi per $D=5\%$ (Lanzo e Silvestri, 1999).

1.1.4 Modello di strato omogeneo visco-elastico su bedrock deformabile

Il modello di strato omogeneo visco-elastico su bedrock deformabile rappresenta la generalizzazione più completa dei casi precedentemente analizzati, in quanto tiene conto sia delle perdite energetiche interne al terreno (smorzamento visco-meccanico), sia delle perdite per irraggiamento nel bedrock roccioso deformabile (smorzamento geometrico o radiation damping).

In tale configurazione, la funzione di trasferimento complessa $H_d^*(\omega)$, definita come rapporto tra l'ampiezza dello spostamento in superficie e quella del bedrock affiorante, assume la seguente espressione (Lanzo e Silvestri, 1999):

$$H_d^*(\omega) = \frac{1}{\cos\left(\frac{\omega H}{V_s^*}\right) + i\mu^* \sin\left(\frac{\omega H}{V_s^*}\right)} = \frac{1}{\cos(F^*) + iI^* \sin(F^*)} \quad \text{Eq. 1.33}$$

dove $F^* = k^*H$ è il fattore di frequenza complesso, V_s^* è la velocità complessa delle onde di taglio nello strato, e I^* è il rapporto di impedenza dinamica complesso:

$$I^* = \frac{1}{\mu^*} = \frac{\rho_R V_R^*}{\rho_S V_S^*} \quad \text{Eq. 1.34}$$

che risulta indipendente dalla frequenza.

La funzione di amplificazione complessa, definita come il modulo di $H_d^*(\omega)$, dipende contemporaneamente:

- dallo smorzamento geometrico, legato al contrasto di impedenza suolo-bedrock;
- dallo smorzamento visco-meccanico, descritto dal fattore di smorzamento D .

L'espressione generale dell'amplificazione non può essere ricondotta a una forma chiusa semplice; tuttavia, per le frequenze naturali della colonna di terreno, Lanzo e Silvestri (1999) forniscono un'espressione approssimata dei valori massimi:

$$(A_d^*)_{\max, n} \approx \frac{1}{\mu + (2n - 1) \frac{\pi}{2} D} \quad n = 1, 2, \dots \quad \text{Eq. 1.35}$$

La relazione mostra che i picchi di amplificazione dipendono esclusivamente dal rapporto di impedenza μ e dal fattore di smorzamento D . In particolare, per il modo fondamentale ($n=1$):

$$(A_d^*)_{max,1} \approx \frac{1}{\mu + \frac{\pi}{2} D} \quad Eq.1.36$$

In Figura 1.10 è riportato l'andamento del massimo fattore di amplificazione in funzione del rapporto di impedenza I , per diversi valori del fattore di smorzamento D .

Nel caso limite $D=0$, ovvero in assenza di dissipazione visco-meccanica interna, l'espressione precedente si riduce al modello puramente elastico su bedrock deformabile, per il quale il valore massimo dell'amplificazione coincide con il rapporto di impedenza I .

Per $D>0$, a parità di smorzamento interno, l'amplificazione cresce all'aumentare del contrasto di impedenza, mentre a parità di impedenza diminuisce all'aumentare dello smorzamento visco-meccanico.

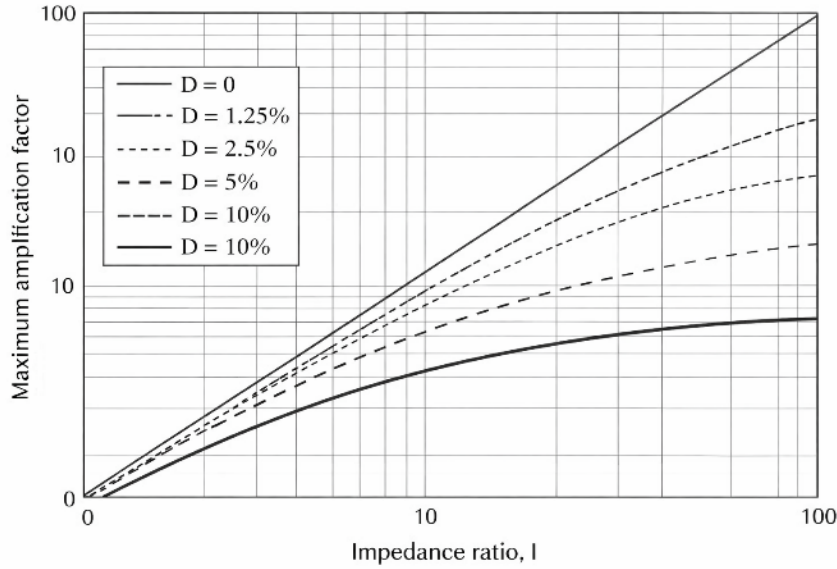


Figura 1.10 - Influenza del rapporto di impedenza dinamica I sul massimo fattore di amplificazione al modo fondamentale per uno strato visco-elastico su bedrock deformabile (Lanzo e Silvestri, 1999).

Poiché lo smorzamento geometrico legato al contrasto di impedenza produce un effetto analogo a quello dello smorzamento visco-meccanico interno, è possibile introdurre un fattore di smorzamento efficace D_{ef} , definito come:

$$D_{ef} = D + D_r = \frac{2}{\pi I} \quad Eq.1.37$$

dove il termine D_r rappresenta lo smorzamento associato alle perdite di energia per irraggiamento nel bedrock.

Utilizzando tale definizione, il valore massimo dell'amplificazione al modo fondamentale può essere espresso in forma compatta come:

$$(A_d^*)_{max,1} \approx \frac{2}{\pi D_{ef}} \quad Eq.1.38$$

espressione formalmente analoga a quella ottenuta per il modello visco-elastico su bedrock rigido (Eq. 1.32).

Anche in questo caso, le frequenze naturali e i periodi propri della colonna di terreno non dipendono dalla dissipazione e sono quindi identici a quelli dei modelli precedenti:

$$f_1 = \frac{V_s}{4H} \quad Eq.1.39$$

$$T_1 = \frac{1}{f_1} = \frac{4H}{V_s} \quad Eq.1.40$$

Le espressioni precedenti, pur nella loro semplicità, rivestono un notevole interesse applicativo. Assimilando il sottosuolo a uno strato omogeneo equivalente (Lanzo e Silvestri, 1999), esse forniscono una prima stima diretta sia delle bande di frequenza in cui possono manifestarsi significativi effetti di amplificazione locale, sia dell'ordine di grandezza dei fattori di amplificazione attesi.

1.1.5 Eterogeneità del terreno

La rigidezza a piccole deformazioni G_0 di un terreno dipende dallo stato tensionale e da variabili costitutive quali la tensione media efficace p' , l'indice di plasticità e il grado di sovraconsolidazione R_0 . Tale dipendenza può essere descritta mediante relazioni semi-empiriche del tipo (Viggiani e Atkinson, 1995):

$$\frac{G_0}{p_r} = A \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n R_0^m \quad Eq.1.41$$

dove A , n e m sono parametri adimensionali del terreno e p_r è una pressione di riferimento (assunta pari a 1 kPa). Poiché la tensione media efficace aumenta con la profondità, anche in un deposito litologicamente omogeneo la rigidezza trasversale e la velocità delle onde di taglio risultano variabili con z . Di conseguenza, l'ipotesi di strato omogeneo a rigidezza costante rappresenta una semplificazione che può condurre a stime non conservative della risposta sismica locale.

In letteratura sono state proposte diverse idealizzazioni per descrivere depositi con rigidezza crescente con la profondità (ad es. Ambraseys, 1959; Idriss e Seed, 1968; Dobry et al., 1971; Gazetas, 1982). Tra queste, un caso rappresentativo è quello in cui V_s aumenta con la profondità, condizione frequentemente osservata nei terreni naturali.

Le Figura 1.11 e 1.12 mostrano che l'aumento del rapporto di eterogeneità V_{HVSRO} comporta una forte concentrazione degli spostamenti nei livelli superficiali del deposito e una modifica sostanziale delle forme modali rispetto al caso omogeneo. In particolare, l'eterogeneità riduce il periodo fondamentale T_1 rispetto al valore ottenuto assumendo una velocità costante pari alla velocità media del deposito, mentre i periodi dei modi superiori risultano aumentati.

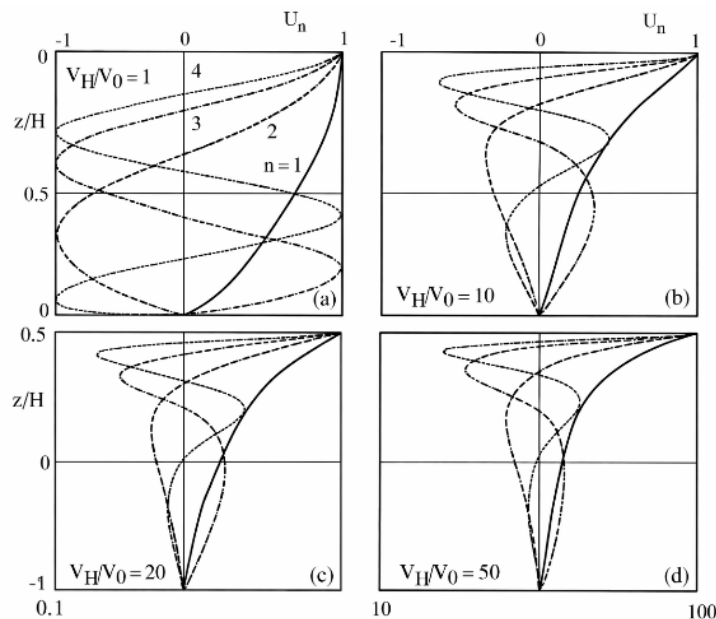


Figura 1.11 – Forme modali relative al caso $m=1$ per una variazione lineare della velocità delle onde di taglio con la profondità, al crescere del parametro di eterogeneità α . Le forme modali dipendono in modo significativo dal valore di α , che controlla il grado di variazione della velocità delle onde di taglio V_S (e quindi del modulo di taglio G) lungo la profondità z . Nel pannello (a) è rappresentato il caso di strato visco-elastico omogeneo sovrastante un substrato rigido, con velocità delle onde di taglio costante con la profondità ($V_S=\text{cost}$, $\alpha=0$), corrispondente a $V_{HVSRO}=1$. L'aumento di α introduce una variazione progressivamente più marcata di $V_S(z)$ e, di conseguenza, del modulo di taglio $G(z)$, come mostrato nei pannelli (b) ($V_{HVSRO}=10$), (c) ($V_{HVSRO}=20$) e (d) ($V_{HVSRO}=50$). All'aumentare di α , le massime ampiezze di spostamento risultano sempre più concentrate in prossimità della superficie e decadono rapidamente con la profondità z . (Vinale e Simonelli, 1983).

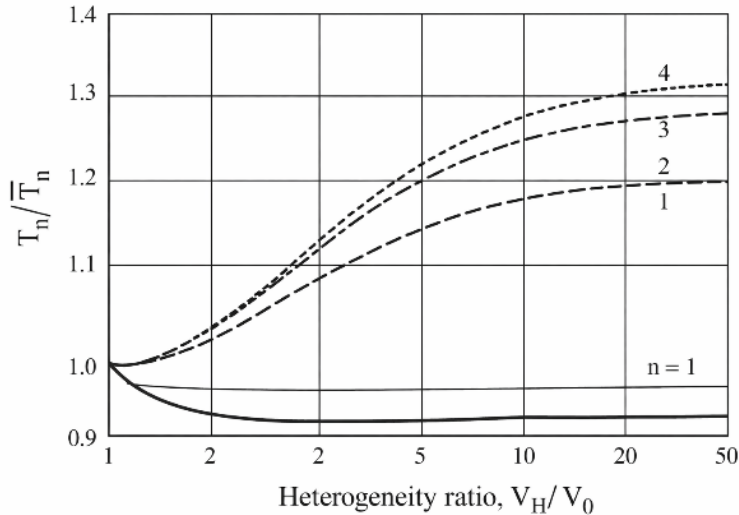


Figura 1.12 – Periodo naturale per $m=1$ in funzione del rapporto di eterogeneità V_{HVSRO} (Vinale e Simonelli, 1983). All'aumentare del fattore di eterogeneità, e quindi all'aumentare della variazione con la profondità z del modulo di taglio $G(z)$ (o, equivalentemente, della velocità di propagazione delle onde di taglio $V_S(z)$), si osserva che il rapporto tra il periodo naturale T_n , calcolato mediante l'equazione (1.48), e il periodo $\bar{T}_n$ relativo al caso di velocità V_S (o modulo G) costante con la profondità, diminuisce per il primo modo di vibrazione ($n=1$) e aumenta per i modi successivi ($n=2,3,4$). Questo comportamento implica un aumento della frequenza fondamentale e una riduzione delle frequenze naturali dei modi superiori, con una conseguente modifica sostanziale della funzione di amplificazione del sistema.

In termini di risposta in frequenza, l'eterogeneità tende ad aumentare l'amplificazione associata al primo modo e a modificare la distribuzione delle frequenze caratteristiche. Un esempio applicativo (Figura 1.13) evidenzia inoltre che l'adozione di uno strato omogeneo equivalente può portare a una sottostima degli effetti di amplificazione locale, sia in termini di frequenze dominanti sia di ampiezza dei picchi di risposta (Lanzo e Silvestri, 1999).

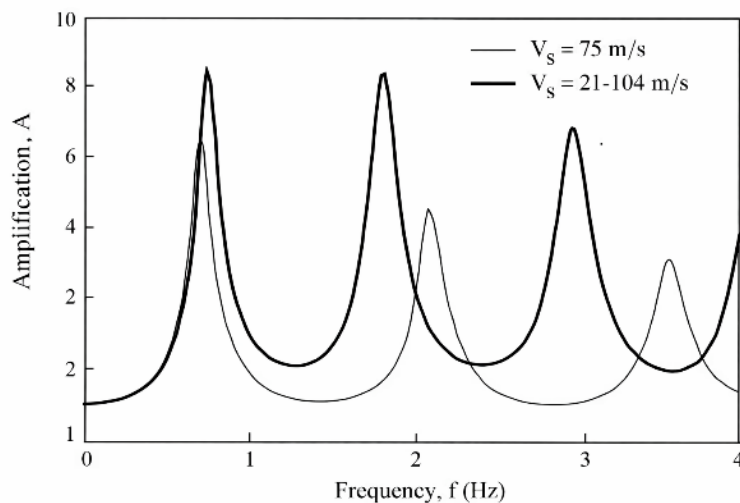


Figura 1.13 – Confronto tra le funzioni di amplificazione sismica calcolate ipotizzando un sottosuolo omogeneo e un sottosuolo eterogeneo nel caso di Città del Messico (Lanzo e Silvestri, 1999).

Il confronto tra modelli omogenei ed eterogenei, come illustrato dall'esempio dei depositi argillosi di Città del Messico (Figura 1.13), evidenzia che la sostituzione di un sottosuolo con rigidità crescente con la profondità mediante uno strato omogeneo equivalente può condurre a una significativa sottostima degli effetti di amplificazione locale, sia in termini di frequenze caratteristiche sia di ampiezza dei picchi di risposta.

1.1.6 Effetto della non linearità del comportamento del terreno

Il comportamento dei terreni è intrinsecamente non lineare e dissipativo, anche per livelli di deformazione molto piccoli. Ciò è chiaramente evidenziato dalle curve sperimentali $G - \gamma$ e $D - \gamma$, che mostrano rispettivamente una riduzione della rigidità a taglio e un incremento dello smorzamento al crescere della deformazione di taglio indotta nel terreno.

Un passo fondamentale verso una modellazione più realistica della risposta sismica locale consiste quindi nell'abbandonare l'ipotesi di comportamento elastico lineare, o al più visco-elastico lineare, assunta nei modelli precedenti. Studi recenti, resi possibili dalla disponibilità di estese reti accelerometriche e da registrazioni in array verticali, hanno consentito di analizzare in modo sistematico gli effetti della non linearità sulla risposta sismica dei siti.

L'influenza qualitativa della non linearità sul moto sismico è illustrata in Figura 1.14, riferita a uno strato omogeneo di terreno su bedrock orizzontale, sottoposto a livelli crescenti di accelerazione massima al bedrock $a_{max,r}$. La figura mostra come, all'aumentare dell'eccitazione sismica:

- aumenti la deformazione di taglio massima γ_{max} (Figura 1.14a);
- diminuisca il modulo di taglio mobilizzato G (Figura 1.14b);
- aumenti il fattore di smorzamento D (Figura 1.14c);
- si modifichi il profilo delle accelerazioni massime lungo la colonna di terreno (Figura 1.14d).

Per bassi livelli di input sismico, l'accelerazione massima tende ad aumentare dal bedrock verso la superficie (curve 1 e 2 in Figura 1.14d), coerentemente con i modelli lineari. All'aumentare dell'input, la riduzione della rigidità e l'incremento dello smorzamento determinano invece una limitazione dell'amplificazione, soprattutto alle alte frequenze.

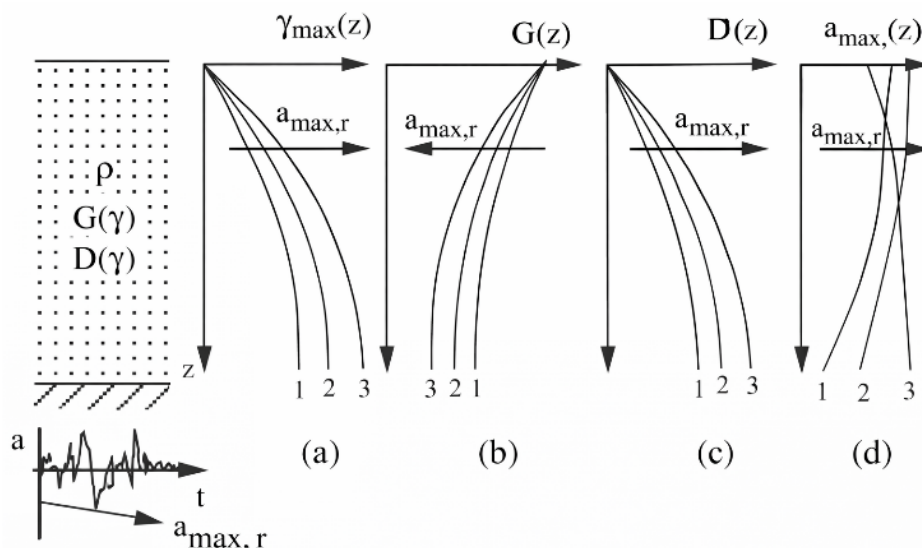


Figura 1.14 – Variazione dei profili di deformazione tangenziale massima (a), del modulo di taglio (b), del fattore di smorzamento (c) e dell'accelerazione massima nel terreno (d), al crescere dell'accelerazione massima sul substrato roccioso $a_{max,r}$ (Lanzo e Silvestri, 1999).

In termini di fattore di amplificazione, definito come rapporto tra l'accelerazione massima in superficie e quella sul bedrock, l'effetto della non linearità si traduce in una riduzione dell'amplificazione all'aumentare dell'intensità del moto in ingresso. Tale comportamento è

stato confermato da analisi empiriche su ampi database accelerometrici (Seed et al., 1976a; Idriss, 1970).

Seed et al. (1976a) hanno proposto le relazioni riportate in Figura 1.15a, che mostrano l'andamento medio dell'accelerazione massima in superficie in funzione di quella sul bedrock per differenti categorie di terreni.

Per valori di $a_{max,r} \lesssim 0.1g$, tutti i depositi mostrano un comportamento amplificativo. Per valori maggiori, l'amplificazione si riduce progressivamente, con un effetto più marcato nei terreni soffici rispetto a quelli più rigidi. Per $a_{max,r} > 0.2g$, le curve medie sono ottenute prevalentemente per estrapolazione, a causa della scarsità di dati sperimentali.

Idriss (1990) ha successivamente aggiornato tali relazioni per depositi coesivi soffici, utilizzando registrazioni dei terremoti di Città del Messico (1985) e Loma Prieta (1989), integrate con analisi numeriche per valori elevati di accelerazione (Figura 1.15b). Il confronto tra le Figura 1.15a e 1.15b evidenzia come, in meno di un decennio, la valutazione empirica della risposta sismica locale dei terreni soffici sia cambiata radicalmente, sia in termini di entità dell'amplificazione, sia di intervallo di accelerazioni in ingresso per le quali essa risulta significativa.

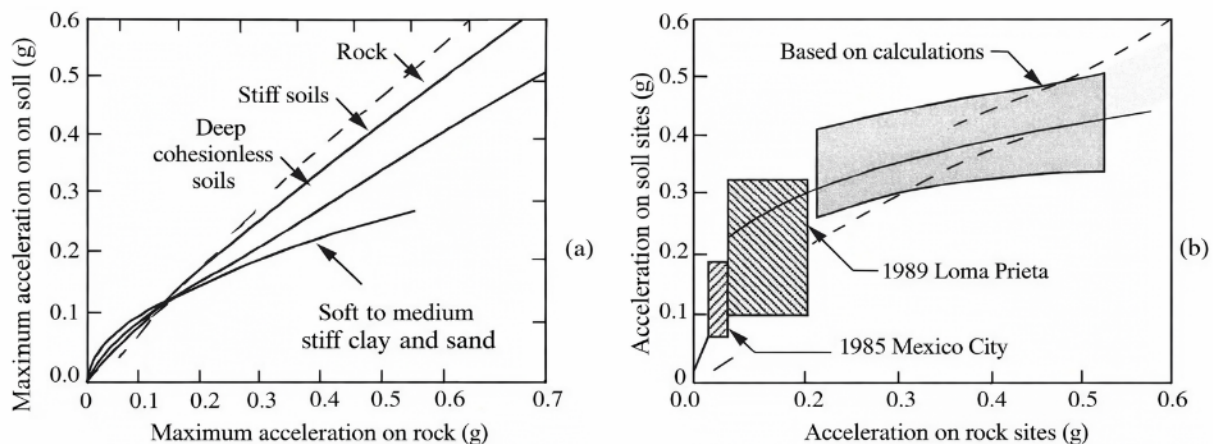


Figura 1.15 – Variazione dell'accelerazione massima in superficie in funzione dell'accelerazione massima al substrato roccioso per: (a) siti su roccia e per diverse condizioni locali di sottosuolo (Seed et al., 1976a) e (b) terreni soffici coesivi (Idriss, 1990). In entrambi i grafici, la linea tratteggiata rappresenta la condizione di assenza di amplificazione o de-amplificazione ($a_{max}/a_{max,rock}=1$). All'aumentare dell'accelerazione di input si osserva una transizione da effetti di amplificazione a effetti di de-amplificazione della risposta in superficie. Tale fenomeno risulta meno marcato nei terreni più rigidi e consistenti, che mostrano livelli di amplificazione e de-amplificazione inferiori rispetto ai terreni soffici.

L'effetto della non linearità sulla funzione di amplificazione in frequenza è illustrato in Figura 1.16 per depositi argillosi di Città del Messico. All'aumentare dell'energia del moto sismico di riferimento, e quindi del livello di deformazione indotto nel terreno, si osservano:

- una riduzione delle frequenze naturali, dovuta alla diminuzione del modulo di taglio;
- una riduzione dei picchi di amplificazione, associata all'aumento dello smorzamento;
- una maggiore attenuazione alle alte frequenze rispetto alle basse, poiché le onde ad alta frequenza sono più sensibili alla dissipazione.

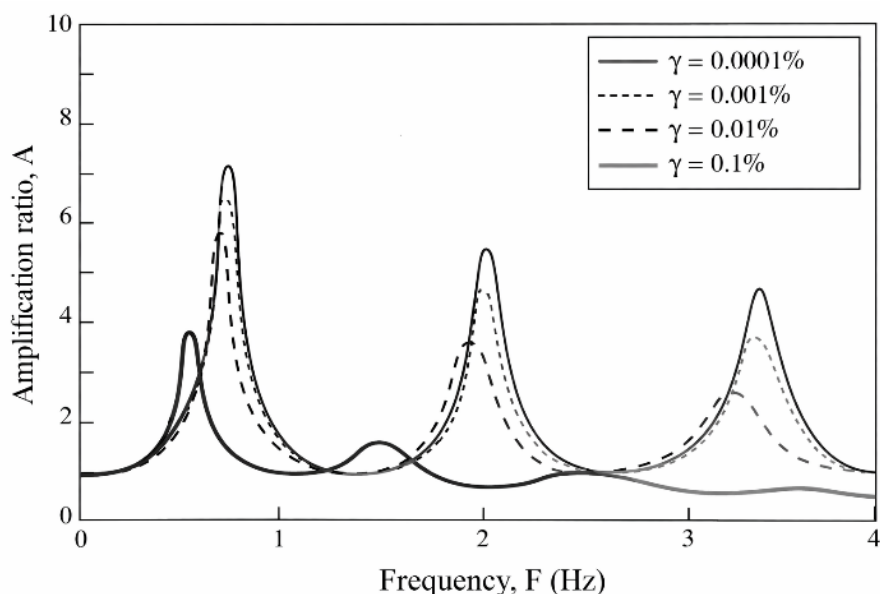


Figura 1.16 – Influenza del comportamento non lineare del terreno sulla funzione di amplificazione (Lanzo e Silvestri, 1999). All'aumentare della magnitudo M dell'evento sismico, crescono sia l'accelerazione massima a_{max} sia il livello di deformazione γ ; ciò comporta una riduzione del modulo di taglio G e un incremento del fattore di smorzamento D . Questi effetti determinano una diminuzione delle frequenze naturali del sistema e una riduzione delle ampiezze dei relativi picchi di risonanza. Di conseguenza, la non linearità del comportamento del terreno modifica in modo sostanziale la forma e le caratteristiche della funzione di amplificazione.

Con l'aumentare della deformazione mobilizzata, il picco di amplificazione tende quindi a ridursi e a spostarsi verso frequenze più basse (periodi più elevati). Per livelli energetici molto elevati del moto in ingresso, possono manifestarsi fenomeni di attenuazione alle alte frequenze.

È tuttavia importante sottolineare che tali risultati dipendono fortemente dal modello di non linearità adottato e non sempre trovano piena conferma nei dati sperimentali. Studi più recenti (Kokusho e Ishizawa, 2021) indicano che, anche in siti con terreni soffici, la non linearità del suolo durante terremoti forti può avere un effetto marginale sull'amplificazione tra superficie e roccia affiorante, fatta eccezione per casi di liquefazione o collasso strutturale del terreno. Effetti non lineari più marcati risultano invece evidenti nei confronti tra superficie e sensori downhole in array verticali.

1.1.7 Effetti della geometria dei bacini

Diversi studi a partire dagli anni '80 hanno evidenziato che la presenza di valli alluvionali e bacini sedimentari può produrre amplificazioni significative del moto sismico, con incrementi di ampiezza e durata non descrivibili mediante i soli modelli monodimensionali basati su propagazione verticale di onde di taglio (Bard e Bouchon, 1985; Wirgin e Bard et al., 1996). La comprensione di tali fenomeni è risultata centrale per la valutazione del rischio sismico di grandi aree urbane impostate su bacini alluvionali (ad esempio Città del Messico, Los Angeles, Osaka, Tokyo).

Nel caso di un deposito schematizzabile come 1D, l'amplificazione è principalmente controllata da: (i) intrappolamento delle onde di taglio per effetto del contrasto di impedenza tra terreno e bedrock; (ii) risonanza quando le frequenze caratteristiche del moto in ingresso si avvicinano alle frequenze proprie del deposito (Lanzo e Silvestri, 1999). Nei bacini alluvionali, a questi effetti si sommano fenomeni geometrici tipicamente bidimensionali/tri-dimensionali che generano i cosiddetti edge effects, legati alla presenza di discontinuità laterali e interfacce inclinate.

I principali meccanismi sono due:

1. Focalizzazione e interferenza costruttiva in prossimità dei bordi. In prossimità del bordo del bacino, i campi d'onda riflessi e rifratti possono interferire in modo costruttivo, producendo amplificazioni localizzate (Figura 1.17). Questo meccanismo è stato invocato per spiegare pattern di danno concentrati lungo fasce prossime ai bordi di valli alluvionali (Pitarka et al., 1996).
2. Generazione di onde superficiali per conversione su interfacce inclinate. L'incidenza delle onde sismiche su un'interfaccia suolo–bedrock non orizzontale (tipicamente ai bordi del bacino) può generare onde superficiali con propagazione prevalentemente orizzontale (Aki e Larner, 1970). In presenza di forte contrasto di impedenza, tali onde possono rimanere confinate nel bacino e riflettersi ripetutamente tra i bordi; la loro attenuazione è principalmente controllata dallo smorzamento interno del terreno. Queste onde presentano in genere velocità di propagazione relativamente basse (<1000 m/s) e periodi dell'ordine di 0.5–5 s (frequenze 0.2–2 Hz), ma soprattutto sono caratterizzate da durate elevate, spesso dell'ordine di diverse decine di secondi.

La Figura 1.17 schematizza tali effetti: il sismogramma registrato sul deposito evidenzia l'arrivo di treni d'onda superficiali generati per conversione ai bordi, assenti o molto meno evidenti nel segnale su roccia. Ne consegue che l'uso del solo schema 1D, che non include la generazione e propagazione di onde superficiali, può portare a una sottostima significativa dell'ampiezza e della durata del moto sismico, in particolare per periodi maggiori di circa 0.5 s (Lanzo e Silvestri, 1999). Dal punto di vista ingegneristico, ciò è rilevante per strutture con periodi propri elevati (ponti, dighe, edifici alti e sistemi infrastrutturali estesi).

Nei bacini profondi, l'interazione tra onde di volume e onde superficiali risulta ulteriormente complessa e può produrre forti variazioni spaziali della risposta, con potenziali moti differenziali significativi (Bard, 1998). In tali condizioni, l'analisi 2D/3D diventa spesso necessaria (Lanzo e Silvestri, 1999; Gazetas e Dakoulas, 1966).

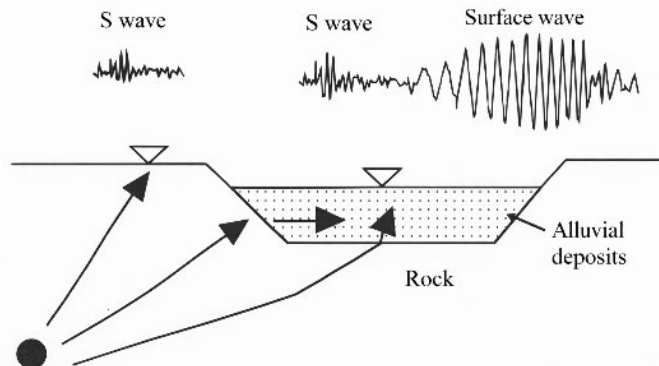


Figura 1.17 - Schema della generazione di onde superficiali per edge effects ai bordi di un bacino alluvionale (Lanzo e Silvestri, 1999).

Negli ultimi decenni, numerose osservazioni sperimentali e modellazioni numeriche hanno confermato e quantificato il ruolo della geometria. Le registrazioni di reti sismiche e array locali hanno permesso di identificare la variabilità laterale della risposta lungo sezioni trasversali di valle e di osservare treni di onde superficiali generati ai bordi (Jongmans e Campillo, 1993; Frankel, 1994). Una sintesi dei principali risultati e metodi di modellazione è riportata in Aki (1988) e Bard (1994).

Un esempio classico di confronto tra modellazione 1D e 2D è mostrato in Figura 1.18 (Bard e Gariel, 1986; ripreso e modificato in Lanzo e Silvestri, 1999), relativa a bacini con diverso shape factor H/L , dove H è lo spessore massimo al centro e L la semi-larghezza. Per valli superficiali ($H/L < 0.25$, ad esempio $H/L = 0.1$), il modello 1D può approssimare in modo accettabile la risposta al centro del bacino, mentre diventa progressivamente inadeguato avvicinandosi ai bordi, dove dominano gli effetti di diffrazione e interferenza. Per valli profonde

($H/L > 0.25$, ad esempio $H/L = 0.4$), la risposta 2D risulta significativamente diversa dalla 1D anche al centro, mostrando un comportamento più articolato con picchi multipli e forte dipendenza dalla posizione lungo la sezione.

Evidenze sperimentali coerenti con questi risultati sono state ottenute in siti strumentati. Presso l'EUROSEISTEST (area di Thessaloniki), registrazioni e analisi in frequenza hanno mostrato discrepanze sistematiche tra segnali osservati e simulazioni 1D, attribuibili alla generazione locale di onde superficiali ai bordi del graben e alla loro propagazione verso la parte centrale della valle (Raptakis et al., 2000; Chavez-Garcia et al., 2000; Makra et al., 2001; Pitilakis et al., 2001). Studi successivi nella città di Thessaloniki hanno confermato che variazioni laterali e discontinuità geologiche possono generare contributi significativi di onde di Love e Rayleigh, che influenzano sia le componenti orizzontali sia la verticale e che richiedono modellazione 2D per una riproduzione affidabile dei segnali registrati (Raptakis et al., 2004a; Raptakis et al., 2004b).

Risultati analoghi sono stati osservati anche in contesti italiani. Nel bacino di Gubbio, analisi su un ampio set di eventi locali hanno evidenziato un aumento significativo di durata e ampiezza del moto rispetto a siti su roccia, attribuibile alla combinazione di effetti 1D e propagazione laterale associata a fenomeni 2D/3D (Bindi et al., 2009). In ulteriori applicazioni in Appennino centrale, è stata evidenziata l'importanza dei contributi di onde generate localmente e della variabilità spaziale della risposta in bacini sedimentari (Bindi et al., 2011; Di Giulio et al., 2020).

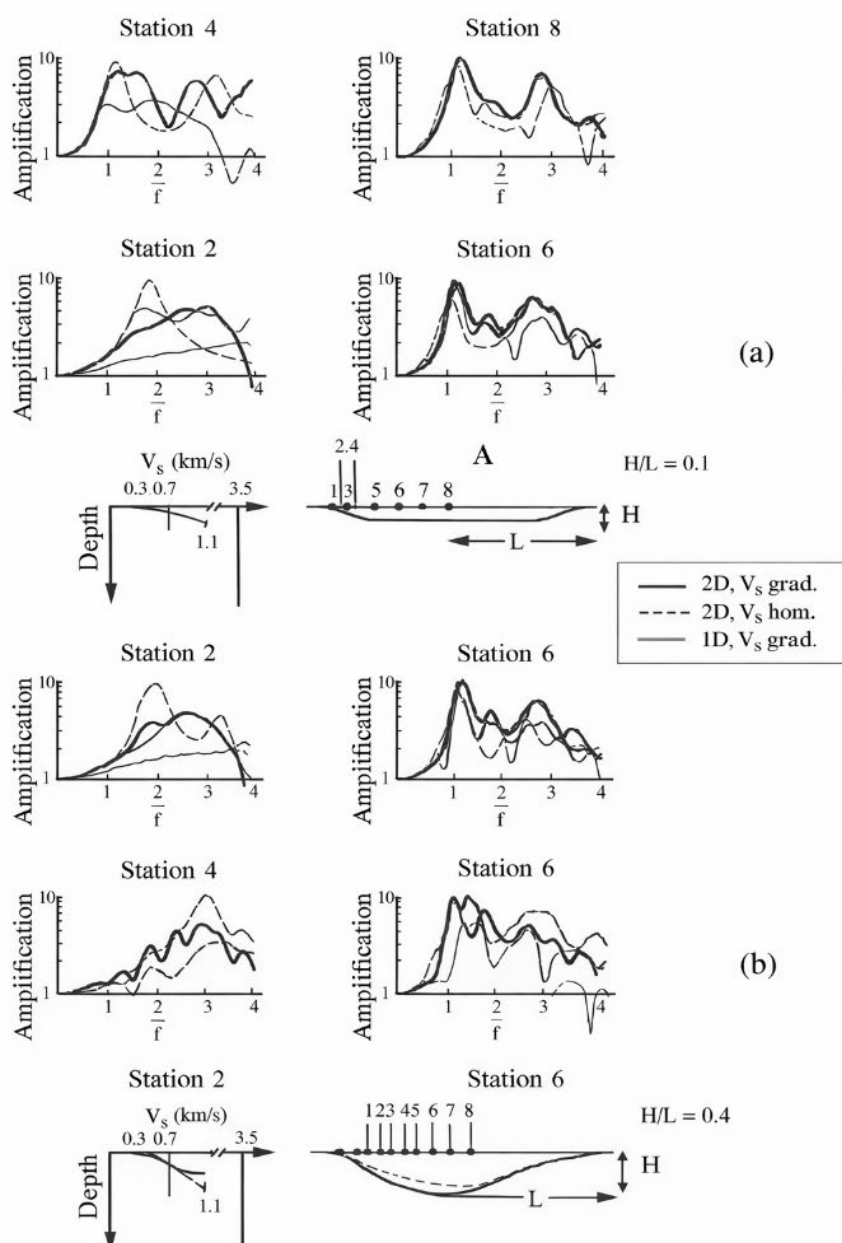


Figura 1.18 – Confronto tra risultati 1D e 2D per valli superficiali ($H/L = 0.1$) e profonde ($H/L = 0.4$) soggette a onde SH incidenti (modificato da Lanzo e Silvestri, 1999; originale Bard e Gariel, 1986).

1.1.8 Effetti della topografia

Numerose osservazioni sperimentali e analisi post-sismiche hanno mostrato come la morfologia possa influenzare in modo significativo il moto sismico al suolo, generando effetti locali di amplificazione o attenuazione che non possono essere ricondotti esclusivamente alle condizioni stratigrafiche del sottosuolo. A partire dagli anni '80, tali fenomeni sono stati documentati in diversi contesti geologici e tettonici (Geli et al., 1988; Faccioli, 1991; Chavez-Garcia et al., 1996, 1997), evidenziando come l'influenza della topografia risulti particolarmente marcata in corrispondenza della sommità dei rilievi, mentre tende a ridursi alla base.

La distribuzione spaziale del danno osservata in numerosi eventi sismici suggerisce infatti che le creste e le parti apicali di colline e dorsali siano frequentemente associate a livelli di danneggiamento superiori rispetto alle aree pianeggianti adiacenti (Celebi, 1987; Kawase e Aki, 1990). In Italia, questo comportamento è stato chiaramente riconosciuto, tra gli altri, nei terremoti del Friuli 1976, dell'Irpinia 1980, dell'Aquila 2009 e dell'Italia Centrale 2016, dove gli effetti

topografici hanno contribuito in modo significativo alla concentrazione del danno in aree morfologicamente elevate (Brambati et al., 1980; Rippa e Vinale, 1983; Gallipoli et al., 2013; Primofiore et al., 2020).

Dal punto di vista applicativo, le modificazioni del moto sismico indotte dalla topografia non riguardano esclusivamente la valutazione della vulnerabilità del patrimonio edilizio, ma assumono un ruolo rilevante anche per la sicurezza di infrastrutture estese o di opere in terra, quali rilevati stradali e ferroviari, argini e dighe, localizzate in contesti morfologicamente complessi (Davis e West, 1973; Çelebi, 1991; Vessia et al., 2013, 2016). Come osservato da Boore (1972), gli effetti topografici diventano rilevanti quando la lunghezza d'onda delle onde sismiche incidenti è confrontabile con le dimensioni caratteristiche dell'irregolarità topografica e quando i pendii presentano inclinazioni significative.

Il meccanismo fisico principale responsabile dell'amplificazione del moto in corrispondenza della sommità di un rilievo è generalmente attribuito alla focalizzazione delle onde sismiche verso la cresta, dovuta alla riflessione sulla superficie libera e all'interazione tra campi d'onda incidenti e diffratti (Bard, 1982). Questo processo può determinare un incremento dell'ampiezza del moto e una modifica del contenuto in frequenza rispetto a quanto osservato alla base del rilievo, come schematizzato in Figura 1.19.

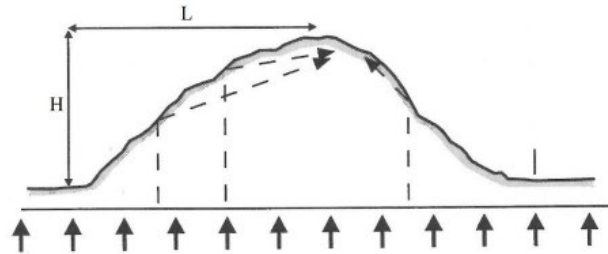


Figura 1.19 - Meccanismo di focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della sommità di un rilievo topografico (Lanzo e Silvestri, 1999).

Una prima stima quantitativa degli effetti topografici può essere ottenuta attraverso modelli geometrici semplificati, nei quali il rilievo è rappresentato da un'irregolarità ideale immersa in un mezzo elastico omogeneo e isotropo. Un caso classico è quello di un cuneo triangolare indefinito soggetto a onde SH incidenti verticalmente (Figura 1.20), con spostamenti ortogonali al piano della sezione (Aki, 1988; Faccioli, 1991). Per tale configurazione, Sanchez-Sesma (1985, 1990) ha ricavato una soluzione analitica in forma chiusa, nella quale la risposta dipende esclusivamente dall'angolo al vertice del cuneo $\varphi = \theta\pi$ ($0 < \theta \leq 2$); il caso di superficie orizzontale è ottenuto per $\theta = 1$.

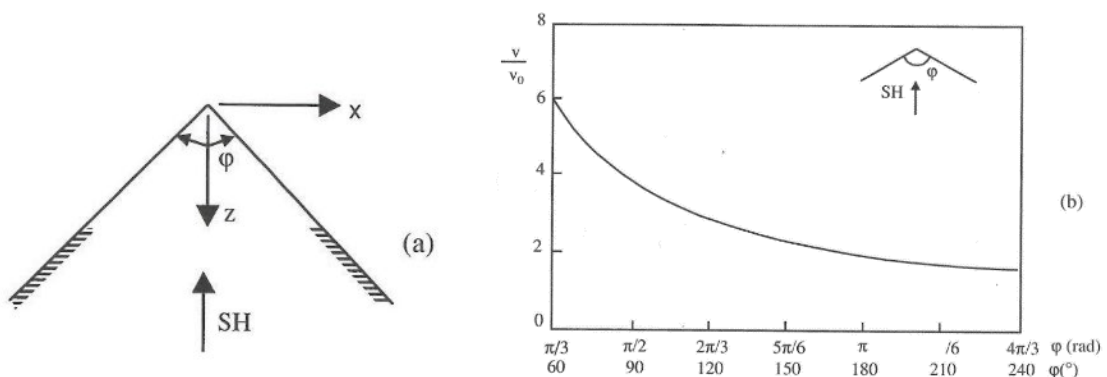


Figura 1.20 – (a) Schema di un'irregolarità topografica idealizzata (cuneo triangolare) soggetta a onde SH verticali; (b) variazione del fattore di amplificazione in funzione dell'angolo al vertice (Sanchez-Sesma, 1990).

Il fattore di amplificazione A , definito come rapporto tra l'ampiezza dello spostamento al vertice v e quella dell'onda incidente v_0 , è espresso da:

$$A = \frac{v}{v_0} = 2\theta = \frac{2\pi}{\varphi} \quad Eq.1.42$$

Questa relazione evidenzia come anche rilievi caratterizzati da geometrie relativamente dolci possano generare amplificazioni significative del moto sismico. Ad esempio, per $\varphi \approx 120^\circ$, corrispondente a pendenze dell'ordine di 1:2, tipiche di molte opere in terra e rilievi naturali, il fattore di amplificazione può raggiungere valori prossimi a tre. In questo modello ideale, l'amplificazione dipende unicamente dalla forma geometrica dell'irregolarità e non dalle proprietà meccaniche del mezzo, evidenziando il ruolo primario della topografia.

Numerosi studi numerici e osservazioni sperimentali hanno tuttavia mostrato che, in condizioni reali, gli effetti topografici interagiscono con quelli stratigrafici, producendo campi di moto complessi lungo i fianchi dei rilievi, con rapide variazioni di ampiezza e contenuto in frequenza e con la possibile insorgenza di moti differenziali significativi (Bard e Tucker, 1985; Jibson, 1987; Pedersen et al., 1994; Chavez-Garcia et al., 1997).

Sulla base delle principali evidenze disponibili, l'influenza della topografia sul moto sismico può essere sintetizzata come segue:

- in corrispondenza della sommità di un rilievo, il moto sismico risulta generalmente amplificato rispetto alla base;
- l'amplificazione è di natura prevalentemente geometrica e diventa significativa quando la lunghezza d'onda delle onde incidenti è confrontabile con le dimensioni del rilievo;
- l'entità dell'amplificazione cresce all'aumentare del fattore di forma H/L (altezza H e semi-lunghezza L);
- lungo i fianchi del rilievo, l'interazione tra onde incidenti e diffratte genera un campo di moto complesso, con alternanza di amplificazione e attenuazione e possibili moti differenziali;
- i modelli numerici bidimensionali riproducono qualitativamente tali fenomeni, ma tendono a sottostimare i valori di amplificazione osservati, poiché in situazioni reali gli effetti topografici si sommano a quelli stratigrafici.

In conclusione, le formulazioni teoriche e i modelli presentati nelle sezioni precedenti descrivono un quadro progressivamente più realistico della risposta sismica locale, passando da schemi monodimensionali ideali a configurazioni che includono effetti di smorzamento, eterogeneità, non linearità e geometria complessa del sottosuolo e della superficie topografica. Ciascun modello rappresenta un compromesso tra semplicità descrittiva e capacità di riprodurre i fenomeni fisici che governano la modifica del moto sismico dal bedrock alla superficie.

I modelli monodimensionali basati sulla propagazione verticale delle onde di taglio risultano adeguati solo in condizioni limitate, ovvero in presenza di stratigrafie approssimativamente orizzontali, variazioni laterali trascurabili e livelli di deformazione tali da non innescare comportamenti fortemente non lineari. In tali casi, essi consentono una stima efficace delle frequenze fondamentali del sito e dei principali meccanismi di risonanza. Tuttavia, l'introduzione di smorzamento, eterogeneità e comportamento non lineare mostra come anche in configurazioni apparentemente semplici l'amplificazione risulti fortemente dipendente dall'intensità del moto sismico e dalle proprietà meccaniche mobilitate.

La presenza di geometrie laterali complesse, quali bacini alluvionali e valli sedimentarie, introduce fenomeni bidimensionali e tridimensionali che non possono essere colti da approcci 1D. In questi contesti, la generazione di onde superficiali ai bordi, la focalizzazione dell'energia e l'interazione tra onde di volume e onde di superficie producono amplificazioni, incrementi di durata e marcata variabilità spaziale della risposta. Analogamente, gli effetti topografici evidenziano come la sola geometria della superficie possa determinare amplificazioni significative del moto, in particolare in corrispondenza delle sommità dei rilievi e lungo i fianchi, con possibili moti differenziali rilevanti.

Un aspetto comune a tutti i modelli analizzati è che la risposta sismica locale non può essere descritta unicamente in termini di amplificazione dell'accelerazione massima. Le modifiche del contenuto in frequenza, della durata del moto e della distribuzione spaziale delle sollecitazioni risultano spesso altrettanto, se non più, rilevanti dal punto di vista ingegneristico.

Alla luce di queste considerazioni, emerge chiaramente che la scelta del modello di risposta sismica locale deve essere guidata dalla geometria del sito, dal contrasto di impedenza, dal livello di accelerazione atteso e dagli obiettivi dell'analisi. L'uso indiscriminato di modelli semplificati può condurre a una sottostima significativa delle sollecitazioni sismiche di progetto, in particolare per strutture sensibili ai periodi medio-lunghi o caratterizzate da estensione spaziale significativa.

Queste conclusioni assumono un'importanza cruciale nel passaggio dall'analisi della risposta del sito alla valutazione della risposta sismica dell'ambiente costruito. Le caratteristiche del moto in superficie, così come modificate dai meccanismi descritti, costituiscono infatti l'input fondamentale per la risposta dinamica degli edifici. Comprendere in modo corretto la natura e i limiti dei modelli di risposta sismica locale rappresenta quindi un prerequisito indispensabile per l'analisi dell'interazione tra suolo e struttura e per una valutazione affidabile della vulnerabilità sismica del costruito, oggetto dei paragrafi successivi.

1.2 Modelli per la caratterizzazione della risposta strutturale

Nel contesto della dinamica delle strutture, l'analisi è rivolta allo studio del moto e dello stato di sollecitazione di un sistema meccanico-strutturale che evolve nel tempo. In questa sezione viene introdotto un approccio di tipo deterministico, nel quale le caratteristiche del sistema sono considerate note e le azioni agenti sono assegnate come funzioni del tempo. A partire dal problema strutturale reale, e in accordo con i principi fondamentali della fisica, l'analisi viene condotta in termini matematici mediante una schematizzazione della realtà attraverso modelli meccanici discreti opportunamente formulati.

La differenza fondamentale tra il comportamento di un sistema soggetto ad azioni dinamiche rispetto a uno sottoposto a carichi statici può essere illustrata in modo intuitivo mediante l'esempio riportato in Figura 1.22. Si consideri una struttura snella, ad esempio una torre, schematizzata come una mensola verticale incastrata al suolo e soggetta a un carico applicato in sommità. Nel caso di un carico statico costante P , il campo di spostamenti $u(z)$ varia lungo l'altezza z , ma rimane invariato nel tempo; le deformazioni e le azioni interne dipendono unicamente dall'intensità del carico applicato. Se invece il carico varia nel tempo, $P(t)$, anche il campo di spostamenti diventa funzione del tempo $u(z,t)$, e il sistema sviluppa velocità e accelerazioni che generano effetti dinamici aggiuntivi.

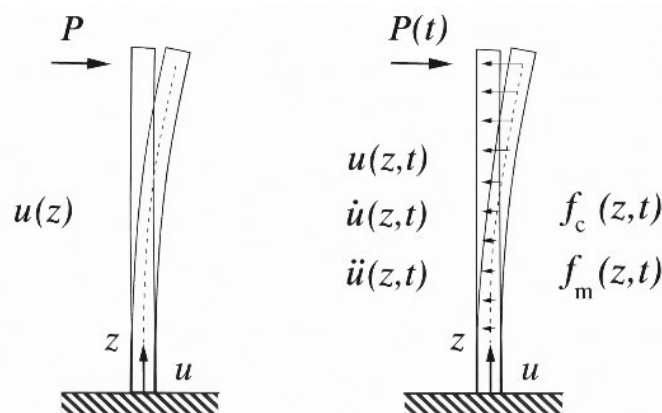


Figura 1.22 Schema di torre soggetta a carico statico e dinamico.

I campi di velocità e accelerazione danno origine a ulteriori campi di forze. In particolare, il campo di velocità è generalmente associato a forze viscose $f_c(z,t)$ che si oppongono al moto,

mentre il campo di accelerazione è associato a forze d'inerzia $f_m(z, t)$, opposte alla variazione del moto stesso. Dal punto di vista energetico, oltre al lavoro W_P della forza esterna applicata, e all'energia elastica V immagazzinata nella struttura, è necessario considerare sia il lavoro dissipato per effetti viscosi W_C sia l'energia cinetica T . Il bilancio energetico complessivo del sistema può quindi essere espresso come: $W_T = W_P + V + W_C + T$.

La formulazione di un modello in grado di approssimare in modo adeguato il comportamento dinamico di una struttura richiede innanzitutto una rappresentazione realistica delle sue caratteristiche elastiche e inerziali. A tale scopo, si adottano generalmente due differenti strategie di modellazione: i modelli a parametri concentrati e i modelli a parametri distribuiti. In entrambi i casi, il modello rappresenta un compromesso tra la fedeltà nella descrizione cinematica e statica del sistema e la necessità di limitare il numero di gradi di libertà. Gli effetti dissipativi, legati a fenomeni viscosi o di attrito interno, vengono in genere introdotti in una fase successiva, mediante parametri generalizzati definiti in funzione delle caratteristiche elastiche e inerziali del sistema.

Nel caso dei modelli a parametri concentrati, una struttura edilizia può essere schematizzata in modo semplificato come un sistema a più masse concentrate, in cui le masse sono concentrate in corrispondenza degli impalcati, mentre la deformabilità è attribuita agli elementi verticali portanti. Ad esempio, un edificio a due piani può essere rappresentato mediante un modello a taglio con due masse concentrate m_1 e m_2 poste su impalcati rigidi, mentre la deformabilità flessionale è concentrata nelle colonne, considerate assialmente rigide (Figura 1.23). In questo modo, il sistema è ricondotto a un modello con due gradi di libertà, descritti dagli spostamenti orizzontali $u_1(t)$ e $u_2(t)$ degli impalcati rispetto al suolo.

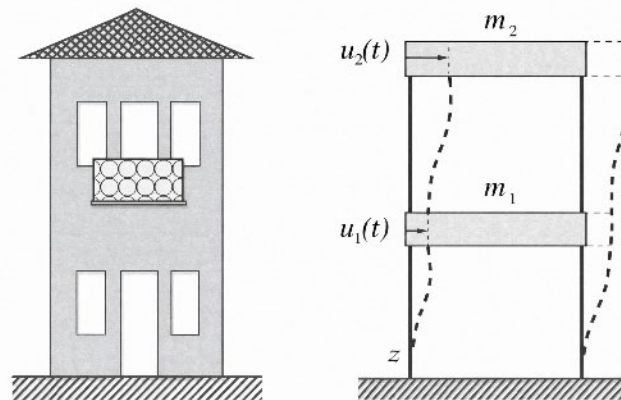


Figura 1.23 Modello a taglio con masse concentrate sugli impalcati e colonne deformabili.

Una diversa, ma altrettanto significativa, situazione è rappresentata dai modelli a parametri distribuiti, tipicamente adottati per strutture snelle quali camini, torri o piloni. In questo caso, il moto del terreno è descritto come uno spostamento imposto alla base della struttura, e il moto strutturale viene espresso come moto relativo rispetto al sistema di riferimento solidale con il suolo (Figura 1.24). Per un'eccitazione sismica puramente orizzontale, il moto del suolo è descritto dallo spostamento $s(t)$ e dalla corrispondente accelerazione $\ddot{s}(t)$.

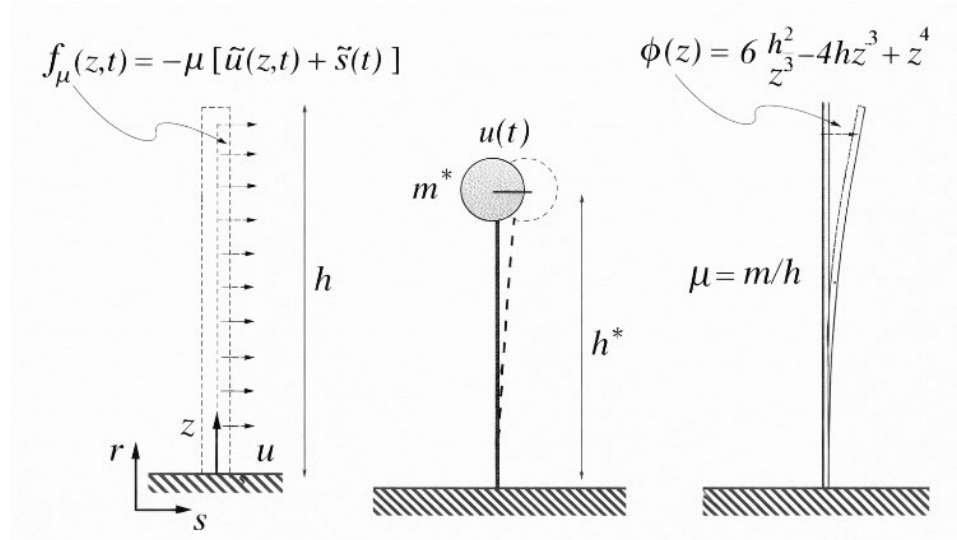


Figura 1.24 Schematizzazione di una struttura snella e idealizzazione a sistema a un grado di libertà con massa e rigidezza distribuite.

Le forze d'inerzia che sollecitano la struttura risultano distribuite lungo l'altezza e derivano dalla combinazione tra l'accelerazione relativa $\ddot{u}(z, t)$, variabile con la quota z , e l'accelerazione del suolo $\ddot{s}(t)$, costante lungo l'altezza rispetto al riferimento assoluto. In tali condizioni, una modellazione mediante una singola massa concentrata risulta inadeguata, poiché né una massa equivalente m^* né una quota equivalente h^* sono immediatamente definibili. È invece più appropriato osservare che l'azione sismica, soprattutto nelle fasi di massimo scuotimento, è assimilabile a un carico distribuito lungo la struttura. Il campo di spostamenti risultante può essere allora approssimato mediante una funzione di forma $\phi(z)$, coincidente con la linea elastica della struttura. Si assume pertanto una separazione delle variabili, descrivendo la cinematica del sistema mediante un campo di spostamenti del tipo:

$$u(z, t) = \eta(t) \phi(z) \quad \text{Eq. 1.43}$$

dove $\eta(t)$ rappresenta lo spostamento generalizzato del sistema. In tal modo, la struttura viene ricondotta a un sistema a un grado di libertà equivalente, caratterizzato da massa e rigidezza distribuite lungo l'altezza.

Una volta definito il modello meccanico rappresentativo della struttura, è possibile formulare il sistema delle equazioni del moto. Tali equazioni possono essere ottenute imponendo le condizioni di equilibrio dinamico mediante il principio di d'Alembert, secondo il quale un sistema di forze applicate a un sistema meccanico risulta in equilibrio quando alle forze esterne vengono affiancate le corrispondenti forze d'inerzia. Questo principio rappresenta l'estensione del concetto di equilibrio statico al campo dinamico e consente di descrivere il moto come il risultato dell'equilibrio istantaneo tra forze elastiche, viscose, d'inerzia e azioni esterne variabili nel tempo.

1.2.1 Modello a un grado di libertà (SDoF)

Il modello a un grado di libertà (Single Degree of Freedom, SDoF) rappresenta la schematizzazione più semplice, ma al tempo stesso concettualmente fondamentale, per la descrizione della risposta dinamica di una struttura. Esso consente di cogliere i principali meccanismi fisici che governano il comportamento sismico degli edifici ed è alla base sia delle formulazioni analitiche sia delle procedure normative.

La Figura 1.25 mostra un sistema SDoF di tipo a taglio, costituito da una massa m collegata al suolo mediante due colonne deformabili, che forniscono la rigidezza laterale del sistema. Il

modello è meccanicamente equivalente al classico sistema massa–molla–smorzatore largamente utilizzato nella dinamica delle strutture.

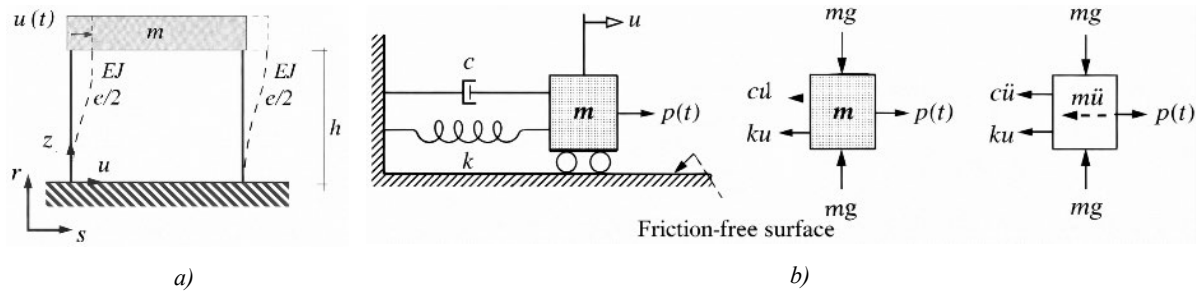


Figura 1.25 (a) Sistema dinamico SDoF di base (Clough and Penzien, 2003); (b) sistema massa–molla–smorzatore equivalente (Chopra, 1995).

Sia $u(t)$ lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo e $s(t)$ lo spostamento del terreno. Le forze agenti nel sistema lungo la direzione orizzontale sono:

- la forza elastica di richiamo $f_k(t)$, proporzionale allo spostamento;
- la forza viscosa $f_c(t)$, proporzionale alla velocità;
- la forza d'inerzia $f_m(t)$, proporzionale all'accelerazione assoluta della massa.

Imponendo l'equilibrio dinamico delle forze orizzontali secondo la seconda legge di Newton, si ottiene:

$$f_m(t) + f_c(t) + f_k(t) = 0 \quad \text{Eq.1.44}$$

dove:

$$f_m(t) = -m[\ddot{u}(t) + \ddot{s}(t)] \quad \text{Eq.1.45}$$

$$f_c(t) = -c \dot{u}(t) \quad \text{Eq.1.46}$$

$$f_k(t) = -ku(t) = 2 \frac{12EJ}{h^3} u(t) \quad \text{Eq.1.47}$$

In cui m è la massa totale concentrata, c il coefficiente di smorzamento viscoso e k la rigidezza laterale del sistema, funzione delle proprietà flessionali delle colonne.

Sostituendo le espressioni delle forze nell'equazione di equilibrio si ottiene l'equazione del moto del sistema SDoF soggetto a eccitazione sismica alla base:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{s}(t) \quad \text{Eq.1.48}$$

Il termine a secondo membro rappresenta l'azione sismica equivalente, spesso indicata come forza esterna generalizzata:

$$-m\ddot{s}(t) = p(t) \quad \text{Eq.1.49}$$

1.2.2 Vibrazioni libere

Per analizzare le proprietà dinamiche intrinseche del sistema, si considera inizialmente il caso di vibrazioni libere, in assenza di azioni esterne e di moto del suolo. L'equazione del moto si riduce quindi alla forma omogenea:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = 0 \quad \text{Eq.1.50}$$

Si cerca una soluzione nella forma:

$$u(t) = Ce^{\alpha t} \quad Eq.1.51$$

dove C e α sono costanti (in generale complesse). Sostituendo la soluzione e le sue derivate nell'equazione (1.51), si ottiene:

$$(ma^2 + ca + k)Ce^{\alpha t} = 0 \quad Eq.1.52$$

Dividendo per $mCe^{\alpha t}$, si ricava l'equazione caratteristica:

$$\alpha^2 + 2\xi\omega\alpha + \omega^2 = 0 \quad Eq.1.53$$

dove:

- $\omega = \sqrt{k/m}$ è la pulsazione naturale del sistema;
- $\xi = \frac{c}{2\omega m} = \frac{c}{2\sqrt{km}}$ è il fattore di smorzamento.

A seconda del valore del fattore di smorzamento ξ , si distinguono i seguenti regimi dinamici:

- **Sistema non smorzato ($\xi=0$)**

Nel caso ideale di assenza di smorzamento ($c=0$), l'equazione caratteristica si riduce a:

$$\alpha^2 + \omega^2 = 0 \quad Eq.1.54$$

le cui soluzioni sono puramente immaginarie $\alpha_{1,2} = \pm i\omega$. La risposta temporale assume quindi la forma armonica:

$$u(t) = A\cos\omega t + B\sin\omega t \quad Eq.1.55$$

oppure, in forma equivalente:

$$u(t) = \rho\sin(\omega t - \theta) \quad Eq.1.56$$

dove le costanti dipendono dalle condizioni iniziali di spostamento e velocità. Il moto è puramente oscillatorio, con ampiezza costante nel tempo.

Sono definite le grandezze cinematiche fondamentali:

$$f = \frac{\omega}{2\pi}; \quad T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad Eq.1.57$$

Questo modello rappresenta un riferimento teorico, ma non è realistico per strutture civili reali.

- **Sistema sotto-smorzato ($\xi < 1$)**

Questo è il caso di maggiore interesse per l'ingegneria sismica, poiché i sistemi strutturali reali presentano tipicamente: $\xi \in [2\%, 5\%]$. Le radici dell'equazione caratteristica sono complesse coniugate:

$$\alpha_{1,2} = -\xi\omega \pm i\omega D \quad Eq.1.58$$

dove:

$$\omega D = \omega\sqrt{1 - \xi^2} \quad Eq.1.59$$

La risposta in vibrazione libera assume la forma:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} (C_1 \cos\omega_D t + C_2 \sin\omega_D t) \quad Eq.1.60$$

Il moto è oscillatorio con ampiezza decrescente esponenzialmente, e periodo:

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} > T \quad Eq.1.61$$

Questo comportamento è quello tipicamente osservato nelle strutture soggette a eccitazioni sismiche.

- **Sistema criticamente smorzato ($\xi=1$)**

Per $c=c_{cr}=2\omega m$, l'equazione caratteristica ammette una radice doppia reale:

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \omega \quad Eq.1.62$$

La risposta temporale è:

$$u(t) = (C_1 + C_2 t) e^{-\omega t} \quad Eq.1.63$$

che, imponendo le condizioni iniziali, diventa:

$$u(t) = [u_0(1 - \omega t) + \dot{u}_0 t] e^{-\omega t} \quad Eq.1.64$$

Il sistema non oscilla e ritorna alla posizione di equilibrio nel tempo minimo possibile senza inversioni di segno. Il valore c_{cr} rappresenta la soglia limite tra risposta oscillatoria e aperiodica.

- **Sistema sovra-smorzato ($\xi>1$)**

Nel caso di smorzamento superiore al valore critico, le radici dell'equazione caratteristica sono reali e distinte:

$$\alpha_{1,2} = -\xi\omega \pm \gamma, \quad \gamma = \omega\sqrt{\xi^2 - 1} \quad Eq.1.65$$

La risposta è data da:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} (C_1 \cosh\gamma t + C_2 \sinh\gamma t) \quad Eq.1.66$$

Il moto è aperiodico, con ritorno all'equilibrio più lento rispetto al caso criticamente smorzato. Questo regime è raro nelle strutture civili, ma rilevante per sistemi meccanici e dispositivi di controllo.

I modelli di vibrazione libera del sistema a un grado di libertà rappresentano il riferimento fondamentale per la comprensione della risposta dinamica delle strutture. Attraverso l'analisi delle vibrazioni non forzate è infatti possibile isolare e interpretare i parametri intrinseci del sistema strutturale — massa, rigidità e smorzamento — e comprenderne il ruolo nel controllo dell'ampiezza, della frequenza e dell'evoluzione temporale del moto. Le diverse condizioni di smorzamento (Figura 1.26) definiscono regimi dinamici profondamente differenti, che governano la capacità della struttura di dissipare energia e di limitare le oscillazioni successive a una perturbazione iniziale.

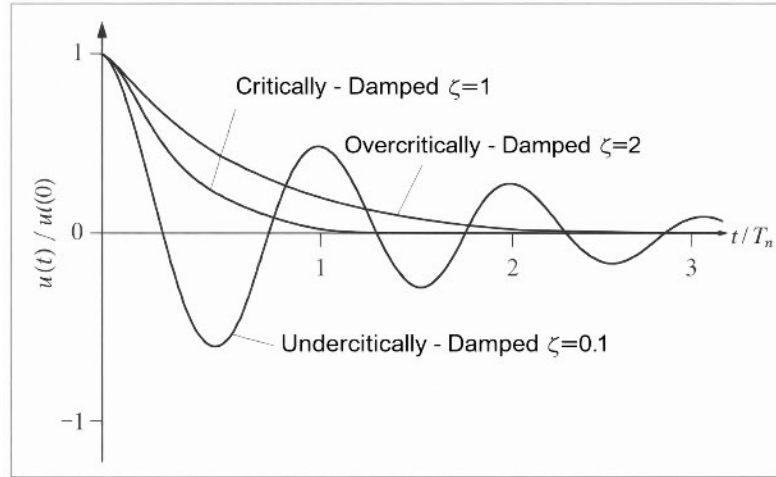


Figura 1.26 – Risposta in vibrazione libera di un sistema a un grado di libertà per diversi regimi di smorzamento: sottosmorzato ($\zeta < 1$), criticamente smorzato ($\zeta = 1$) e sovrasmorzato ($\zeta > 1$). Gli spostamenti sono normalizzati rispetto allo spostamento iniziale $u(0)$, (Chopra, 1995).

In ambito sismico, tuttavia, le strutture non sono soggette a vibrazioni libere, bensì a azioni esterne variabili nel tempo, imposte dal moto del suolo. Ciononostante, la risposta forzata non può essere compresa né interpretata correttamente senza una chiara conoscenza del comportamento in vibrazione libera, poiché le caratteristiche modali del sistema determinano il modo in cui l'input sismico viene filtrato, amplificato o attenuato. In particolare, la frequenza naturale e il livello di smorzamento controllano i fenomeni di risonanza e l'entità della risposta dinamica, rendendo evidente il legame diretto tra proprietà strutturali e domanda sismica.

1.2.3 Vibrazioni forzate (modello con forza costante applicata impulsivamente)

L'equazione del moto di un sistema a un grado di libertà, in assenza di smorzamento e soggetto a un'azione esterna variabile nel tempo, è espressa dal:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad \text{Eq. 1.67}$$

L'equazione del moto dell'oscillatore forzato è un'equazione differenziale lineare del secondo ordine a coefficienti costanti, non omogenea. La sua soluzione può essere espressa come la sovrapposizione della soluzione dell'equazione omogenea associata e di una soluzione particolare, che dipende dalla specifica forma della forza applicata:

$$u(t) = u_{om}(t) + u_p(t) \quad \text{Eq. 1.68}$$

Un caso particolarmente significativo ai fini dell'analisi dinamica è quello di una forza F_1 applicata impulsivamente all'istante $t=0$ e successivamente mantenuta costante. Sebbene semplice, questa condizione di carico consente di mettere in evidenza in modo chiaro i fenomeni di amplificazione dinamica. In tale ipotesi, la soluzione dell'equazione (1.67) è data da:

$$u(t) = C_1 \cos \omega t + C_2 \sin \omega t + \frac{F_1}{k} \quad \text{Eq. 1.69}$$

Le costanti di integrazione C_1 e C_2 si determinano imponendo le condizioni iniziali all'istante $t=0$, assumendo che il sistema sia inizialmente in quiete:

$$\begin{cases} u(0) = u_0 = 0 \Rightarrow C_1 = -\frac{F_1}{k} \\ \dot{u}(0) = \dot{u}_0 = 0 \Rightarrow C_2 = 0 \end{cases}$$

Sostituendo nell'Eq. 1.69 si ottiene l'espressione finale dello spostamento:

$$u(t) = -\frac{F_1}{k} \cos \omega t + \frac{F_1}{k} = \frac{F_1}{k} (1 - \cos \omega t) \quad Eq. 1.70$$

Il rapporto tra lo spostamento dinamico $u(t)$ e lo spostamento statico associato alla stessa forza $u_p(t)=F_1/k$ definito fattore di amplificazione dinamica (*Dynamic Load Factor*, DLF):

$$DLF = \frac{u(t)}{u_p(t)} = 1 - \cos \omega t \quad Eq. 1.71$$

Il valore massimo, che si verifica quando $\cos \omega t = -1$, risulta:

$$DFL_{max} = 2$$

Questo risultato evidenzia un concetto fondamentale della dinamica strutturale: se una forza costante viene applicata impulsivamente a un sistema elastico lineare, lo spostamento massimo — e quindi le deformazioni e le sollecitazioni interne — risultano pari al doppio di quelle prodotte dalla stessa forza applicata in condizioni statiche. Tale effetto di amplificazione, di natura esclusivamente dinamica, sottolinea l'importanza delle caratteristiche temporali dell'azione esterna e costituisce la base concettuale per la comprensione della risposta delle strutture alle azioni sismiche.

1.2.4 Risposta di un sistema non smorzato a un'azione armonica

Si consideri il sistema a un grado di libertà illustrato in Figura 1.25, soggetto a un'azione esterna armonica $p(t)$ di tipo sinusoidale, caratterizzata da ampiezza p_0 e pulsazione Ω . L'equazione del moto generale è:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p_0 \sin \Omega t \quad Eq. 1.72$$

Prima di analizzare il caso con smorzamento viscoso, è opportuno esaminare il comportamento del sistema non smorzato, governato dall'equazione:

$$m\ddot{u}(t) + ku(t) = p_0 \sin \Omega t \quad Eq. 1.73$$

La soluzione generale dell'equazione differenziale deve comprendere, oltre alla soluzione dell'equazione omogenea associata, anche una soluzione particolare che dipende dalla forma del carico dinamico applicato. Nel caso di un'azione armonica, è ragionevole assumere che anche la risposta particolare sia armonica e in fase con la forzante; pertanto, si pone:

$$u_p = C \sin \Omega t \quad Eq. 1.74$$

dove C è l'ampiezza della risposta particolare da determinare. Derivando l'equazione (1.74) rispetto al tempo si ottiene:

$$\begin{aligned} \dot{u}_p(t) &= \Omega C \cos \Omega t \\ \ddot{u}_p(t) &= -\Omega^2 C \sin \Omega t \end{aligned}$$

Sostituendo tali espressioni nell'equazione del moto (1.74), risulta:

$$-\Omega^2 C \sin \Omega t + \omega^2 C \sin \Omega t = \frac{p_0}{m} \sin \Omega t \quad Eq. 1.75$$

Dividendo entrambi i membri per $\sin \Omega t$ (diverso da zero in generale) e ricordando che $k/m=\omega^2$, si ottiene:

$$C(\omega^2 - \Omega^2) = \frac{p_0}{m} \quad \text{Eq.1.76}$$

da cui:

$$C = \frac{p_0/m}{\omega^2 - \Omega^2} = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \Omega^2/\omega^2} \quad \text{Eq.1.77}$$

La soluzione generale dell'equazione (1.74) si ottiene combinando la soluzione complementare con quella particolare. Utilizzando l'espressione (1.77), si ha:

$$u(t) = A \cos \omega t + B \sin \omega t + \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \Omega^2/\omega^2} \sin \Omega t \quad \text{Eq.1.78}$$

Assumendo che il sistema parta da condizioni di quiete, ossia $u(0) = 0$, e $\dot{u}(0) = 0$, la risposta del sistema assume la forma:

$$u(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \frac{\Omega^2}{\omega^2}} \left(\sin \Omega t - \frac{\Omega}{\omega} \sin \omega t \right) \quad \text{Eq.1.79}$$

L'equazione (1.79) è riportata in Figura 1.27 per il caso $\Omega/\omega=0.2$, con condizioni iniziali $u(0)=0$ e $\dot{u}(0) = \omega p_0/k$. Il termine $\sin \Omega t$ rappresenta la soluzione particolare ed è mostrato in figura con linea tratteggiata.

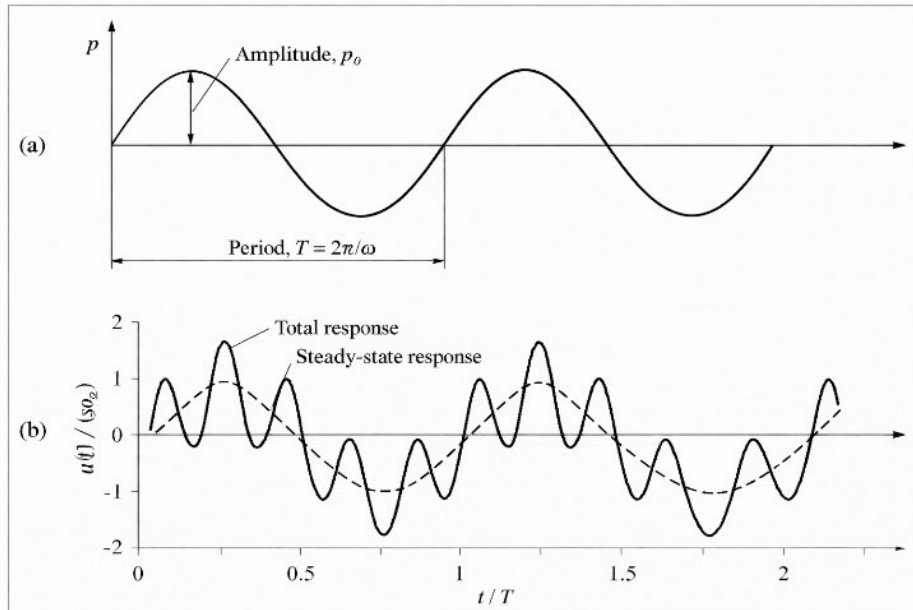


Figura 1.27 – (a) Forza armonica applicata al sistema; (b) risposta di un sistema non smorzato soggetto a una forza armonica. Il rapporto tra frequenza di eccitazione e frequenza naturale è pari a $\Omega/\omega=0.2$; le condizioni iniziali sono $u(0)=0$ e $\dot{u}(0)=\omega p_0/k$. (Chopra, 1995).

L'espressione (1.79) evidenzia che la risposta $u(t)$ è composta da due contributi distinti:

- 1) una componente armonica alla frequenza della forzante Ω , detta vibrazione forzata o risposta stazionaria, indipendente dalle condizioni iniziali;
- 2) una componente armonica alla frequenza naturale ω , detta vibrazione libera o transitoria, dipendente dalle condizioni iniziali.

Nel sistema non smorzato, la componente transitoria non decade nel tempo e persiste indefinitamente. Questo risultato ha carattere puramente teorico, poiché nei sistemi reali la

presenza inevitabile di smorzamento porta all'estinzione della vibrazione libera, giustificando il termine *transitoria*.

Il termine moltiplicativo tra parentesi tonde in (1.79) è definito fattore di risposta in deformazione R_d . Esso rappresenta il rapporto tra l'ampiezza massima della deformazione dinamica e la deformazione statica $u_{st} = p_0/k$ prodotta dalla forza p_0 . La frequenza per la quale R_d è massimo prende il nome di frequenza di risonanza. Nel caso di sistema non smorzato, essa coincide con la frequenza naturale ω .

La Figura 1.28 mostra la risposta del sistema per $\Omega=\omega$. In tale condizione, l'ampiezza della deformazione cresce indefinitamente nel tempo, raggiungendo valori teoricamente infiniti solo per tempi infinitamente lunghi. Anche questo risultato ha carattere puramente accademico: nella realtà, un sistema fragile collapserebbe, mentre un sistema duttile entrerebbe in campo plastico, riducendo la propria rigidità e modificando la frequenza naturale, rendendo non più valida la soluzione teorica mostrata in figura.

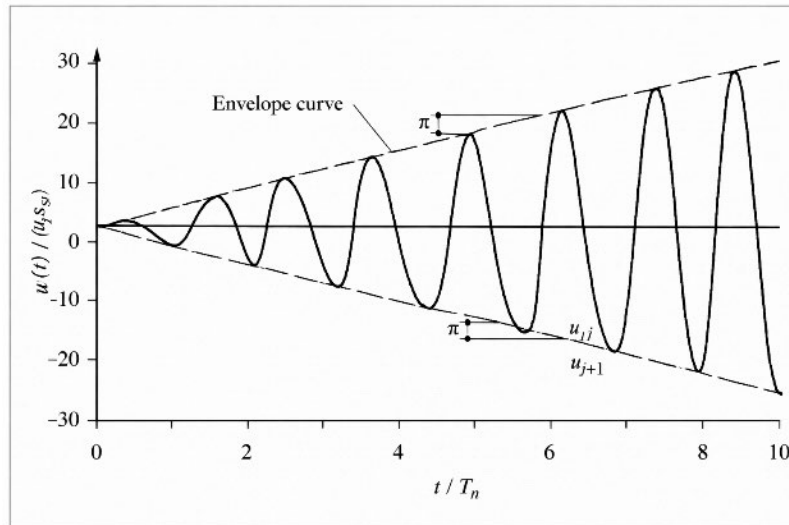


Figura 1.28 – Risposta di un sistema non smorzato soggetto a una forza sinusoidale di frequenza $\Omega=\omega$. Le condizioni iniziali sono $u(0)=0$ e $\dot{u}(0)=0$. (Chopra, 1995).

1.2.5 Vibrazioni armoniche con smorzamento viscoso

Introducendo lo smorzamento viscoso, l'equazione differenziale che governa la risposta di un sistema a un grado di libertà soggetto a una forza armonica è l'equazione (1.73). La soluzione completa può essere espressa come somma di due contributi:

$$u(t) = u_c(t) + u_p(t) \quad \text{Eq. 1.80}$$

dove $u_c(t)$ rappresenta la risposta complementare (o transitoria) e $u_p(t)$ la risposta particolare (o a regime). In forma esplicita, la soluzione risulta:

$$u(t) = e^{-\xi\omega t} (A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t) + C \sin \Omega t + D \cos \Omega t \quad \text{Eq. 1.81}$$

dove $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$ è la pulsazione smorzata del sistema.

L'equazione (1.81) è rappresentata in Figura 1.29 per il caso $\Omega/\omega=0.2$, $\xi=0.05$, $u(0) = 0$ e $\dot{u}(0) = \omega p_0/k$. La risposta totale è indicata dalla linea continua, mentre la risposta a regime è mostrata con linea tratteggiata. La differenza tra le due rappresenta la risposta transitoria, che decade esponenzialmente nel tempo con una velocità dipendente sia dal rapporto di frequenza Ω/ω sia dal fattore di smorzamento ξ .

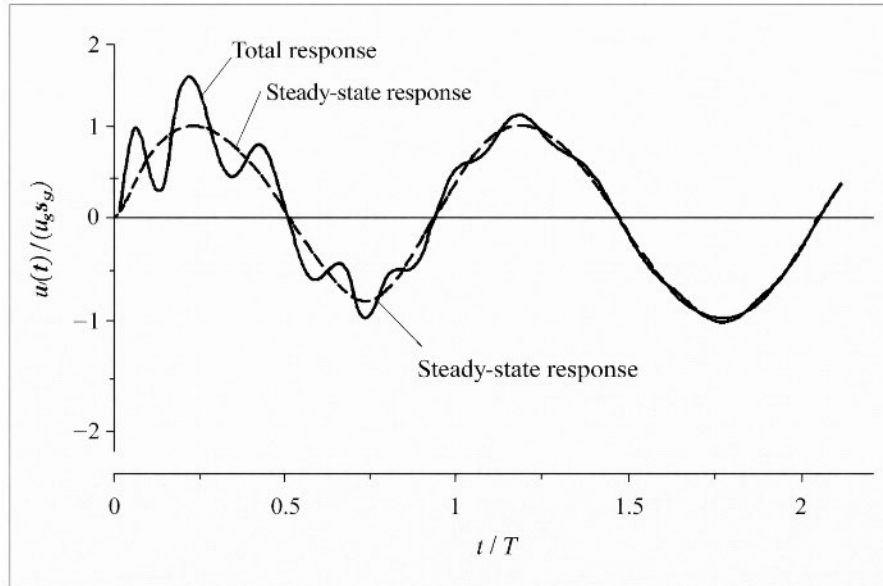


Figura 1.29 – Risposta di un sistema smorzato soggetto a una forza armonica. Il rapporto tra la frequenza di eccitazione e la frequenza naturale è $\Omega/\omega=0.2$, il coefficiente di smorzamento è $\xi=0.05$ e le condizioni iniziali sono $u(0)=0$ e $\dot{u}(0)=\omega p_0/k$. (Chopra, 1995).

Dopo un certo intervallo di tempo, la componente transitoria diventa trascurabile e la risposta del sistema coincide essenzialmente con quella forzata a regime. È importante osservare che il massimo valore di deformazione può manifestarsi prima che il regime stazionario sia raggiunto, aspetto di grande rilevanza in ingegneria sismica.

Nel caso di risonanza ($\Omega=\omega$), dall'equazione (1.80) la risposta del sistema assume la forma:

$$u(t) = \frac{(u_{st})_0}{2\xi} \left[e^{-\xi\omega t} \left(\cos\omega_D t + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin\omega_D t \right) - \cos\omega t \right] \quad \text{Eq. 1.82}$$

Il risultato è mostrato in Figura 1.30 per un sistema con $\xi=0.05$. Lo smorzamento limita l'ampiezza della risposta e impedisce la crescita indefinita osservata nel caso non smorzato. L'ampiezza massima tende asintoticamente al valore:

$$u_{max} = \frac{(u_{st})_0}{2\xi} \quad \text{Eq. 1.83}$$

La deformazione varia nel tempo come una funzione armonica, la cui ampiezza cresce gradualmente fino a raggiungere il valore a regime, secondo un inviluppo controllato dallo smorzamento.

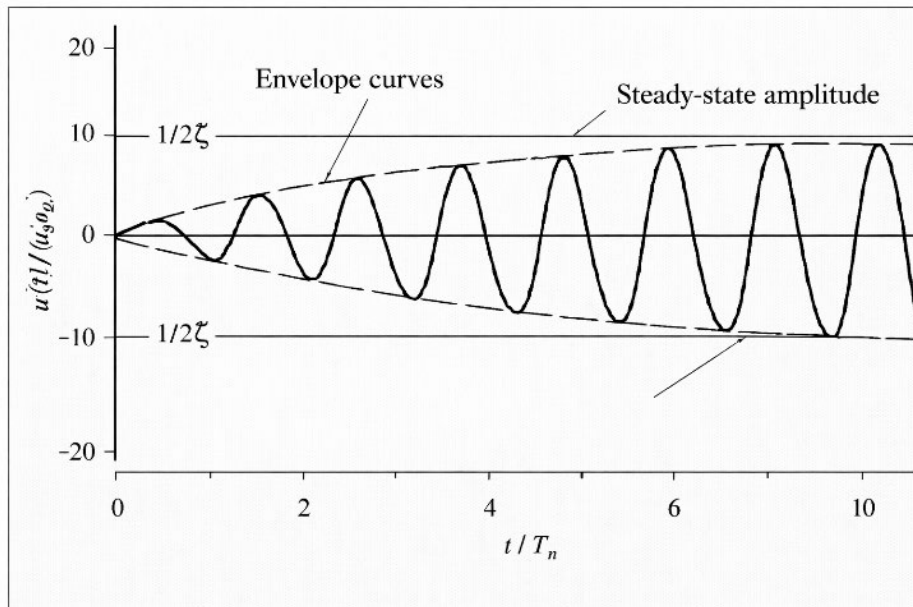


Figura 1.30 – Risposta di un sistema smorzato con coefficiente di smorzamento $\zeta=0.05$ soggetto a una forza sinusoidale di frequenza $\Omega=\omega$. Le condizioni iniziali sono $u(0)=0$ e $u'(0)=0$ (Chopra, 1995).

L'influenza del fattore di smorzamento è ulteriormente evidenziata in Figura 1.31, dove la risposta è riportata per tre valori di $\zeta=0.01, 0.05$ e 0.1 . All'aumentare dello smorzamento, l'ampiezza massima della risposta diminuisce sensibilmente e il regime stazionario viene raggiunto più rapidamente.

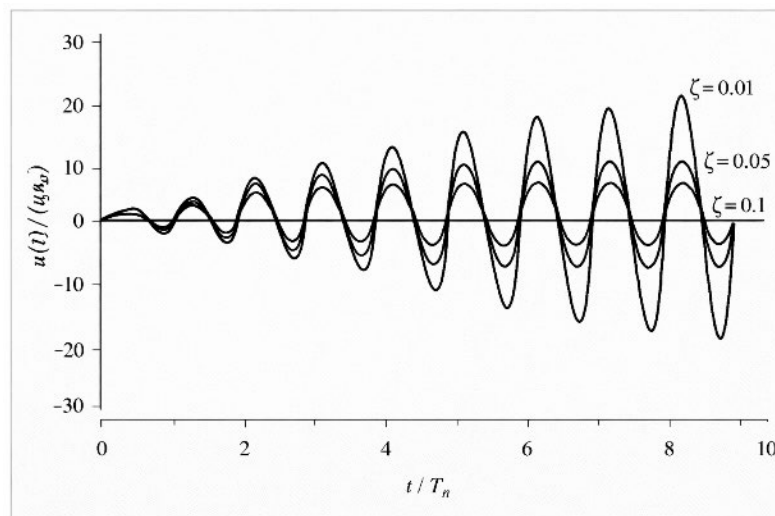


Figura 1.31 – Risposta di tre sistemi con coefficienti di smorzamento $\zeta=0.01, 0.05$ e 0.1 soggetto a una forza sinusoidale di frequenza $\Omega=\omega$. Le condizioni iniziali sono $u(0)=0$ e $u'(0)=0$ (Chopra, 1995).

Il grafico dell'ampiezza della risposta in funzione della frequenza di eccitazione prende il nome di curva di risposta in frequenza. In Figura 1.32 è riportato il fattore di amplificazione dinamica $D=R_d$ in funzione del rapporto di frequenza $\beta=\Omega/\omega$, per diversi valori di ζ .

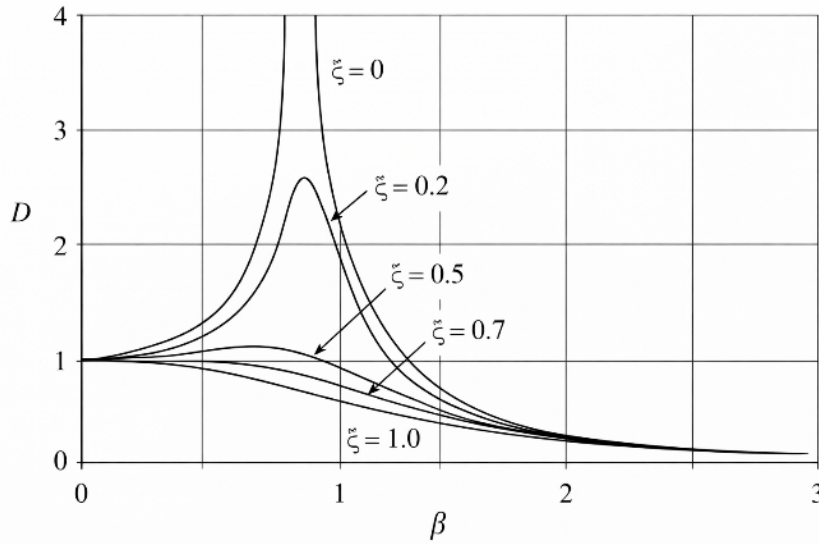


Figura 1.32 – Variazione del fattore di amplificazione dinamica in funzione del coefficiente di smorzamento e del rapporto di frequenza (Clough e Penzien, 2003).

Lo smorzamento riduce l'amplificazione dinamica a tutte le frequenze, ma il suo effetto è particolarmente marcato in prossimità della risonanza. All'aumentare di ζ , il picco di risonanza si abbassa e si allarga, rendendo il sistema meno sensibile a variazioni della frequenza di eccitazione.

1.2.6 Vibrazioni con forzante non periodica (risposta all'impulso unitario)

Si consideri ora un oscillatore con smorzamento subcritico inizialmente in quiete, soggetto a un'azione impulsiva applicata all'istante $t=\tau$ e durata molto breve $\Delta\tau$.

Applicando il principio di conservazione della quantità di moto, si ha:

$$m[\dot{u}(\tau + \Delta\tau)] = \int_{\tau}^{\tau+\Delta\tau} [f_{\tau}(t) - c\dot{u}(t) - ku(t)]dt \quad Eq.1.84$$

Poiché il sistema è fermo fino all'istante τ e la durata dell'impulso tende a zero ($\Delta\tau \rightarrow 0$), le condizioni immediatamente successive all'impulso sono:

$$\mu_{\tau}(\tau^+) = 0 \quad Eq.1.85$$

$$\dot{\mu}_{\tau}(\tau^+) = \frac{f_{\tau}^*}{m} \quad Eq.1.86$$

Per istanti successivi $t > \tau$, la risposta all'impulso unitario risulta:

$$\mu_{\tau}(t) = \frac{f_{\tau}^*}{m\omega_D} \sin[\omega_D(t - \tau)] e^{-\xi\omega(t-\tau)} \quad Eq.1.87$$

Se il sistema è soggetto a una forzante generica $f(t)$, questa può essere vista come una successione continua di impulsi elementari. Per la linearità del sistema, la risposta totale si ottiene come sovrapposizione delle risposte impulsive, portando all'espressione integrale:

$$u(t) = \frac{1}{m\omega_D} \int_0^t f(\tau) \sin[\omega_D(t - \tau)] e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad Eq.1.88$$

L'equazione (1.89) è nota come integrale di Duhamel ed è alla base dell'analisi della risposta dinamica dei sistemi lineari a forzanti arbitrarie.

Nel caso di un'azione sismica rappresentata da un accelerogramma $\ddot{s}(t)$, la risposta del sistema risulta:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{s}(\tau) \sin[\omega_D(t - \tau)] e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \quad Eq.1.89$$

Questa espressione costituisce il fondamento teorico della risposta sismica dei sistemi a un grado di libertà, e rappresenta il punto di collegamento diretto tra la dinamica strutturale e l'ingegneria sismica applicata.

1.2.7 Valori spettrali di risposta

In molte applicazioni dell'ingegneria sismica non è necessario conoscere l'intera storia temporale della risposta di una struttura, come avviene ad esempio risolvendo esplicitamente l'integrale di Duhamel. Nella pratica progettuale, infatti, l'interesse è prevalentemente rivolto alla stima dei valori massimi assunti da alcune grandezze significative della risposta dinamica.

Per questo motivo si introducono grandezze scalari, dette valori spettrali di risposta, che rappresentano i massimi della risposta di un sistema lineare a un grado di libertà soggetto a una data eccitazione sismica.

Si definisce innanzitutto la pseudo-velocità spettrale S_v come il valore massimo del modulo della risposta in velocità, ottenuta a partire dall'integrale di Duhamel. Considerando che, per i bassi valori di smorzamento tipici delle strutture civili, è lecito assumere $\omega \simeq \omega_D$, essa può essere espressa come:

$$S_v = \max \left| \int_0^t \ddot{s}(\tau) \sin[\omega(t - \tau)] e^{-\xi\omega(t-\tau)} d\tau \right| \quad Eq.1.90$$

La pseudo-velocità spettrale rappresenta quindi una misura scalare della massima risposta dinamica del sistema, ed è interpretata come una buona approssimazione della velocità massima del sistema quando questa viene raggiunta in prossimità della sua pulsazione propria.

A partire da S_v , si definisce la deformazione spettrale S_d , che rappresenta il valore massimo dello spostamento relativo del sistema, come:

$$S_d = \frac{S_v}{\omega} \quad Eq.1.91$$

Analogamente, si introduce la pseudo-accelerazione spettrale S_a , definita come:

$$S_a = \omega S_v \quad Eq.1.92$$

che fornisce una stima della massima accelerazione inerziale associata alla risposta del sistema.

In generale, per una data eccitazione sismica $\ddot{s}(t)$, i valori S_d , S_v e S_a vengono calcolati considerando una famiglia di oscillatori lineari a un grado di libertà, caratterizzati da differenti coppie di valori della pulsazione naturale ω (o, equivalentemente, del periodo proprio T) e del fattore di smorzamento ξ .

I risultati vengono rappresentati sotto forma di spettri di risposta — rispettivamente di spostamento, velocità e accelerazione — nei quali i valori spettrali sono riportati in funzione del periodo proprio dell'oscillatore. Tali spettri costituiscono uno strumento fondamentale dell'ingegneria sismica, poiché consentono di sintetizzare in modo compatto ed efficace gli

effetti di un evento sismico sulla risposta dinamica di strutture con caratteristiche dinamiche diverse.

Dal punto di vista fisico, gli spettri di risposta rappresentano una trasformazione dell'eccitazione sismica dal dominio temporale al dominio delle frequenze caratteristiche dei sistemi strutturali. In altre parole, essi non descrivono il terremoto in sé, ma la domanda sismica esercitata su oscillatori con differenti proprietà dinamiche. Ne consegue che lo spettro di risposta non è una proprietà intrinseca del moto sismico, bensì il risultato dell'interazione tra il contenuto in frequenza dell'eccitazione e la dinamica del sistema considerato (Figura 1.33).

Un aspetto cruciale è che ciascuna ordinata spettrale rappresenta il massimo valore raggiunto da un oscillatore indipendente, assumendo comportamento lineare e smorzamento costante. Pertanto, gli spettri di risposta non contengono informazioni sulla sequenza temporale dei massimi, né sulla loro simultaneità per sistemi con periodi diversi. Questa caratteristica rende gli spettri strumenti estremamente efficaci per la progettazione, ma al tempo stesso implica una perdita di informazione rispetto alla descrizione completa nel dominio del tempo.

Dal punto di vista applicativo, lo spettro di pseudo-accelerazione S_a riveste un ruolo centrale, poiché è direttamente correlato alle forze inerziali che agiscono sulle strutture. In un sistema lineare a un grado di libertà, la forza sismica massima è infatti proporzionale al prodotto tra la massa e la *pseudo-accelerazione spettrale*. Per questo motivo, gli spettri di accelerazione costituiscono la base della maggior parte degli approcci normativi alla progettazione sismica.

Lo spettro di spostamento S_d , invece, è strettamente legato alla domanda deformativa e assume particolare importanza nell'analisi delle strutture flessibili e nella valutazione delle prestazioni a stati limite ultimi, dove gli spostamenti e le deformazioni controllano il danneggiamento. La pseudo-velocità spettrale S_v , infine, rappresenta una grandezza intermedia che conserva una forte correlazione con il contenuto energetico del moto sismico ed è spesso utilizzata come parametro rappresentativo della severità dello scuotimento, soprattutto in studi di risposta del sito e di interazione suolo-struttura.

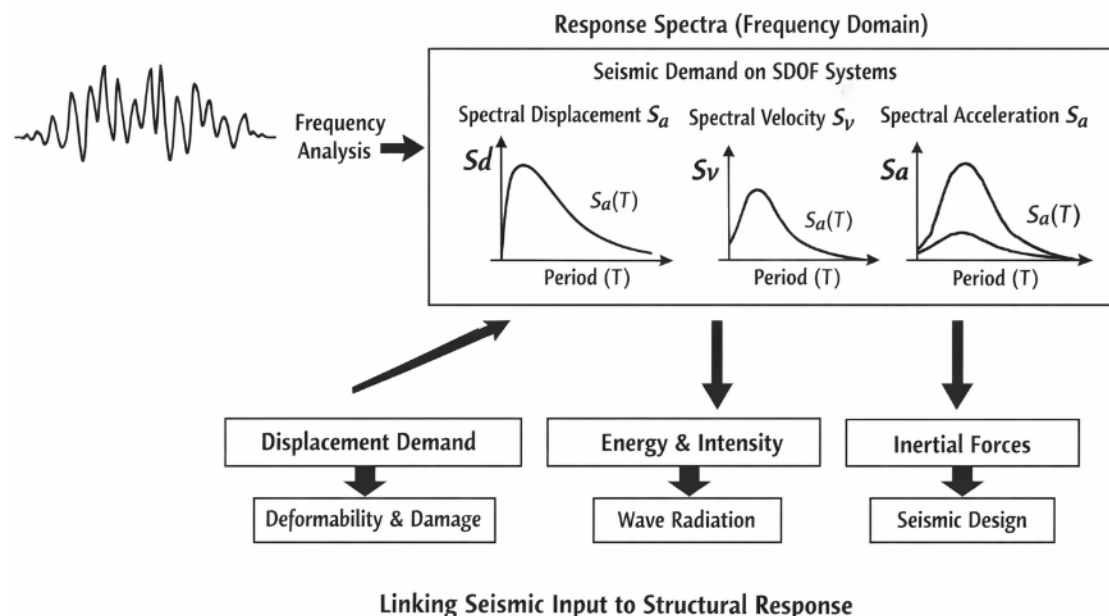


Figura 1.33 – Rappresentazione concettuale degli spettri di risposta nel dominio della frequenza e del legame tra l'input sismico e la risposta dinamica di sistemi lineari a un grado di libertà (SDOF). I tre spettri forniscono informazioni complementari: S_d è associato alla domanda di deformabilità e al potenziale di danno, S_v è indicativo dell'energia e dell'intensità del moto, mentre S_a è direttamente correlato alle forze inerziali e alle azioni sismiche di progetto.

È inoltre importante osservare che, al variare del fattore di smorzamento ξ , la forma e l'ampiezza degli spettri di risposta cambiano in modo significativo (Figura 1.34). L'aumento dello smorzamento comporta una riduzione delle ordinate spettrali, in particolare in prossimità

del periodo di risonanza, evidenziando il ruolo fondamentale dei meccanismi dissipativi nel limitare la risposta strutturale. Per questa ragione, nella pratica progettuale e normativa gli spettri sono generalmente forniti per un valore di riferimento dello smorzamento (tipicamente $\xi = 5\%$), e successivamente corretti mediante opportuni fattori di riduzione o amplificazione.

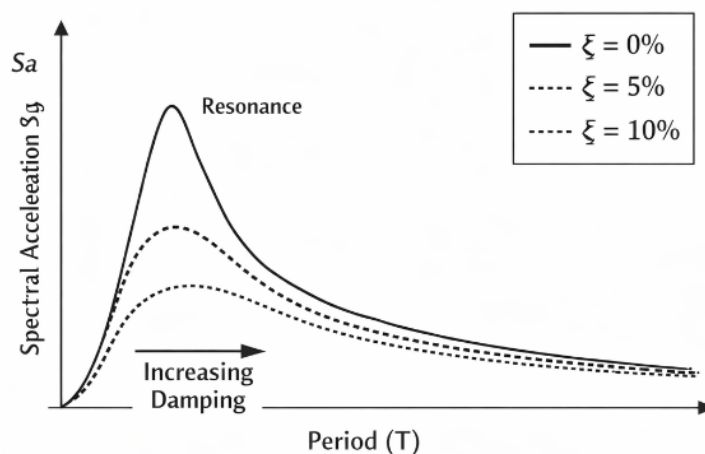


Figura 1.34 - Effetto del fattore di smorzamento ξ sugli spettri di risposta.

In conclusione, gli spettri di risposta costituiscono uno strumento di sintesi che consente di collegare in modo diretto l'azione sismica alle caratteristiche dinamiche delle strutture. Essi rappresentano il ponte concettuale tra la descrizione del moto del terreno e la valutazione della risposta strutturale, e risultano pertanto fondamentali sia nell'analisi teorica che nella pratica dell'ingegneria sismica.

1.2.8 Valutazione della capacità strutturale degli edifici

L'idea chiave, introdotta negli anni '70, è che la risposta globale di una struttura possa essere rappresentata mediante una relazione forza–spostamento che ne descrive progressivamente il comportamento elastico, la plasticizzazione e il degrado resistente. Il primo formalismo sistematico è attribuito a Freeman (1975, 1978), che introduce il Capacity Spectrum Method (CSM), successivamente standardizzato e diffuso tramite documenti tecnici come ATC-40 e le linee guida FEMA (FEMA 273, 356, 440).

In questo contesto, la curva di capacità diventa lo strumento centrale per sintetizzare il comportamento non lineare globale e quindi confrontarlo con la domanda sismica al fine di definire gli stati limite prestazionali.

La curva di capacità è definita da:

$$V_b = f(\Delta_r) \quad \text{Eq. 1.93}$$

dove V_b è il taglio alla base della struttura e Δ_r lo spostamento di controllo.

Questa relazione ottenuta mediante un'analisi statica non lineare incrementale, in cui un sistema di forze laterali viene applicato progressivamente fino al raggiungimento delle condizioni di collasso o perdita di convergenza (Figura 1.35).

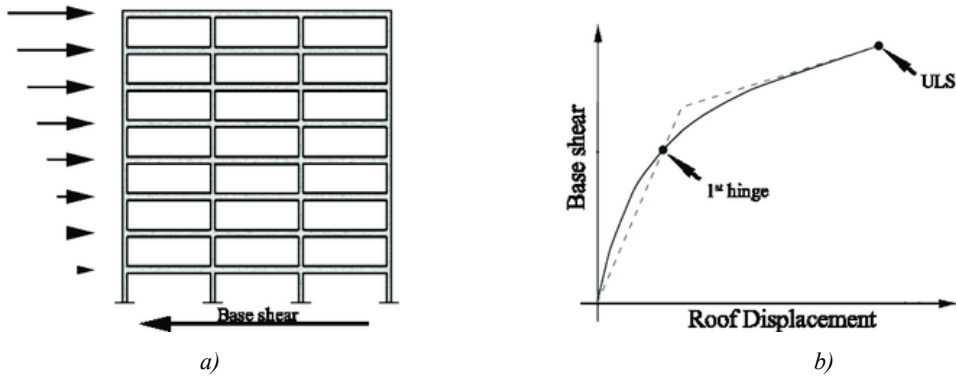


Figura 1.35 – Schema concettuale dell’analisi statica non lineare (pushover) applicata a un edificio a telaio (a) e corrispondente curva di capacità globale nel piano taglio alla base–spostamento di copertura (b), che evidenzia l’evoluzione del comportamento strutturale dalla fase elastica alla formazione della prima cerniera plastica fino al raggiungimento dello stato limite ultimo (ULS).

Il vettore di forze laterali è generalmente assunto proporzionale a una forma modale:

$$F = \lambda M \phi \quad \text{Eq. 1.94}$$

dove M è la matrice di massa, ϕ è il primo modo di vibrare, λ è il moltiplicatore incrementale.

Il risultato dell’analisi è una curva generalmente monotona crescente, eventualmente caratterizzata da rami discendenti nelle fasi avanzate di risposta, che sintetizza in forma globale l’evoluzione del comportamento strutturale non lineare, includendo l’attivazione progressiva delle plasticizzazioni locali, la formazione di meccanismi resistenti e il conseguente degrado di rigidità e di capacità portante (Freeman, 1978; ATC-40; FEMA, 2005).

La trasformazione della curva di capacità dal sistema reale a molti gradi di libertà (MDOF) a un sistema equivalente a un grado di libertà (SDOF) si basa sull’ipotesi che la risposta strutturale globale sia dominata dal primo modo di vibrare. In tale contesto, il fattore di partecipazione modale Γ quantifica il contributo del primo modo alla risposta dinamica complessiva della struttura quando essa è soggetta a un’eccitazione uniforme alla base. Esso è definito come:

$$\Gamma = \frac{\phi^T M 1}{\phi^T M \phi} \quad \text{Eq. 1.95}$$

dove ϕ rappresenta il vettore delle forme modali del primo modo, M è la matrice di massa e 1 è il vettore unitario che rappresenta un’accelerazione del suolo uniforme applicata a tutti i gradi di libertà.

Dal punto di vista fisico, il fattore Γ esprime il rapporto tra la massa “efficacemente mobilitata” dal primo modo sotto un’eccitazione sismica e la massa modale associata allo stesso modo. Valori elevati di Γ indicano che il primo modo è particolarmente efficace nel partecipare al moto globale della struttura, giustificando l’adozione di un modello SDOF equivalente.

Una volta definito il fattore di partecipazione modale, la curva di capacità espressa nel piano forza–spostamento globale (V_b, Δ_r) può essere trasformata nelle coordinate spettrali (S_a, S_d), che consentono il confronto diretto con la domanda sismica.

Lo spostamento spettrale S_d è ottenuto come:

$$S_d = \frac{\Delta_r}{\Gamma} \quad \text{Eq. 1.96}$$

dove Δ_r è lo spostamento del grado di libertà di controllo, tipicamente lo spostamento di copertura.

L’accelerazione spettrale S_a è invece definita come:

$$S_a = \frac{V_b}{M^* \Gamma} \quad \text{Eq.1.97}$$

dove V_b è il taglio alla base totale e M^* è la massa modale efficace del primo modo, data da:

$$M^* = \phi^T M \phi \quad \text{Eq.1.98}$$

Questa espressione consente di interpretare il taglio alla base come la forza inerziale equivalente agente sul sistema SDOF, mentre S_a rappresenta l'accelerazione media associata a tale forza.

Attraverso questa trasformazione, la curva di capacità originariamente definita nel piano globale forza–spostamento viene proiettata nel piano accelerazione spettrale–spostamento spettrale $S_a–S_d$, noto come piano ADRS. In tale rappresentazione, la curva di capacità assume il significato di risposta non lineare di un oscillatore equivalente a un grado di libertà, rendendo possibile il confronto diretto con lo spettro di domanda sismica e la determinazione del punto di prestazione.

Sebbene la curva di capacità sia storicamente e concettualmente introdotta nell'ambito delle analisi statiche non lineari, una rappresentazione analoga può essere ottenuta anche a partire da analisi dinamiche non lineari (NLDA). Mediante opportune operazioni di sintesi è possibile interpolare i massimi di risposta globale derivanti da una famiglia di analisi incrementali ed ottenere una relazione equivalente accelerazione–spostamento nel piano ADRS (Vamvatsikos e Cornell (2002). Nel caso delle analisi dinamiche non lineari, la risposta strutturale non è descritta da un percorso di carico monotono, bensì da storie temporali di risposta che dipendono dalla specifica eccitazione sismica. Nel quadro teorico dell'Incremental Dynamic Analysis (IDA), introdotto da Vamvatsikos e Cornell (2002), una famiglia di accelerogrammi $\ddot{u}_g^j(t)$ viene applicata al modello strutturale dopo opportuna scalatura in ampiezza:

$$\ddot{u}_g^{(j,k)}(t) = \alpha_k \ddot{u}_g^j(t) \quad \text{Eq.1.99}$$

dove α_k è il fattore di scala associato al livello di sollecitazione sismica k . Per ciascuna analisi dinamica così definita, è possibile estrarre i valori massimi della risposta globale:

$$\Delta_{r,max}^{(j,k)} = \max_t |\Delta_r^{(j,k)}(t)|, \quad V_{b,max}^{(j,k)} = \max_t |v_b^{(j,k)}(t)| \quad \text{Eq.1.100}$$

L'insieme delle coppie (Eq. 1.100) ottenuto considerando l'intera famiglia di accelerogrammi, definisce una nuvola di punti nel piano forza–spostamento che rappresenta la risposta globale massima della struttura sotto azioni sismiche crescenti.

Nel piano accelerazione–spostamento spettrale $S_a–S_d$, l'insieme dei punti così ottenuti può essere interpretato come una discretizzazione della capacità dinamica globale della struttura. Una relazione continua, concettualmente assimilabile a una curva di capacità, può quindi essere ottenuta mediante inviluppo o interpolazione regolarizzata di tale insieme di punti (Fragiadakis e Vamvatsikos, 2011).

1.3 Modelli per la caratterizzazione dell'interazione suolo–struttura

La risposta dinamica di un edificio durante un evento sismico può essere significativamente influenzata dall'interazione con il terreno di fondazione. Tale interazione può comportare un incremento o una riduzione della domanda sismica, in funzione della combinazione tra le caratteristiche dinamiche della struttura e quelle del suolo di fondazione (Mylonakis and Gazetas, 2000; Kausel, 2010).

Nel caso di moti di campo libero (free-field motions), il moto del terreno non è influenzato dalla presenza di strutture. Quando, invece, il moto del suolo è alterato dalla presenza della struttura e, reciprocamente, la risposta della struttura modifica il campo di moto del terreno, si parla propriamente di interazione suolo-struttura (soil-structure interaction, SSI).

Un ammasso roccioso estremamente rigido, soggetto a un'azione sismica, limita le proprie deformazioni e il proprio moto a valori molto prossimi a quelli di campo libero. In tali condizioni, una struttura fondata su roccia rigida può essere approssimata come struttura a base fissa (fixed-base structure).

Al contrario, la stessa struttura mostrerebbe una risposta dinamica sostanzialmente diversa se fondata su un deposito di terreno soffice. In questo caso, l'interazione suolo-struttura può essere ricondotta a due meccanismi principali:

- 1) il moto alla base della struttura si discosta dal moto di campo libero a causa dell'incapacità della fondazione di seguire le deformazioni del terreno indisturbato;
- 2) la risposta dinamica della sovrastruttura induce deformazioni aggiuntive nel terreno di fondazione, modificandone lo stato tensionale e deformativo.

Nella pratica dell'analisi e della valutazione sismica degli edifici, si adotta frequentemente un modello semplificato che rappresenta il sistema come una struttura con fondazione rigida su base rigida, noto come modello a base fissa (fixed-base, FB). Tale approccio trascura la deformabilità del sistema fondazione-suolo, a differenza dei modelli suolo-fondazione-struttura (soil-foundation-structure, SFS), nei quali la cedevolezza (ossia la deformabilità complessiva) sia della fondazione sia del terreno viene esplicitamente considerata.

Si consideri il caso di un sistema a un grado di libertà (*SDoF*) montato su una fondazione rigida, priva di massa, di forma a "L" (Figura 1.36a), rappresentativo di una struttura caratterizzata da massa m , rigidezza k e coefficiente di smorzamento c , poggiante su un deposito di terreno elastico. Qualora il materiale di supporto della fondazione sia rigido, la frequenza naturale del sistema a base fissa dipende esclusivamente dalla massa e dalla rigidezza della struttura, risultando pari a $\omega = \sqrt{k/m}$ mentre il rapporto di smorzamento isteretico è dato da $\xi = c / \omega 2k$ (Wolf, 1985).

Se il materiale di supporto è deformabile, la fondazione può subire traslazioni e rotazioni. In tal caso, le caratteristiche di rigidezza e smorzamento del sistema suolo-fondazione possono essere efficacemente modellate mediante molle e smorzatori equivalenti, sia traslazionali sia rotazionali, come illustrato in Figura 1.36b. Gli smorzatori associati alla fondazione rappresentano due distinti meccanismi dissipativi:

- il *damping* dovuto al comportamento anelastico del terreno di fondazione;
- il *radiation damping* si manifesta quando le forze dinamiche trasmesse dalla struttura inducono deformazioni nel terreno, generando onde di tensione che si propagano lontano dalla fondazione.

L'entità dello smorzamento dipende dal livello di deformazione indotto nel terreno: per elevati livelli di deformazione esso può risultare significativo, mentre per deformazioni ridotte può essere trascurabile. Al contrario, il *radiation damping* è un effetto puramente geometrico, presente sia a basse sia ad alte ampiezze di deformazione. Per fondazioni tipiche, il *radiation damping* risulta spesso predominante al *damping*.

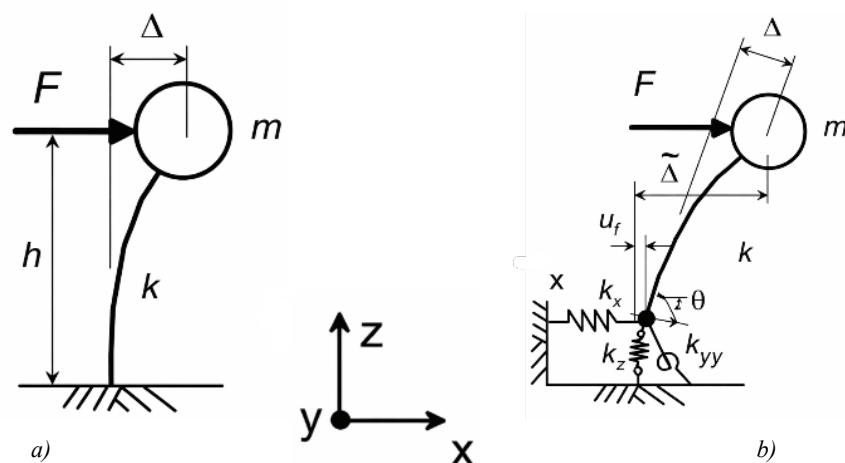


Figura 1.36 – Rappresentazione schematica delle deformazioni indotte da una forza applicata a: (a) struttura a base fissa; (b) struttura con flessibilità verticale, orizzontale e rotazionale alla base (NEHRP, 2012).

L'interazione suolo–struttura è riconducibile a due fenomeni distinti ma interconnessi:

- l'incapacità della fondazione di seguire le deformazioni di campo libero del terreno (interazione cinematica, *kinematic interaction*);
- l'effetto della risposta dinamica del sistema struttura–fondazione sul moto del terreno di supporto (interazione inerziale, *inertial interaction*).

L'interazione cinematica si manifesta ogniqualvolta la rigidità del sistema di fondazione ostacola lo sviluppo delle deformazioni di campo libero del terreno (Figura 1.37). In tali condizioni, la fondazione non è in grado di adattarsi alle deformazioni imposte dal moto sismico indisturbato, dando luogo a modalità di deformazione aggiuntive, quali il rocking e la torsione, che non sono presenti nel moto di campo libero. Di conseguenza, il moto sismico trasmesso dalla fondazione alla sovrastruttura risulta modificato rispetto al Free-Field Motion (FFM) e viene comunemente indicato come Foundation Input Motion (FIM). Tale trasformazione dipende dalla rigidità relativa suolo–fondazione e dal grado di incasso della fondazione nel terreno (Elsabee and Murray, 1977; Kramer, 1996; Kim and Stewart, 2003; Conti et al., 2017).

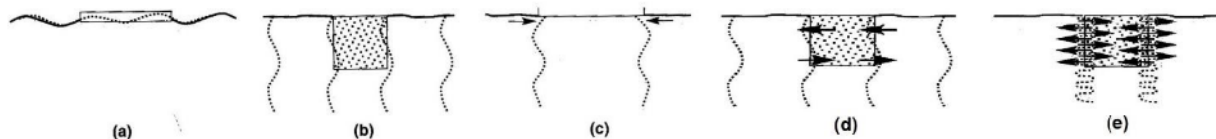


Figura 1.37 – Interazione cinematica con moti di campo libero indicati da linee tratteggiate: (a) la rigidità flessionale di una fondazione superficiale ne impedisce l'adattamento alla componente verticale dello spostamento di campo libero; (b) la rigidità di una fondazione a blocco impedisce l'adattamento alla componente orizzontale dello spostamento di campo libero; (c) la rigidità assiale della fondazione superficiale impedisce al terreno immediatamente sottostante di deformarsi in modo incoerente; (d) eccitazione di vibrazioni di rocking in una fondazione incassata da onde S verticalmente propagate: a determinate frequenze, la lunghezza d'onda è tale da generare momenti ribaltanti non equilibrati che inducono rocking, anche se il moto di campo libero è puramente traslazionale; (e) ad altre frequenze (e lunghezze d'onda), il rocking può essere inibito (Kramer, 1996).

L'effetto della massa del sistema struttura–fondazione sulla risposta dinamica del terreno di supporto è definito interazione inerziale. Qualora il terreno di fondazione sia deformabile, le forze inerziali trasmesse dalla struttura attraverso la fondazione inducono movimenti della fondazione che non si manifesterebbero in una struttura a base fissa. In tali condizioni, la cedevolezza del terreno comporta una modifica delle proprietà dinamiche globali del sistema, in particolare del periodo proprio e dello smorzamento equivalente, influenzando la risposta strutturale in termini di spostamenti e accelerazioni. Inoltre, l'interazione inerziale introduce ulteriori meccanismi di dissipazione energetica, associati sia all'irraggiamento delle onde nel

terreno sia al comportamento isteretico del suolo (Gazetas, 1983; Wolf, 1985; Mylonakis et al., 2006; Givens et al., 2016).

Si consideri, a titolo esemplificativo, il confronto tra la risposta di un sistema a base fissa (FB) e quella di un sistema suolo–fondazione–struttura (SFS) soggetti a un moto sismico orizzontale (Figura 1.38). Nel modello FB, lo spostamento laterale in sommità è attribuibile esclusivamente alla deformazione della sovrastruttura (u_{str}), essendo $FFM \equiv FIM$, e non si verifica trasmissione di energia oscillatoria al terreno sottostante attraverso la fondazione.

Nel modello SFS, invece, lo spostamento orizzontale totale può essere espresso come la somma di tre contributi:

- u_{str} , associato alla deformazione della sovrastruttura;
- u_u , dovuto allo spostamento orizzontale della fondazione, assumendo il terreno rigido;
- u_θ , associato alle oscillazioni di rotazione della base, assumendo la struttura rigida.

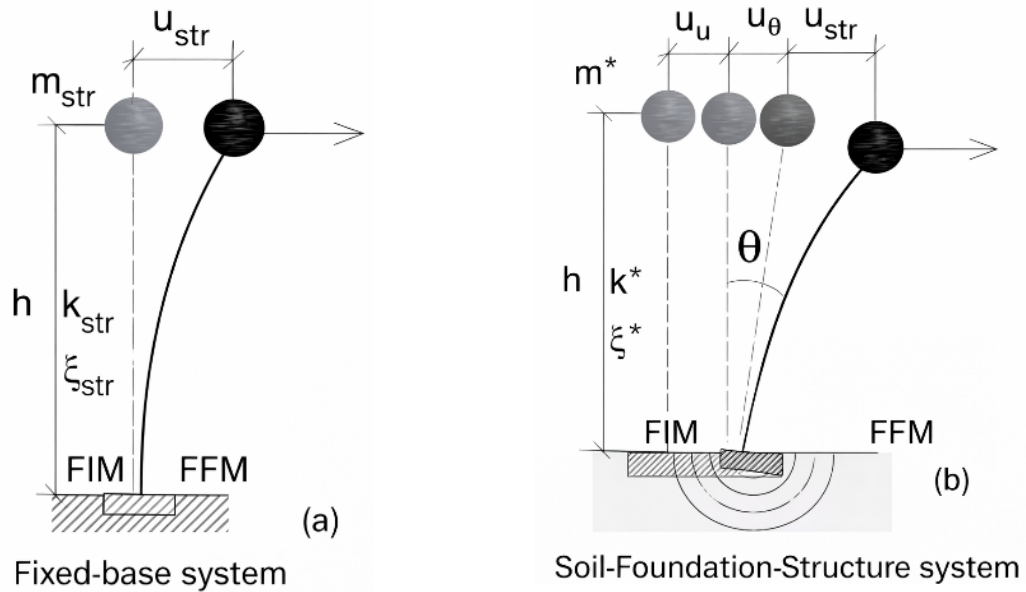


Figura 1.38 – Confronto tra le risposte sismiche di sistemi FB (a) e SFS (b) (Piro et al., 2020).

Poiché gli edifici in muratura non armata (URM) di bassa altezza rappresentano la tipologia strutturale più ricorrente nel patrimonio edilizio storico italiano, l'analisi si concentra su questa classe di costruzioni. Negli edifici in muratura esistenti, la rigidezza della fondazione risulta spesso comparabile a quella del terreno di fondazione; in tali condizioni, l'interazione cinematica può essere generalmente trascurata.

In questo contesto, l'effetto principale dell'interazione suolo–struttura è di tipo inerziale e si manifesta attraverso una modifica delle proprietà dinamiche globali del sistema. In particolare, la frequenza fondamentale si riduce dal valore f_0 , corrispondente al sistema a base fissa (FB), al valore f^* , associato al sistema suolo–fondazione–struttura (SFS). Parallelamente, il rapporto di smorzamento strutturale si riduce da ξ_{str} a ξ_{str}^* , mentre il rapporto di smorzamento complessivo del sistema diventa: $\xi^* = \xi_{str} + \xi_{rad} + \xi_{soil}$.

La Figura 1.39 mostra la variazione dell'accelerazione pseudo-spettrale del primo modo in funzione del periodo, sia in scala lineare sia logaritmica. Per edifici URM di bassa altezza, l'accelerazione pseudo-spettrale associata a una struttura a base flessibile, $\bar{S}_a$, ovvero l'azione sismica trasmessa alla base del sistema SFS, è generalmente attesa maggiore rispetto a quella del corrispondente sistema a base fissa, a causa degli effetti dell'interazione suolo–struttura.

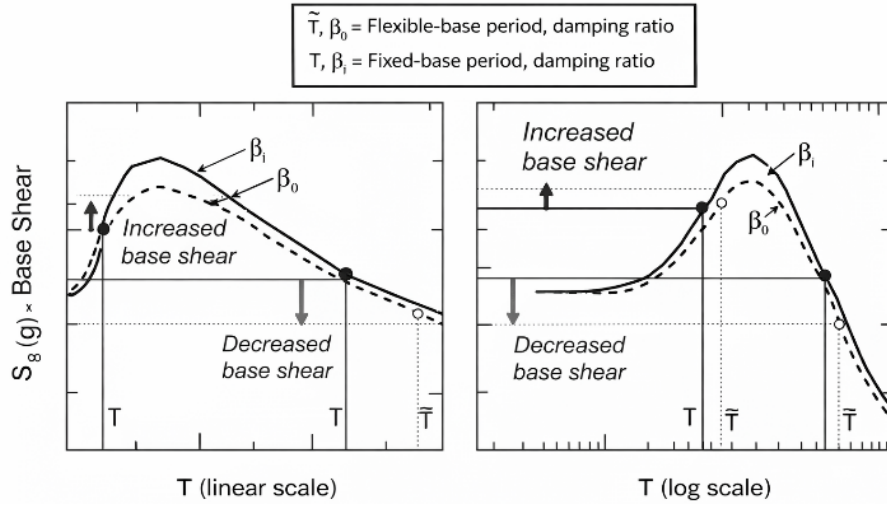


Figura 1.39 – Illustrazione degli effetti dell’interazione inerziale suolo–struttura sull’accelerazione spettrale (taglio alla base), associati all’allungamento del periodo e alla variazione dello smorzamento (NEHRP, 2012).

Tuttavia, qualora la fondazione risulti contemporaneamente incassata e più rigida rispetto al terreno di fondazione, l’interazione cinematica non può essere trascurata. In tali condizioni, il Foundation Input Motion (FIM) differisce in modo significativo dal Free-Field Motion (FFM), e la fondazione può essere interpretata come un vero e proprio filtro del segnale sismico trasmesso alla sovrastruttura (Piro et al., 2020).

Al fine di tenere conto degli effetti dell’interazione suolo–struttura nella valutazione della prestazione sismica, la letteratura propone modelli di diversa complessità per la rappresentazione sia del terreno sia della struttura. Seguendo l’approccio classico di Veletsos e Meek (1974), quando il sottosuolo risulta più deformabile della struttura, la frequenza fondamentale del sistema suolo–struttura diminuisce e una parte dell’energia sismica viene irradiata nel sottosuolo; di conseguenza, gli spostamenti flessionali e la domanda di smorzamento strutturale si riducono.

In tale quadro teorico, gli autori (Veletsos e Meek, 1974), propongono di sostituire il modello *SDoF* a base deformabile con un oscillatore equivalente a base fissa (*replacement oscillator, RO* – Figura 1.40), caratterizzato da una massa equivalente m^* e da una rigidezza laterale equivalente k^* , opportunamente calibrate in modo da riprodurre il comportamento dinamico del sistema *SDoF* a base cedevole. Il sistema equivalente è definito in modo da avere la stessa frequenza fondamentale f^* e lo stesso rapporto di smorzamento ξ^* del sistema suolo–struttura, espressi dalle seguenti relazioni:

$$\frac{f^*}{f_0} = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{k_{str}}{k'_u} \left(1 + \frac{k'_u}{k'_e} h^2\right)}} \quad Eq.1.101$$

$$\xi^* = \left(\frac{f^*}{f_0}\right) \left[\xi_{str} + \frac{(2 - \nu)\pi^4 \delta}{2\sigma^3} \left(\frac{\beta_u r^2}{\alpha_u^2 h^2} + \frac{\beta_\theta}{\alpha_\theta^2} \right) \right] \quad Eq.1.102$$

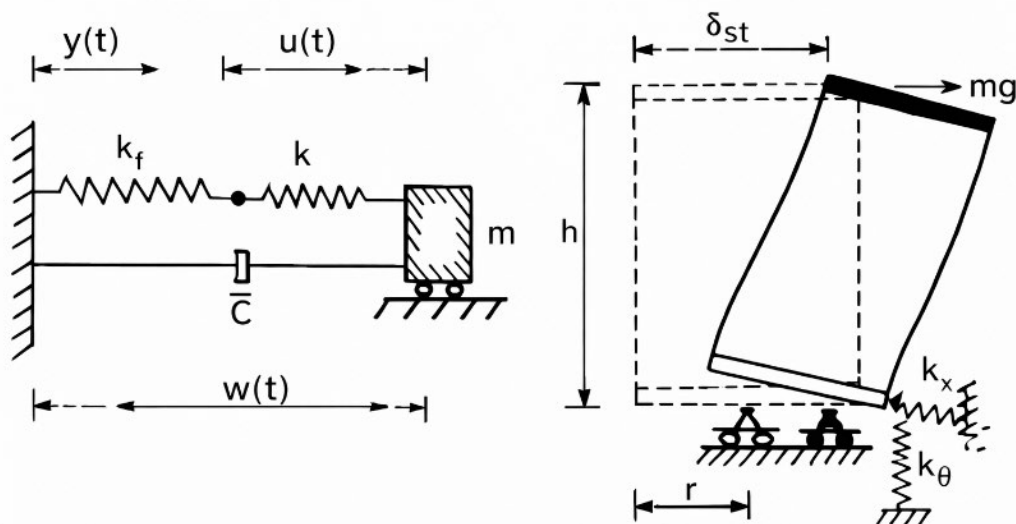


Figura 1.40 – Oscillatore equivalente a base fissa (replacement oscillator) e relativa deformata statica, introdotto per riprodurre il comportamento dinamico di un sistema a un grado di libertà con base cedevole (Veletsos and Meek, 1974).

In Figura 1.41 sono riportati i rapporti f^*/f_0 e il rapporto di smorzamento equivalente ξ^* in funzione del parametro adimensionale σ , per tre diversi valori del rapporto geometrico h/r , rappresentativi rispettivamente di strutture basse ($h/r=1$), tozze ($h/r=2$) e snelle ($h/r=5$), dove r indica il raggio caratteristico della fondazione.

Assegnate le proprietà della struttura (altezza h , frequenza fondamentale a base fissa f_0) e il rapporto h/r , un incremento della deformabilità del terreno comporta una riduzione del parametro σ . Tale riduzione amplifica l'influenza dell'interazione suolo-struttura, determinando una diminuzione della frequenza fondamentale del sistema accoppiato.

La stessa variazione di σ induce un incremento dello smorzamento per irraggiamento, il cui effetto risulta particolarmente rilevante per strutture basse e progressivamente trascurabile per strutture snelle, nelle quali il contributo rotazionale e radiativo è meno significativo.

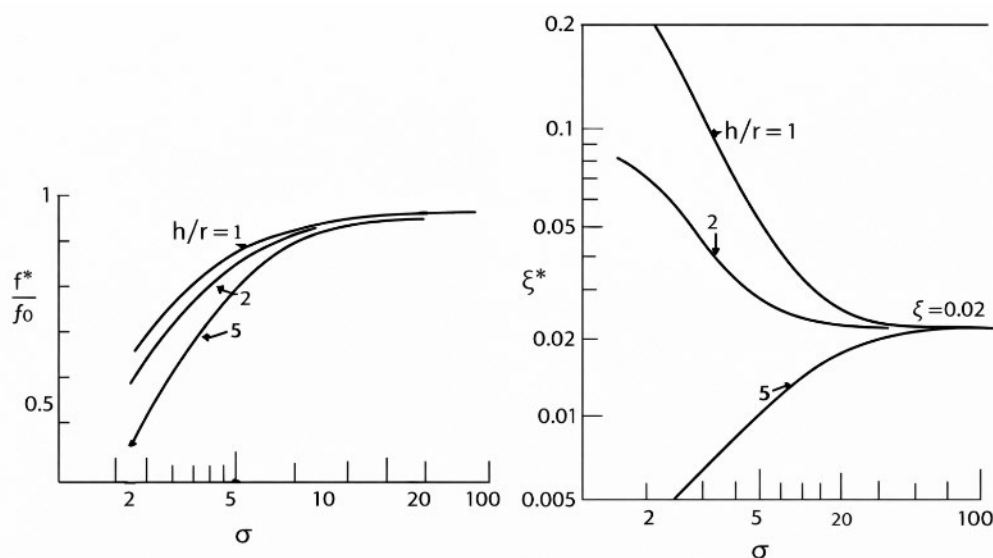


Figura 1.41 – Frequenza naturale e fattore di smorzamento per un oscillatore a un grado di libertà (Veletsos and Meek, 1974).

Wolf (1985) ha ulteriormente evidenziato il ruolo fondamentale dell'interazione suolo-struttura nella riduzione della frequenza naturale del sistema equivalente rispetto a quella della

struttura a base fissa. In particolare, la frequenza naturale equivalente ω_e e il rapporto di smorzamento isteretico equivalente ξ_e del sistema possono essere espressi come (Wolf, 1985):

$$\omega_e = \frac{\omega_0}{\sqrt{1 + \frac{k}{k_h} + \frac{k h^2}{k_r}}} \quad \text{Eq.1.103}$$

$$\xi_e = \frac{\omega_e^2}{\omega_0^2} \xi + \left(1 + \frac{\omega_e^2}{\omega_0^2}\right) \xi_g + \frac{\omega_e^2}{\omega_h^2} \xi_x + \frac{\omega_e^2}{\omega_r^2} \xi_\theta \quad \text{Eq.1.104}$$

La riduzione della frequenza naturale del sistema suolo-struttura a valori inferiori rispetto a quelli della struttura in condizioni di base fissa, al crescere del rapporto di rigidezza $\bar{s} = \omega_0 h / V_s$ è illustrata in Figura 1.42a. Nel caso limite di base fissa ($\bar{s} = 0$), la frequenza naturale del sistema equivalente coincide con la frequenza naturale della struttura.

Un ulteriore effetto rilevante dell'interazione suolo-struttura è l'incremento del rapporto di smorzamento efficace del sistema equivalente a valori superiori rispetto a quello della sola struttura (Figura 1.42b). In condizioni di base fissa, il rapporto di smorzamento del sistema equivalente coincide con lo smorzamento strutturale; tuttavia, all'aumentare del rapporto di rigidezza, i contributi dello smorzamento per irraggiamento e dello smorzamento del terreno diventano via via predominanti. Per valori elevati di $\bar{s}$, lo smorzamento strutturale rappresenta soltanto una frazione ridotta dello smorzamento totale del sistema.

Ciascuna curva in Figura 1.42 è associata a un diverso valore del rapporto di massa $\bar{m} = m / \rho a^3$ dove a è una lunghezza caratteristica della fondazione e ρ è la densità di massa del terreno.

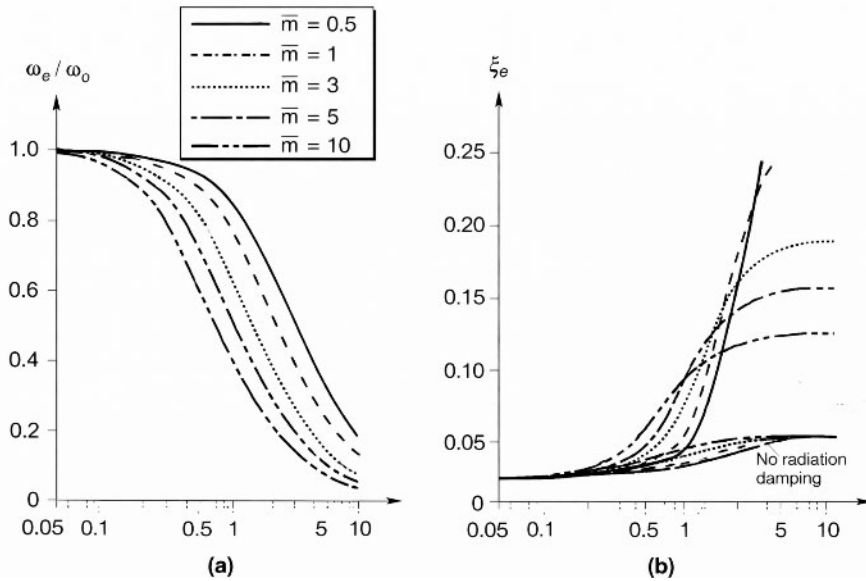


Figura 1.42 – Effetto del rapporto di rigidezza e del rapporto di massa su (a) la frequenza naturale e (b) il rapporto di smorzamento dei sistemi suolo-struttura ($h=1$, $\nu=0.33$, $\zeta=0.025$, $\xi_g=0.05$) (Wolf, 1985).

Gli effetti dell'interazione suolo-struttura sugli spostamenti sono illustrati in Figura 1.43. In tale schema, h rappresenta l'altezza di un modello strutturale semplificato di edificio a un piano; u indica l'ampiezza dello spostamento relativo della massa rispetto al sistema di riferimento solidale con la base rigida, coincidente con la deformazione strutturale; u_0 è l'ampiezza dello spostamento orizzontale della base rispetto al moto di campo libero; θ rappresenta la rotazione della fondazione.

In questo caso, l'interazione suolo-struttura produce un duplice effetto: da un lato, una riduzione della massima deformazione strutturale, u_{max} ; dall'altro, un incremento dello

spostamento totale globale, $(u+u_0+h\theta)_{max}$, misurato rispetto al moto di campo libero. Tale incremento cresce all'aumentare del rapporto di rigidezza $\bar{s}$.

Pertanto, l'interazione suolo-struttura tende a ridurre la domanda deformativa sulla sovrastruttura, ma, consentendo alla fondazione di traslare e ruotare, può aumentare in modo significativo lo spostamento complessivo del sistema. Questi effetti risultano particolarmente rilevanti per strutture alte e snelle o per edifici ravvicinati, nei quali l'aumento degli spostamenti relativi può condurre a fenomeni di martellamento tra edifici.

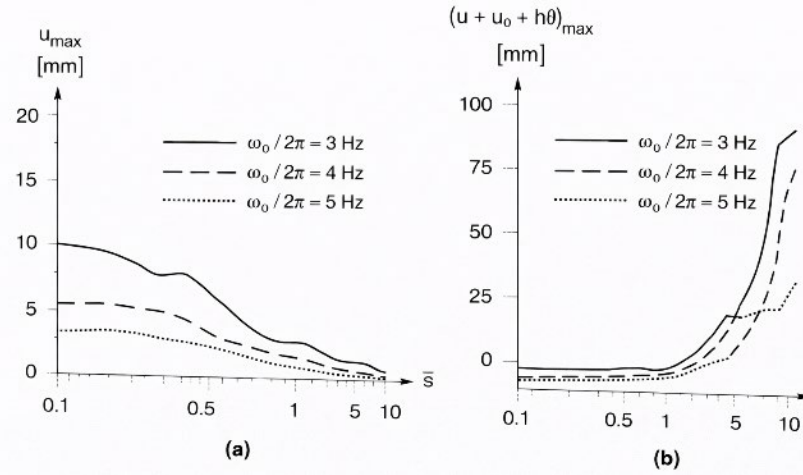


Figura 1.43 – Risposta del sistema suolo-struttura equivalente a una storia temporale artificiale: (a) massima distorsione strutturale; (b) massimo spostamento della massa rispetto al moto di campo libero (Wolf, 1985).

Una formulazione più recente per la valutazione della riduzione della frequenza naturale (ovvero dell'allungamento del periodo) è stata proposta da Maravas et al. (2014), sulla base di un modello *SDoF* a base deformabile. In tale studio viene sviluppata una soluzione analitica esatta, che si distingue dai modelli precedenti per il trattamento rigoroso dello smorzamento per irraggiamento.

La principale differenza rispetto alla formulazione classica di Veletsos and Meek (1974) risiede infatti nell'equazione utilizzata per derivare lo smorzamento equivalente: mentre l'approccio di Veletsos e Meek si basa su approssimazioni semplificate, Maravas et al. introducono impedenze complesse e dipendenti dalla frequenza, consentendo una rappresentazione più accurata del comportamento dinamico del sistema suolo-fondazione.

In particolare, Maravas et al. (2014) ricavano la seguente espressione per il rapporto di smorzamento equivalente del sistema accoppiato:

$$\xi^* = S[\xi_u \omega_u^2(1 + 4\xi_u^2) + \xi_\theta \omega_\theta^2(1 + 4\xi_\theta^2) + \xi_{str} \omega_0^2(1 + 4\xi_{str}^2)] \quad Eq.1.105$$

dove:

- ξ_u e ξ_θ sono coefficienti di perdita energetica, assimilabili a rapporti di smorzamento viscoso, definiti come il rapporto tra la parte immaginaria e il doppio della parte reale delle funzioni di impedenza;
- ξ_{str} è il rapporto di smorzamento strutturale;
- ω_u , ω_θ e ω_0 sono le frequenze circolari naturali disaccoppiate del sistema, rispettivamente associate alla traslazione orizzontale della base, alla rotazione della fondazione e all'oscillazione della struttura a base fissa;
- S è un fattore di scala definito nella successiva Equazione (1.106), utilizzato per il calcolo della frequenza fondamentale del sistema accoppiato.

Il fattore S è espresso come:

$$S = \left[\frac{1}{\omega_u^2(1 + 4\xi_u^2)} + \frac{1}{\omega_\theta^2(1 + 4\xi_\theta^2)} + \frac{1}{\omega_0^2(1 + 4\xi_{str}^2)} \right] \quad Eq.1.106$$

da cui la frequenza fondamentale equivalente f^* può essere determinata come:

$$f^* = \frac{S}{2\pi(1 + 4\xi_{str}^2)} \quad Eq.1.107$$

Le formulazioni sopra descritte sono sviluppate assumendo una fondazione rigida, circolare e superficiale, appoggiata su un mezzo semi-infinito omogeneo, lineare o viscoelastico/isteretico.

1.3.1 Rappresentazione della fragilità sismica degli edifici

Il concetto di fragilità sismica nasce nell'ambito della valutazione probabilistica del rischio, con l'obiettivo di descrivere in modo quantitativo la probabilità che una struttura o un componente raggiunga o superi una determinata condizione di danno a seguito di un evento sismico. Una delle prime formulazioni rigorose e sistematiche di tale concetto è stata proposta da Kennedy e Ravindra (1984) nel contesto degli studi di *Probabilistic Risk Assessment* (PRA). In questo lavoro pionieristico, la fragilità sismica di una struttura o di un componente è definita come la frequenza condizionata di superamento di uno stato di collasso o di perdita di funzionalità, dato un valore assegnato del parametro di intensità sismica, generalmente assunto come accelerazione massima al suolo (PGA) o Intensità macrosismica. Formalmente, la fragilità è espressa come:

$$f(a) = P(Failure | a)$$

dove: a è il valore assegnato dell'intensità sismica, A è la capacità sismica aleatoria del sistema.

L'obiettivo della valutazione di fragilità è quindi stimare il valore dell'intensità sismica per cui la risposta strutturale supera la capacità disponibile.

Kennedy e Ravindra introducono un modello probabilistico della capacità sismica basato sulla scomposizione in una mediana e due contributi aleatori distinti: variabilità intrinseca e incertezza. La capacità sismica A è definita come:

$$A = \tilde{A} \varepsilon_R \varepsilon_U \quad Eq.1.108$$

dove: $\tilde{A}$ è il valore mediano della capacità; ε_R rappresenta la variabilità aleatoria; ε_U rappresenta l'incertezza epistemica.

Entrambe le variabili aleatorie ε_R e ε_U sono assunte lognormalmente distribuite, con deviazioni standard logaritmiche rispettivamente β_R e β_U . Questa formulazione è cruciale perché introduce, per la prima volta in modo rigoroso, una distinzione chiara tra variabilità fisica e incertezza conoscitiva, concetto che sarà poi mantenuto in tutta la letteratura sulle fragilità degli edifici. Assumendo che la capacità sia lognormalmente distribuita, la probabilità di superamento dello stato limite per un valore assegnato dell'intensità sismica a può essere scritta come:

$$P(Failure | a) = \Phi\left(\frac{\ln(a/\tilde{A})}{\beta_R}\right) \quad Eq.1.109$$

dove Φ è la funzione di distribuzione cumulativa della normale standard. Questa equazione rappresenta la curva di fragilità mediana, ovvero quella che tiene conto esclusivamente della variabilità aleatoria.

Per includere l'incertezza epistemica nella stima della fragilità, Kennedy e Ravindra introducono una famiglia di curve di fragilità, ciascuna associata a un livello di probabilità di non superamento Q . La fragilità a un generico livello Q è espressa come:

$$f_Q(a) = \Phi\left(\frac{\ln a/\tilde{A} + \beta_u \Phi^{-1}(Q)}{\beta_R}\right) \quad Eq.1.110$$

dove $Q = P[f < f_Q | a]$ e Φ^{-1} è la funzione inversa della normale standard.

Questa formulazione consente di rappresentare in modo compatto l'intervallo di incertezza associato alla fragilità, distinguendo chiaramente tra la dispersione dovuta al comportamento strutturale e la dispersione dovuta alla conoscenza limitata dei parametri.

In molte applicazioni ingegneristiche, Kennedy e Ravindra propongono l'uso di una dispersione logaritmica composita:

$$\beta_C = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \quad Eq.1.111$$

che consente di rappresentare la fragilità mediante una singola curva lognormale equivalente, utile per applicazioni semplificate o studi di rischio su larga scala. La fragilità equivalente assume quindi la forma:

$$P(Failure | a) = \Phi\left(\frac{\ln(a/\tilde{A})}{\beta_C}\right) \quad Eq.1.112$$

Questa espressione è la base matematica delle curve di fragilità utilizzate successivamente anche per edifici ordinari. Sebbene la formulazione di Kennedy e Ravindra sia stata sviluppata per strutture e componenti di impianti nucleari, la struttura matematica delle curve di fragilità è completamente generale. Tuttavia, un passaggio fondamentale nell'evoluzione delle curve di fragilità sismica, dal contesto degli impianti nucleari a quello degli edifici ordinari, è rappresentato dal lavoro di Singhal and Kiremidjian (1996). In questo studio, gli autori estendono e riformulano il concetto di fragilità sismica in modo esplicitamente compatibile con il comportamento strutturale degli edifici in cemento armato, superando alcune delle limitazioni intrinseche delle formulazioni sviluppate per sistemi critici altamente specializzati. Infatti, per gli edifici civili, il comportamento sismico è caratterizzato da una evoluzione graduale del danno, che si sviluppa attraverso una successione di stati intermedi prima di raggiungere condizioni di collasso. Viene quindi introdotta una definizione di danno strutturale basata su livelli discreti di danneggiamento, ciascuno dei quali è associato a una soglia di risposta strutturale. In questo modo, la fragilità viene estesa da concetto binario a descrizione probabilistica multistato, rendendo possibile l'analisi del danno in termini di severità crescente. In particolare, i livelli di danno possono essere definiti in modo coerente con scale macrosismiche, quali la EMS-98 (Grünthal, 1998), associando a ciascun livello soglie quantitative di risposta strutturale (spostamento, drift, rotazione plastica). In questo senso, i livelli di danno EMS-98 possono essere interpretati come stati limite discreti, ciascuno dei quali è associato a una specifica curva di fragilità. Tale interpretazione consente di integrare in modo coerente la classificazione macrosismica del danno con un approccio probabilistico di tipo ingegneristico.

Capitolo 2: Tecniche geofisiche per la caratterizzazione dell'ambiente urbano

La caratterizzazione di sito può essere condotta mediante approcci empirici basati sull'analisi dei rapporti spettrali di segnali sismici, sia di debole che di forte intensità. Nel corso dell'attività di ricerca svolta durante il dottorato sono state adottate due principali tecniche sperimentali: una tecnica spettrale basata sul sito di riferimento, Rapporto Spettrale Standard (Standard Spectral Ratio, SSR), e una tecnica senza sito di riferimento, a singola stazione, nota come metodo del Rapporto Spettrale Orizzontale-Verticale del rumore sismico (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio, HVSr). In entrambi i casi il segnale acquisito è stato rumore sismico. In questo capitolo vengono quindi descritti esclusivamente metodi empirici di caratterizzazione di sito basati sulla determinazione dei rapporti spettrali del rumore sismico, con particolare riferimento sia alle tecniche con stazione di riferimento (SSR) sia a singola stazione (HVSr).

2.1 Rumore sismico

La superficie terrestre è soggetta a oscillazioni continue nell'intervallo di frequenze sismiche compreso tra 0.01 e 100 Hz. Tali oscillazioni sono comunemente denominate microtremori o rumore sismico e sono caratterizzate da ampiezze modeste, generalmente comprese tra 10^{-4} e 10^{-2} mm, risultando pertanto impercettibili all'uomo. Nell'ambito degli studi sismologici, i microtremori rappresentano una sorgente di rumore in grado di mascherare i segnali provenienti da sorgenti sismiche distanti.

Sebbene le prime indagini sul rumore sismico risalgano alla metà del XIX secolo (Ferrari et al., 2000), solo a partire dagli anni Cinquanta del Novecento sono stati sviluppati strumenti in grado di registrare e analizzare in modo adeguato tali segnali. Alcuni ricercatori, tra cui Kanai et al. (1954), Aki (1957) e Akamatsu (1961), hanno evidenziato come i microtremori contengano informazioni significative sulle caratteristiche del sottosuolo e sulla risposta di sito in occasione di un evento sismico.

Gli studi sulle sorgenti dei microtremori indicano che essi sono in parte associati ad attività antropiche (quali attività industriali, traffico veicolare, ecc.) e in parte a fenomeni naturali (ad esempio il flusso d'acqua nei corsi fluviali, le precipitazioni, il vento, le variazioni di pressione atmosferica e il moto ondoso oceanico). Di conseguenza, a causa della componente antropica, i microtremori non possono essere considerati un fenomeno esclusivamente naturale. Poiché sia l'attività umana sia i fenomeni naturali variano nel tempo e nello spazio, i microtremori assumono forme estremamente complesse, irregolari e non ripetibili.

Tuttavia, quando i microtremori vengono registrati simultaneamente da più stazioni localizzate in diversi punti della superficie terrestre, emergono segnali contenenti onde coerenti, ovvero onde che presentano la stessa fase sia nel dominio temporale sia in quello spaziale. Ciò indica che il rumore sismico è costituito dalla sovrapposizione di onde che si propagano in direzioni differenti. Toksöz e Lacoss (1968) hanno dimostrato, attraverso l'analisi di dati acquisiti mediante un'antenna sismica a grande apertura (*Large Aperture Seismic Array, LASA*), che i microtremori sono il risultato della sovrapposizione di onde di volume e onde superficiali.

2.1.1 Origine e natura del rumore

Le ricerche condotte nel corso degli anni (Gutenberg, 1958; Asten, 1978; Asten e Henstridge, 1984; Bonnefoy-Claudet et al., 2004), pur evidenziando l'esistenza di numerose tipologie di sorgenti di rumore, mostrano come esse possano essere ricondotte a due categorie principali: sorgenti naturali e sorgenti antropiche. La Tabella 2.1 riassume i risultati degli studi di Gutenberg (1958), Asten (1978) e Asten e Henstridge (1984), nei quali viene evidenziato come differenti sorgenti di rumore contribuiscano in maniera diversa alle varie bande di frequenza: effetti oceanici e condizioni meteorologiche su larga scala per frequenze inferiori a 0.5 Hz; effetti del

vento e delle condizioni meteorologiche locali intorno a 1 Hz; attività antropiche, quali traffico veicolare e attività industriali, per frequenze superiori a 0.5 Hz.

	Gutenberg (1958)	Asten (1978- 1984)
Onde che si infrangono sulla costa	0.05 – 0.1 Hz	0.5 – 1.2 Hz
Perturbazioni metereologiche su larga scala	0.1 – 0.25 Hz	0.16 – 0.5 Hz
Cicloni sull'oceano	0.3 – 1 Hz	0.5 – 3 Hz
Condizioni metereologiche locali	1.4 – 5 Hz	
Tremori vulcanici	2 – 10 Hz	
Disturbo urbano	1 – 100 Hz	1.4 – 30 Hz

Tab. 2.1 – Sorgenti di rumore sismico alle diverse frequenze secondo gli studi di Gutenberg (1958), Asten (1978) e Asten e Henstridge (1984).

In sintesi, dagli studi sopra citati è possibile dedurre quanto segue:

- il rumore a frequenze inferiori a 0.5 Hz è principalmente dovuto a sorgenti naturali, risulta generalmente stabile, presenta un'elevata coerenza (ossia è costituito dalla sovrapposizione di onde che mostrano minime differenze di fase nei domini temporale e spaziale) ed è essenzialmente composto da onde superficiali;
- il rumore nella banda di frequenza compresa tra 0.5 e 1 Hz è generato sia da sorgenti antropiche sia da sorgenti naturali, in particolare condizioni meteorologiche; esso risulta meno stabile ed è costituito da una percentuale variabile di onde superficiali;
- il rumore caratterizzato da frequenze superiori a 1 Hz è prodotto prevalentemente da attività umane; poiché le sorgenti antropiche presentano un'elevata variabilità, tale rumore risulta fortemente instabile sia in ampiezza sia nel rapporto tra onde superficiali e onde di volume.

Gli autori sopra menzionati concordano nell'individuare una frequenza limite pari a 1 Hz per distinguere il rumore a bassa frequenza di origine naturale (microseismi) dal rumore ad alta frequenza di origine antropica (microtremori).

Negli ultimi decenni sono state condotte numerose ricerche finalizzate alla comprensione della natura del rumore sismico. Diversi studi, sintetizzati nel progetto SESAME (report WP08, 2004), hanno individuato tre rapporti significativi per la caratterizzazione della natura del rumore:

- il rapporto tra l'energia delle onde di volume e quella delle onde superficiali;
- il rapporto tra l'energia delle onde di Rayleigh e quella delle onde di Love;
- il rapporto tra l'energia del modo fondamentale delle onde di Rayleigh e quella dei modi superiori.

Douze (1964, 1967) ha condotto studi sulla relazione tra l'energia delle onde di volume e quella delle onde superficiali mediante misure dell'ampiezza del rumore in pozzi profondi e il confronto tra le relazioni teoriche ed empiriche tra rumore in profondità e rumore superficiale, giungendo alle seguenti conclusioni:

- a 0.5 Hz, sebbene non in modo univoco, il rumore sembra essere costituito dalla sovrapposizione di onde P e onde di Rayleigh (terzo modo);
- a 1 Hz il rumore è dato dalla sovrapposizione di onde P e onde di Rayleigh (modo fondamentale);
- a 2 Hz il rumore risulta dalla sovrapposizione di onde P e onde di Rayleigh (terzo modo).

Lai (1998) ha mostrato che, per ciascuna frequenza, esiste un numero M di modi di oscillazione che può essere finito o infinito, in funzione della dipendenza delle proprietà del mezzo e della frequenza di eccitazione dalla profondità z .

Li et al. (1984) hanno confrontato la velocità di propagazione delle onde sismiche determinata sperimentalmente con la velocità teorica delle onde in un terreno noto, concludendo che per

frequenze superiori a 1 Hz il rumore è costituito dalla sovrapposizione di onde di volume e onde di Rayleigh (modi superiori).

Horike (1985) ha evidenziato che nell'intervallo di frequenze compreso tra 0.5 e 0.9 Hz il rumore è dominato da onde di Rayleigh, mentre per frequenze comprese tra 0.9 e 3 Hz il rumore è dato dalla sovrapposizione di diversi modi di onde di Rayleigh.

Studi successivi condotti da Yamanaka (1994) nella Pianura del Kantō (Giappone) hanno mostrato che i microseismi con frequenze comprese tra 0.1 e 1 Hz sono costituiti prevalentemente da onde di Rayleigh.

Bormann e Wielandt (2013) hanno condotto studi in pozzi profondi che hanno fornito importanti indicazioni sul contributo delle onde superficiali al rumore sismico. In particolare, la Figura 2.2 mostra una diminuzione esponenziale dell'ampiezza del rumore con la profondità.

Inoltre, Bormann e Wielandt (2013) evidenziano che il rumore registrato a una profondità di 300 m, rispetto a quello misurato in superficie (Figura 2.3), risulta attenuato di:

- circa 10 dB per frequenze pari a 0.5 Hz;
- circa 20 dB per frequenze pari a 1 Hz;
- circa 35 dB per frequenze pari a 10 Hz.

I risultati ottenuti da Bormann e Wielandt (2013) sono coerenti con l'ipotesi che i microtremori siano dominati dalla componente di onde superficiali.

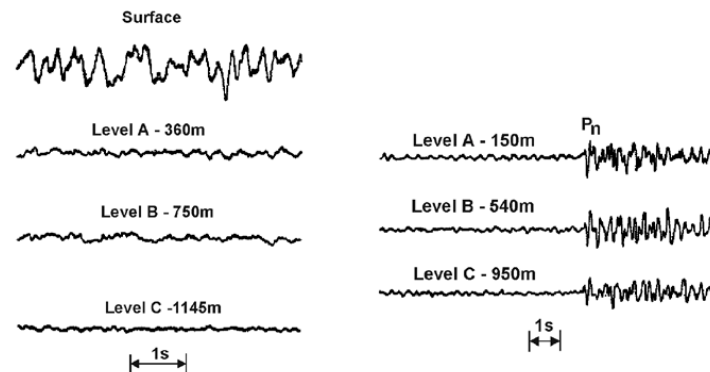


Figura 2.1 – Registrazione del rumore sismico a corto periodo (sinistra) e dei segnali (destra) in superficie e a differenti profondità all'interno di un array sismico in pozzo. Si noti l'ampiezza significativamente maggiore dell'onda P_n in prossimità della superficie, dovuta all'effetto di amplificazione superficiale, che può raggiungere un fattore pari a due per onde incidenti verticalmente (Figura ridisegnata da Bormann e Wielandt, 2013).

Sulla base di tali osservazioni, sembra quindi emergere che, alle basse frequenze (< 1 Hz), il rumore sismico sia costituito essenzialmente da onde di Rayleigh nel modo fondamentale. Sebbene non vi sia un accordo completo in letteratura, appare invece che, per frequenze superiori a 1 Hz, il rumore sia caratterizzato dalla sovrapposizione di onde P e onde S con diversi modi delle onde di Rayleigh.

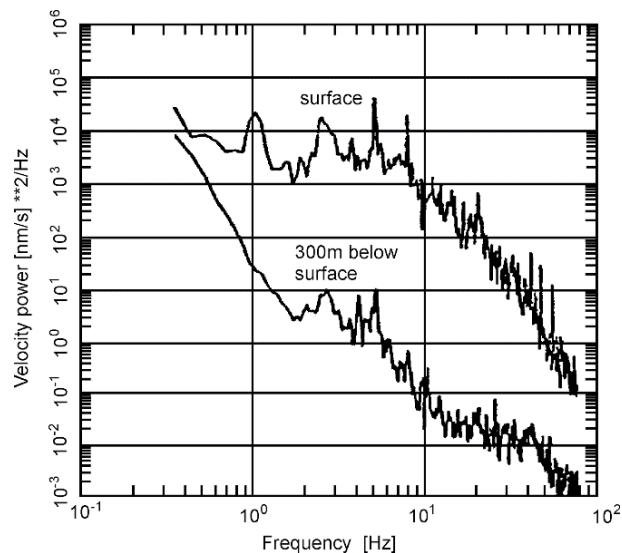


Figura 2.2 – Spettri di densità di potenza della velocità ottenuti da registrazioni di rumore in superficie (in alto) e a 300 m di profondità in un pozzo nei pressi di Gorleben, Germania (Figura ridisegnata da Bormann e Wielandt, 2013).

Un ulteriore elemento utile per lo studio della natura del rumore sismico è rappresentato dal rapporto tra l'energia delle onde di Rayleigh e quella delle onde di Love. Sebbene negli ultimi trent'anni siano stati condotti numerosi studi finalizzati alla stima di tale rapporto, i risultati ottenuti non sono univoci (Tabella 2.2). In tutti i casi, gli autori assumono che il rumore sia composto prevalentemente da onde superficiali; la variabilità dei risultati è attribuibile principalmente alle differenti metodologie adottate per l'analisi dei dati.

Ohmachi et al. (1998) hanno simulato il rumore sismico utilizzando le equazioni derivate da Harkrider (1964) per un modello di sottosuolo semplice, costituito da uno strato sopra un semispazio. Il valore del rapporto tra l'energia delle onde di Rayleigh e quella delle onde di Love ottenuto da tali simulazioni varia tra il 10% e il 90%, con un valore medio pari a circa il 30%, risultando fortemente influenzato dalle condizioni di stato tensionale del terreno.

	<i>frequency</i>	% Rayleigh waves	% Love waves
Chouet et al., 1998	> 2 Hz	30%	> 50%
Arai and Tokimatsu, 1998	1 - 12 Hz	30%	70%
Yamamoto, 1998	3 - 10 Hz	< 50%	> 50%
Cornou, 1998	< 1 Hz	60%	40%

Tab. 2.2 – Risultati relativi alla proporzione tra onde di Rayleigh e onde di Love secondo diversi autori (Chouet et al., 1998; Arai e Tokimatsu, 1998; Yamamoto, 2000; Cornou, 2002).

Chouet et al. (1998) hanno studiato i tremori del vulcano Stromboli, attribuendo una percentuale del 30% alle onde di Rayleigh e del 70% alle onde di Love. Tuttavia, tale rapporto si riferisce a tremori di origine vulcanica piuttosto che a microtremori ambientali; pertanto, non appare legittimo assumere che i tremori del vulcano Stromboli rappresentino una buona approssimazione dei microtremori.

Arai e Tokimatsu (1998) hanno effettuato analisi del rumore sismico in quattro differenti località del Giappone. I risultati ottenuti mediante due diverse metodologie mostrano un buon accordo reciproco (Figura 2.4).

Yamamoto (2000) ha applicato la metodologia precedentemente utilizzata da Chouet et al. (1998) per stimare il rapporto tra l'energia delle onde di Rayleigh e delle onde di Love, acquisendo sismogrammi in tre diverse località della città di Morioka (Giappone). A differenza di Chouet et al. (1998), Yamamoto (2000) ha determinato tale rapporto in funzione della frequenza. I risultati ottenuti risultano coerenti con quelli di Arai e Tokimatsu (1998), portando gli autori a concludere che circa il 30% del rumore sismico in ambiente urbano (per frequenze >

1 Hz) sia costituito da onde di Rayleigh. Risultati differenti sono stati ottenuti da Cornou (2002) mediante l'analisi ad alta risoluzione MUSIC (Schmidt, 1981), che attribuisce alle onde di Rayleigh una percentuale di energia pari a circa il 60%; tuttavia, va sottolineato che l'intervallo di frequenze analizzato in questo caso è compreso tra 0.2 e 1 Hz.

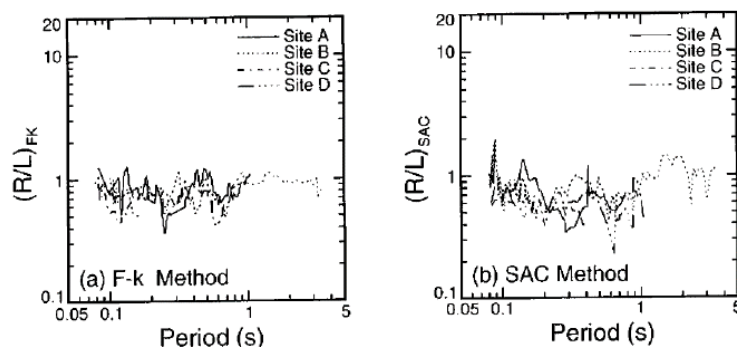
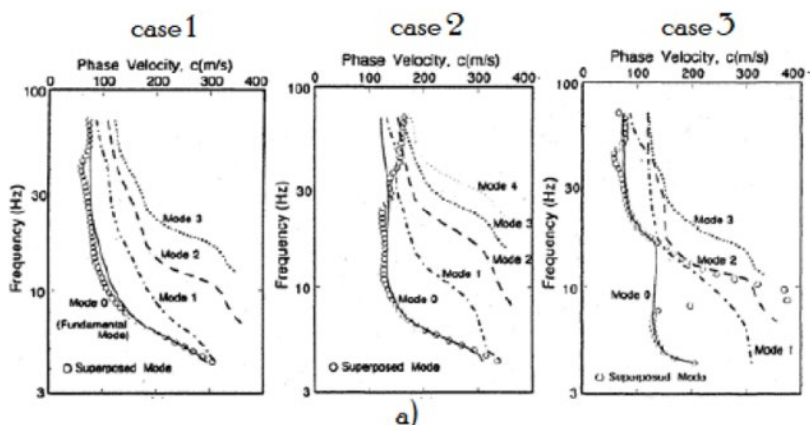


Figura 2.3 – Rapporti di ampiezza tra onde di Rayleigh e onde di Love nei moti orizzontali stimati da dati di array di microtremori (Figura ridisegnata da Arai e Tokimatsu, 1998).

Alla luce di quanto esposto, risultano evidenti le difficoltà della comunità scientifica nel definire in modo univoco la natura del rumore sismico e, di conseguenza, nel determinare il rapporto tra l'energia del modo fondamentale delle onde di Rayleigh e quella dei modi superiori. In letteratura esistono pochi lavori che affrontano specificamente questo tema.

Tokimatsu (1997) ha evidenziato la possibile esistenza di modi superiori delle onde di Rayleigh nel rumore sismico. In particolare, Tokimatsu (1997) ha calcolato il rumore in forma sintetica risolvendo le equazioni degli spostamenti delle onde di Rayleigh per tre modelli di sottosuolo stratificato, determinando successivamente le relative curve di dispersione (Figura 2.5). Come mostrato in Figura 2.5, la corrispondenza tra i dati teorici del modo fondamentale (modo 0) e quelli ottenuti dalla simulazione si osserva esclusivamente nel caso 1, ovvero per un profilo di sottosuolo caratterizzato da un incremento regolare della velocità delle onde di taglio con la profondità. Nei casi 2 e 3, in cui il profilo di velocità delle onde S varia in modo irregolare, i modi superiori assumono un ruolo significativo alle frequenze più elevate. Ne consegue che le caratteristiche meccaniche e geologiche del sottosuolo svolgono un ruolo chiave nell'eccitazione dei modi superiori delle onde di Rayleigh all'interno della componente di onde superficiali del rumore sismico.



Layer No.	Thickness H (m)	Density ρ (Mg/m ³)	V_p (m/s)	V_s (m/s)		
				Case 1	Case 2	Case 3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	2	1.8	360	80	180	80
2	4	1.8	1000	120	120	180
3	8	1.8	1400	180	180	120
4		1.8	1400	360	360	360

b)

Figura 2.4 – (a) Curve di dispersione delle velocità calcolate sulla base dei (b) profili di velocità utilizzati da Tokimatsu (1997). Le curve di dispersione calcolate (linea tratteggiata) sono confrontate con le curve di dispersione teoriche dei modi superiori delle onde di Rayleigh (Figura ridisegnata da Tokimatsu, 1997).

Tokimatsu (1997), mediante una stima quantitativa del rapporto tra l'energia del modo fondamentale delle onde di Rayleigh e quella dei modi superiori, giunge alle seguenti conclusioni:

- l'esistenza dei modi superiori delle onde di Rayleigh nel rumore sismico è possibile;
- il profilo del sottosuolo, in particolare l'andamento con la profondità della velocità delle onde S, svolge un ruolo determinante nell'eccitazione dei modi superiori.

2.1.2 Il rumore come processo stazionario nel tempo e nello spazio

Il rumore sismico varia sia nello spazio sia nel tempo. La Figura 2.5 mostra i risultati di uno studio condotto da Peterson (1993), nel quale si osserva come gli spettri di accelerazione del rumore registrati in 75 località distribuite sulla superficie terrestre presentino andamenti simili, sebbene non identici.

Un fenomeno può essere definito stazionario nel tempo qualora non si osservino variazioni sistematiche del valore medio e della varianza. Okada (2003) ha mostrato che il rumore sismico varia in intensità nel tempo. La Figura 2.6 riporta registrazioni di rumore effettuate a Sapporo (Giappone) in tre differenti momenti della giornata e lungo le tre direzioni spaziali. Le registrazioni evidenziano variazioni complesse del segnale; tuttavia, il grado di complessità rimane sostanzialmente costante all'interno di ciascun intervallo di registrazione della durata di tre minuti. Risulta invece evidente una marcata variazione dell'ampiezza del segnale nell'arco dell'intera giornata.

Okada (2003) ha inoltre analizzato la variabilità dei microtrempi registrati per un'intera giornata in dieci stazioni disposte come mostrato in Figura 2.7, nei pressi di Obihiro (Giappone). La forma complessiva degli spettri risulta sostanzialmente invariata, mentre differenze significative emergono alle frequenze superiori a 1.5 Hz, sia tra differenti località sia in istanti temporali diversi. Le variazioni temporali delle registrazioni sono attribuibili alla variabilità nel tempo delle sorgenti di rumore, mentre le differenze spettrali osservate tra le diverse stazioni, per frequenze superiori a 1 Hz, sono legate alla non stazionarietà dei microtrempi su questa scala spaziale. Al contrario, per frequenze inferiori a 1 Hz, il processo può essere considerato sostanzialmente stazionario.

In conclusione, alla luce degli studi citati e come verrà ulteriormente chiarito nella sezione successiva, il rumore sismico può essere considerato stazionario per intervalli temporali dell'ordine di alcune ore. Tale ipotesi rappresenta un prerequisito fondamentale per la rappresentazione del rumore. Poiché nel presente lavoro le registrazioni di rumore sismico hanno una durata di poco superiore a un'ora, si assumerà, come prima approssimazione, che il processo sia stazionario sia nel tempo sia nello spazio.

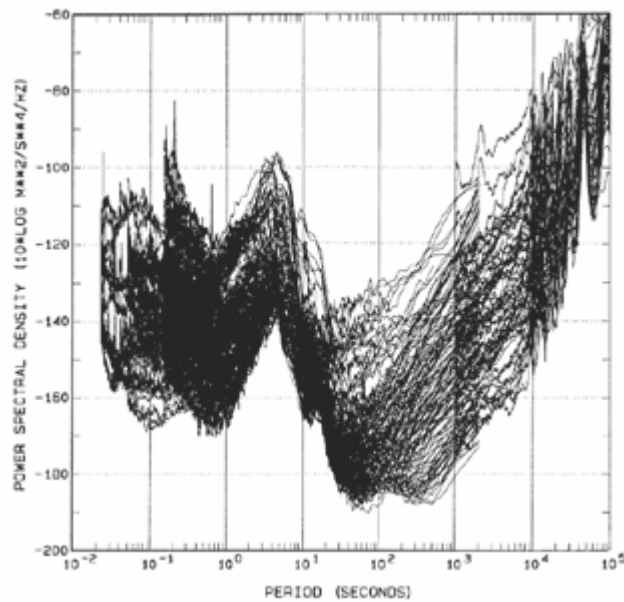


Figura 2.5 – Sovrapposizione degli spettri di accelerazione del rumore registrati in 75 località distribuite sulla superficie terrestre (Figura ridisegnata da Peterson, 1993).

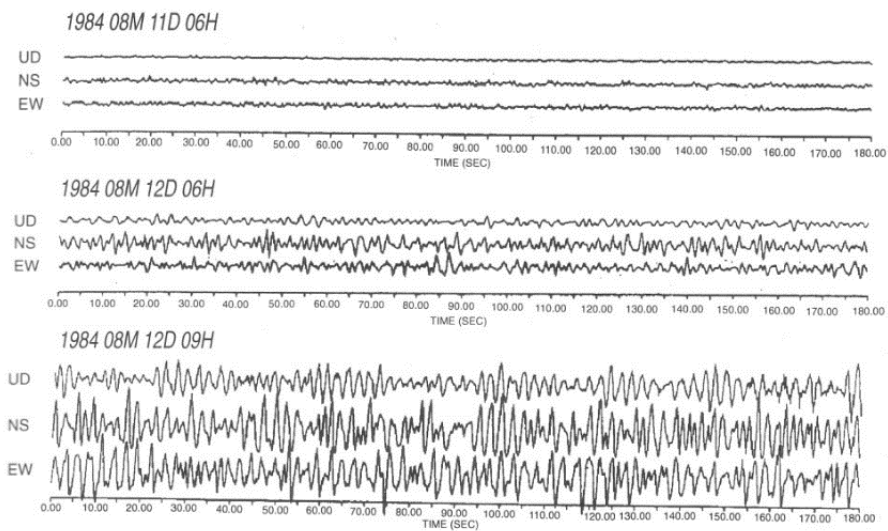


Figura 2.6 – Registrazioni di rumore effettuate a Sapporo (Giappone) in tre diversi momenti della giornata (Figura ridisegnata da Okada, 2003).

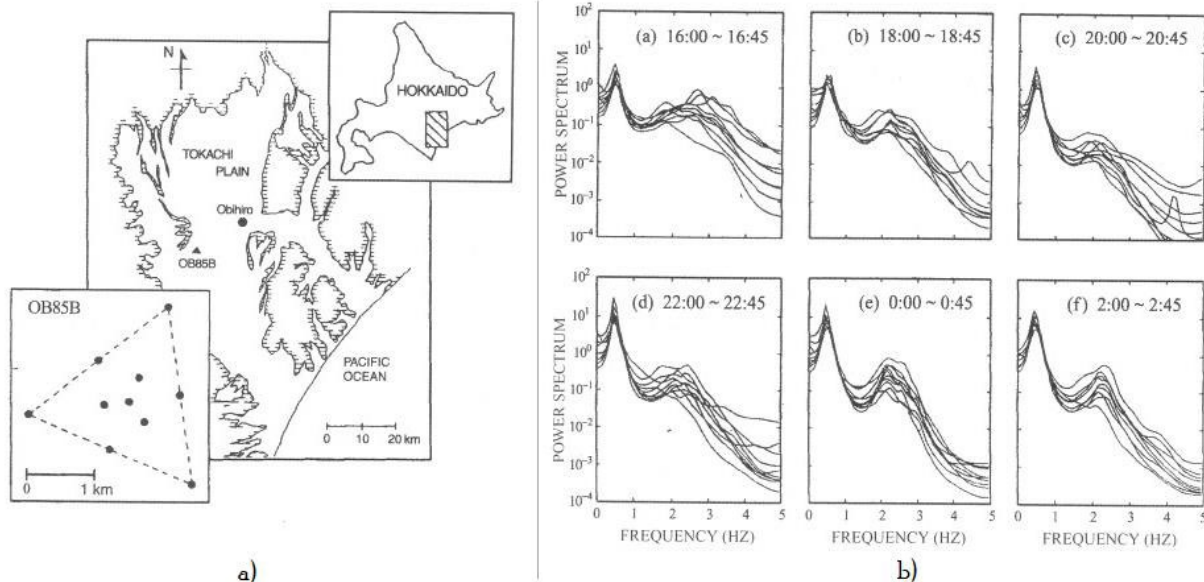


Figura 2.7 – Variabilità dei microtremori registrati in dieci differenti stazioni nei pressi di Obihiro (Giappone) nell'arco di una giornata (Figura ridisegnata da Okada, 2003).

2.1.3 Spettro dei microtremori

Le onde contenute nel rumore sismico sono generate da sorgenti di intensità casuale, così come casuale è la loro distribuzione sia nel dominio spaziale sia in quello temporale; inoltre, esse si propagano in mezzi caratterizzati da condizioni geologiche estremamente variabili. Di conseguenza, il rumore sismico presenta una struttura molto complessa e non può essere descritto mediante semplici equazioni matematiche; in particolare, l'ampiezza del rumore non è prevedibile. Il rumore sismico è pertanto di natura stocastica, ossia caratterizzato da ampiezza indeterminata e non ripetibile.

Sebbene l'approccio statistico presenti alcune difficoltà intrinseche, diversi autori (Yaglom, 1962; Priestley, 1981; Sunahara, 1981) hanno evidenziato come l'utilizzo di operatori statistici consenta di ridurre la complessità del problema. In tale contesto, l'ampiezza del rumore può essere considerata come una variabile aleatoria, alla quale è possibile associare una funzione di densità di probabilità.

Nogoshi e Igarashi (1970) hanno mostrato che la distribuzione in frequenza dell'ampiezza del rumore tende asintoticamente a una distribuzione normale all'aumentare della dimensione del campione. Sakaji (1998) ha studiato la stabilità temporale del rumore determinando la distribuzione in frequenza dell'ampiezza, trattata come variabile aleatoria, e la corrispondente funzione di autocorrelazione (Figure 2.8 e 2.9).

Dalle Figure 2.8 e 2.9 risulta chiaramente che il valore medio, la varianza e la funzione di autocorrelazione dell'ampiezza dei microtremori rimangono costanti per intervalli di campionamento della durata di 10 minuti, indicando che i microtremori soddisfano le proprietà di un processo stocastico stazionario. La stazionarietà del segnale è stata analizzata anche da Parolai e Galiana-Merino (2006), i quali hanno evidenziato come la stazionarietà possa essere raggiunta con tempi di registrazione dell'ordine di un'ora.

È inoltre importante sottolineare che la distribuzione in frequenza dell'ampiezza dei microtremori può discostarsi in modo significativo da una distribuzione normale qualora durante l'acquisizione interferiscano impulsi transitori, quali il passaggio di una persona o di un veicolo in movimento. Pertanto, i microtremori possono essere analizzati nell'ambito della teoria dei processi stocastici (Yaglom, 1962; Priestley, 1981; Sunahara, 1981) e ne può essere determinata la rappresentazione spettrale.

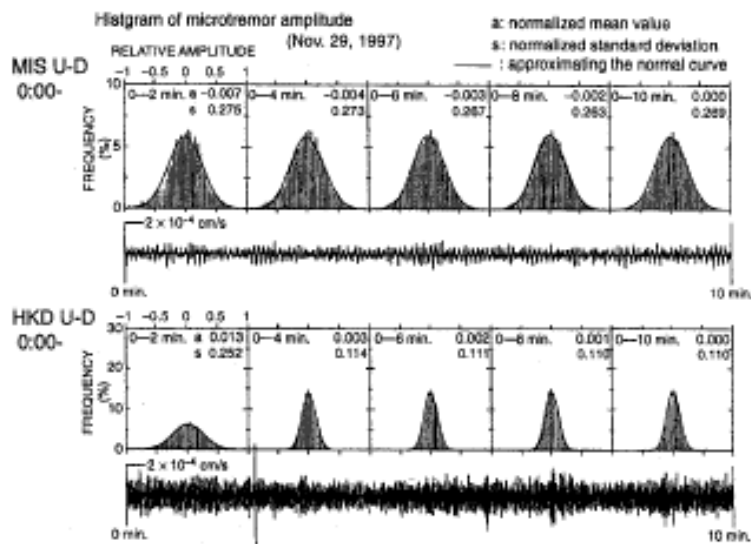


Figura 2.8 – Regrazioni di microtremori della durata di 10 minuti e istogrammi delle rispettive ampiezze. La curva rappresenta la funzione di densità di probabilità ottenuta assumendo una distribuzione gaussiana dell'istogramma (Figura ridisegnata da Okada, 2003).

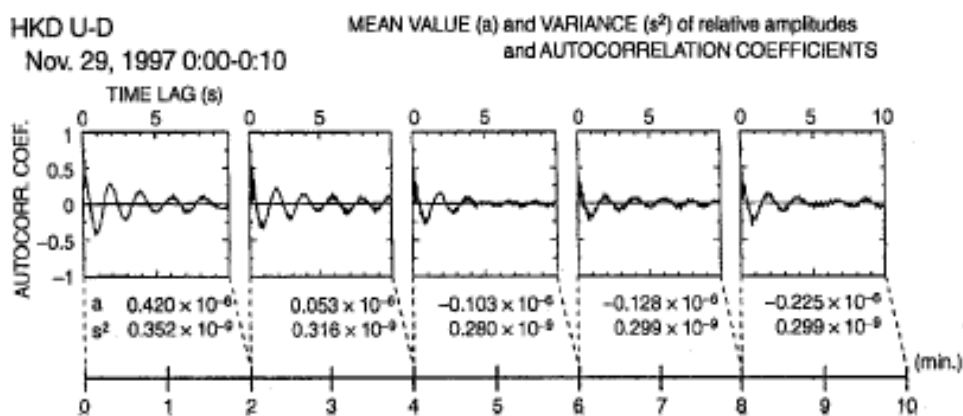


Figura 2.9 – Coefficiente di autocorrelazione di una registrazione di microtremori (Figura ridisegnata da Okada, 2003).

2.2 Metodi empirici per la caratterizzazione di sito

Per la valutazione degli effetti di sito possono essere impiegate diverse tipologie di metodi, tra cui approcci sperimentali-empirici, empirici, semi-empirici, teorici e ibridi; per una trattazione approfondita si rimanda a Pitilakis (2004). In questo capitolo vengono discussi alcuni metodi appartenenti alla categoria sperimentale-empirica. L'insieme dei metodi sperimentali per la stima degli effetti di sito può essere generalmente suddiviso in due principali sottocategorie, a seconda che richiedano o meno un sito di riferimento, rispetto al quale vengono stimati gli effetti locali negli altri siti (si veda, ad esempio, Parolai, 2012).

Il metodo con sito di riferimento si basa sul confronto tra registrazioni effettuate in siti prossimi tra loro, "per i quali gli effetti di sorgente e di percorso possono essere considerati identici" (Bard, 1994), mediante il calcolo di rapporti spettrali delle componenti omologhe; tale approccio è noto come metodo del Rapporto Spettrale Standard (Standard Spectral Ratio, SSR).

Poiché anche i siti su roccia spesso possono presentare una propria risposta sismica a causa anche dell'effetto topografico, sono stati sviluppati diversi metodi che non richiedono l'utilizzo di un sito di riferimento. Tra questi, uno dei più diffusi è il metodo del Rapporto Spettrale a singola stazione (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio, HVSr).

Nella comunità scientifica esiste un'ampia bibliografia relativa al confronto tra applicabilità e affidabilità dei metodi SSR e HVSr, che rappresentano i più comuni approcci sperimentali per la stima dell'amplificazione di sito dovuta alle condizioni locali del sottosuolo. Numerosi autori

hanno confrontato le risposte di sito ottenute mediante tecniche con e senza sito di riferimento (Field e Jacob, 1995; Bonilla et al., 1997; Riepl et al., 1998; Triantafyllidis et al., 1999; Parolai et al., 2000, 2001a, 2004; Bindi et al., 2009), mostrando che SSR e HVSR applicati alla porzione di onde S delle registrazioni sismiche forniscono generalmente risposte di sito con forme simili. Secondo Parolai (2012), entrambi i metodi consentono una stima coerente della frequenza fondamentale di risonanza del sito, sebbene l'HVSR tenda a sottostimare il fattore di amplificazione rispetto al metodo SSR.

2.2.1 Metodo del Rapporto Spettrale con stazione di riferimento (SSR)

Numerosi autori (Pitilakis, 2004; Parolai, 2012) hanno confermato che il metodo del Rapporto Spettrale Standard (Standard Spectral Ratio, SSR), appartenente alla categoria delle tecniche con sito di riferimento, rappresenta uno degli approcci più diffusi e utilizzati per la caratterizzazione sismica di sito. Il metodo è definito come il rapporto diretto tra gli spettri di ampiezza della stessa componente del moto sismico, registrata in occasione dello stesso evento sismico in due stazioni prossime tra loro, una ubicata su suolo soffice e l'altra su roccia affiorante. Le due componenti orizzontali possono essere analizzate separatamente oppure combinate (Figura 2.11). Come affermato da Bard (1994), “se il sito di riferimento è privo di effetti di sito, tali rapporti spettrali costituiscono una stima affidabile della risposta di sito”.

Il metodo SSR, introdotto da Borchardt (1970), è uno degli approcci più noti per la determinazione della funzione di sito. Poiché l'informazione di sorgente è identica per entrambe le registrazioni e, nel caso di siti sufficientemente vicini, anche gli effetti di propagazione possono essere considerati equivalenti, il rapporto tra gli spettri di ampiezza di Fourier esprime esclusivamente l'effetto delle condizioni locali del sottosuolo nel sito in esame.

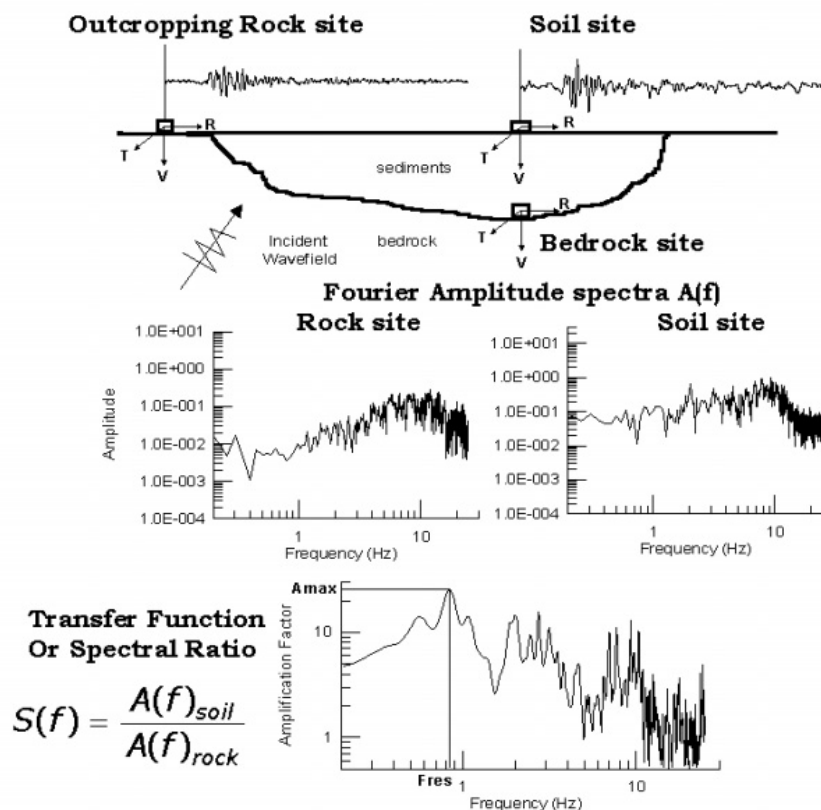


Figura 2.11 – Schema generale del metodo del Rapporto Spettrale Standard (SSR) (Figura ridisegnata da Pitilakis, 2004).

In linea teorica, il metodo SSR è applicabile unicamente a casi in cui siano disponibili dati acquisiti da array locali densi, comprendenti almeno una stazione installata su roccia rigida affiorante, definita come stazione di riferimento. Secondo Pitilakis (2004), nel caso di una

stazione di riferimento superficiale, l'applicazione del metodo richiede il rispetto di alcune condizioni fondamentali:

- (i) devono essere disponibili registrazioni simultanee sia nel sito su suolo soffice sia nel sito di riferimento;
- (ii) il sito di riferimento non deve presentare effetti di sito, né di natura stratigrafica né topografica;
- (iii) affinché gli effetti di propagazione dell'energia sismica possano essere considerati equivalenti nei due siti, la distanza tra il sito su suolo soffice e il sito di riferimento deve essere inferiore alla distanza epicentrale.

Poiché la condizione (iii) risulta spesso difficile da soddisfare, Steidl et al. (1996) hanno sottolineato come una valutazione accurata del sito di riferimento sia indispensabile per una corretta stima dell'amplificazione nei siti sedimentari.

Borcherdt (1970) ha mostrato che, tra la sorgente sismica $i(t)$ e il sismogramma registrato $s(t)$, i principali effetti osservabili sono riconducibili alla crosta terrestre $he(t)$, alla geologia del sito di registrazione $hg(t)$ e alla risposta strumentale $hr(t)$. Assumendo che ciascun contributo possa essere approssimato come un sistema lineare, ciascun effetto è descritto da una risposta impulsiva unitaria. Il sismogramma finale può pertanto essere espresso come la convoluzione (*) tra tali contributi:

$$s(t) = i(t) * he(t) * hg(t) * hr(t) \quad \text{Eq. 2.1}$$

Nel dominio delle trasformate di Fourier, l'equazione precedente assume la forma:

$$S(f) = I(f) H_e(f) H_g(f) H_r(f) \quad \text{Eq. 2.2}$$

Indicando con $S_s(f)$ e $S_b(f)$ le trasformate di Fourier di due sismogrammi registrati rispettivamente su un sito sedimentario e su una stazione di riferimento su roccia, relativi alla stessa sorgente, il rapporto tra i loro valori assoluti si riduce a:

$$\frac{S_s(f)}{S_b(f)} = \frac{H_{gs}(f)}{H_{gb}(f)} \quad \text{Eq. 2.3}$$

a condizione che vengano utilizzati strumenti di registrazione analoghi nei due siti e che il percorso di propagazione attraverso la crosta terrestre sia sostanzialmente identico (Borcherdt, 1970). Poiché la roccia rigida modifica le caratteristiche in frequenza del segnale in misura molto minore rispetto a uno spesso strato soffice, il rapporto espresso nell'equazione (2.3) fornisce una stima della risposta in ampiezza del sito sedimentario.

Bard (1999) ha descritto il principio di base di queste tecniche considerando che lo spettro di ampiezza del moto sismico registrato $R_{ij}(f)$, per una rete di I siti che hanno registrato J eventi, possa essere espresso come:

$$R_{ij}(f) = E_{ij}(f) \cdot P_{ij}(f) \cdot S_i(f) \quad \text{Eq. 2.4}$$

dove $E_{ij}(f)$ rappresenta la funzione di sorgente, $P_{ij}(f)$ il termine di propagazione sorgente-sito e $S_i(f)$ il contributo degli effetti di sito locali. Scrivendo l'equazione (2.4) in forma logaritmica si ottiene una semplice relazione lineare (Bard, 1994):

$$\ln R_{ij}(f) = \ln E_{ij}(f) + \ln P_{ij}(f) + \ln S_i(f) \quad \text{Eq. 2.5}$$

Se la distanza tra il sito in esame e il sito di riferimento è piccola rispetto alla distanza sorgente-sito, la funzione di sorgente $E_j(f)$ e il termine di propagazione $P_{ij}(f)$ possono essere

considerati indipendenti dal sito; in tal caso, il rapporto tra gli spettri di ampiezza fornisce direttamente la funzione di trasferimento del sito.

Seguendo la formulazione e la notazione adottate da Parolai (2012), il rapporto tra le ampiezze spettrali di due sismogrammi registrati nello stesso evento i , rispettivamente in un sito sedimentario j e in una stazione di riferimento su roccia k , alla distanza ipocentrale r , può essere espresso nel dominio delle frequenze come:

$$\frac{U_{ij}(f,r)}{U_{ik}(f,r)} = \frac{S_i(f)Z_j(f)A_{ij}(f,r)}{S_i(f)Z_k(f)A_{ik}(f,r)} \quad \text{Eq. 2.6}$$

dove $U_{ij}(f,r)$ rappresenta l'ampiezza spettrale del moto del suolo osservato nel sito j per l'evento i , $S_i(f)$ è la funzione di sorgente, $Z_j(f)$ la risposta di sito e $A_{ij}(f,r)$ un termine che tiene conto dell'attenuazione lungo il percorso sorgente-sito. In termini di spettro di Fourier, il sismogramma registrato in una stazione può dunque essere interpretato come la convoluzione di tre contributi: sorgente, percorso e risposta di sito. Come chiaramente indicato da Parolai (2012), qualora le stazioni siano sufficientemente vicine e il sito di riferimento non sia affetto da effetti di sito, si può assumere $Z_k(f)=1$ e $A_{ij}(f,r) \approx A_{ik}(f,r)$.

2.2.2 Metodo del Rapporto Spettrale a singola stazione (HVSR)

Sulla base degli sviluppi nelle applicazioni ingegneristiche introdotti da Gutenberg (1958) e Kanai e Tanaka (1961), il metodo a singola stazione basato sull'utilizzo dei microtremori fu adottato per la prima volta da Nogoshi e Igarashi (1970, 1971). Tale approccio è oggi noto come metodo del Rapporto Spettrale Orizzontale-Verticale (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio, HVSR). Esso consiste nel determinare il rapporto tra le ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e quella verticale del moto sismico.

Il metodo è stato successivamente sviluppato come strumento per la stima della risposta di sito delle onde S da Nakamura (1989), che ne ha mostrato l'efficacia nel determinare la frequenza di risonanza di coperture sedimentarie soffici sovrastanti un bedrock rigido; per tale motivo l'HVSR è spesso indicato anche come metodo di Nakamura. Nella sua formulazione originaria, Nakamura (1989) propose l'utilizzo del rapporto spettrale tra le componenti orizzontali e verticali delle registrazioni di rumore ambientale. Dopo il terremoto di Guerrero-Michoacán del 1985, il metodo HVSR ha conosciuto un'ampia diffusione (Bard, 1999), poiché consentiva misure semplici e a basso costo del rapporto spettrale del rumore sismico, coerenti con le osservazioni effettuate durante eventi sismici di forte intensità. Negli ultimi anni, il metodo è stato ampiamente utilizzato per valutare contrasti di impedenza sismica e stimare possibili effetti di sito.

Nel seguito verranno discussi i diversi aspetti del metodo HVSR; in particolare, saranno analizzati il fondamento teorico del metodo, la procedura adottata per il calcolo teorico del rapporto HVSR, le informazioni che possono essere ricavate mediante tale approccio e, infine, le procedure sperimentali per una stima affidabile della curva HVSR a partire da registrazioni di microtremori.

A partire dagli anni Cinquanta, alcuni autori (Kanai et al., 1954; Kanai e Tanaka, 1961) tentarono di stimare gli effetti di sito analizzando lo spettro assoluto dei microtremori. Questo approccio si basava su due assunzioni principali:

- (i) la componente orizzontale dei microtremori, per periodi inferiori a 1 s, è dovuta a onde di taglio incidenti verticalmente sulla superficie;
- (ii) lo spettro delle onde incidenti è di tipo bianco.

Sotto tali ipotesi, la componente orizzontale rifletterebbe direttamente la funzione di trasferimento dal sottosuolo al sito. Tuttavia, questo approccio presenta due debolezze fondamentali. In primo luogo, i microtremori contengono informazioni sia sulla funzione di eccitazione sia sulla funzione di trasferimento del sito (Udwadia e Trifunac, 1973). Inoltre, come discusso nella sezione precedente, i microtremori contengono una componente significativa di onde superficiali (Aki, 1957; Li et al., 1984; Horike, 1985; Yamanaka et al., 1994).

Nel tentativo di minimizzare l'influenza degli effetti di sorgente, Nogoshi e Igarashi (1970) proposero di normalizzare l'ampiezza spettrale della componente orizzontale mediante quella della componente verticale. Il metodo di stima del rapporto HVSR consiste nel determinare le due componenti orizzontali del moto, X_c e Y_c , combinarle per ottenere una singola componente orizzontale H_c e successivamente dividere quest'ultima per la componente verticale del moto. Il modulo di H_c può essere calcolato come media geometrica delle due componenti orizzontali:

$$H_c(f) = \sqrt{X_c(f) Y_c(f)} \quad \text{Eq. 2.7}$$

oppure come media quadratica:

$$H_c(f) = \sqrt{\frac{X_c^2(f) + Y_c^2(f)}{2}} \quad \text{Eq. 2.8}$$

Poiché gli autori riscontrarono una buona corrispondenza tra i massimi del rapporto HVSR e la frequenza fondamentale di risonanza delle onde S, il metodo venne introdotto per l'analisi delle strutture del sottosuolo e per una stima rapida degli effetti di sito. Il metodo divenne particolarmente diffuso dopo la revisione proposta da Nakamura (1989), che fornì una prima interpretazione teorica. Attraverso osservazioni sulla natura del rumore e mediante assunzioni di tipo semi-teorico, l'autore sostenne che la curva HVSR fosse in grado di stimare correttamente la funzione di trasferimento del sito per le onde S.

A partire dagli anni Novanta, grazie alla sua semplicità e al basso costo di applicazione, il metodo HVSR è stato ampiamente utilizzato per la stima della frequenza di risonanza di coperture poco consolidate (Delgado et al., 2000; Parolai et al., 2001; D'Amico et al., 2004, 2008; Gallipoli et al., 2002, 2011; Paolucci et al., 2015). Tuttavia, diversi ricercatori hanno espresso perplessità riguardo all'affidabilità del metodo, evidenziando la presenza di aspetti teorici e pratici che richiedono ulteriori approfondimenti. Per tali ragioni, la ricerca recente si è concentrata sulla comprensione dei processi fisici alla base del fenomeno (Field e Jacob, 1993; Nakamura, 1996, 2000; Bard, 1999; Fäh et al., 2001; Lunedei e Albarello, 2010; Albarello et al., 2011).

Bard (1999) ha fornito una rassegna completa delle basi teoriche del metodo e delle debolezze associate alle due principali interpretazioni contrapposte dell'HVSR. La prima, proposta da Nakamura (1989), si basa sul collegamento con le onde di volume e trascura il contributo delle onde superficiali; la seconda interpreta la curva HVSR in relazione alla curva di ellitticità delle onde di Rayleigh.

L'interpretazione proposta da Nakamura (1989) era inizialmente basata su tre assunzioni che diversi autori (Kudo, 1995; Bard, 1999) hanno ritenuto né appropriate né realistiche. Successivamente, Nakamura (1996) ha modificato la propria teoria proponendo una formulazione alternativa. In tale revisione, il rumore sismico viene separato in onde di volume (b) e onde superficiali (s), ed espresse le componenti verticale (S^{NV}) e orizzontale (S^{NH}) dello spettro di rumore come:

$$\begin{cases} S^{NH} = S_b^H(f) + S_s^H(f) = H_t(f)B^H(f) + S_s^H(f) \\ S^{NV} = S_b^V(f) + S_s^V(f) = V_t(f)B^V(f) + S_s^V(f) \end{cases} \quad \text{Eq. 2.9}$$

dove gli indici H e V indicano rispettivamente le componenti orizzontale e verticale; $H_t(f)$ e $V_t(f)$ rappresentano le vere funzioni di trasferimento (la funzione di trasferimento o di amplificazione rappresenta, in funzione della frequenza, il rapporto tra il moto osservato nel sito di interesse e quello osservato, per lo stesso evento, in un sito di riferimento posto alla stessa distanza dalla sorgente) per le componenti orizzontale e verticale; $B_H(f)$ e $B_V(f)$ indicano gli spettri delle onde di volume riferiti al sito di riferimento (roccia), mentre $S_s^H(f)$ e $S_s^V(f)$ rappresentano gli spettri delle onde superficiali.

Utilizzando le relazioni riportate in (1.168), dopo alcuni passaggi algebrici, il rapporto HVSR tra S^{NH} e S^{NV} può essere espresso come:

$$A^{NHV}(f) = \frac{|H_t A_R(f) + \beta A_s|}{\beta + V_t} \quad Eq.2.10$$

dove: A^{NHV} è il rapporto HVSR del rumore in un sito su roccia, β rappresenta la frazione di onde superficiali contenute nel rumore, misurata sulla componente verticale, ovvero $\beta = S_s^V(f)/B^V(f)$, A_s è il rapporto orizzontale/verticale dovuto esclusivamente alle onde superficiali, $A_s(f) = S_s^H(f)/S_s^V(f)$.

Nell'approccio di Nakamura, il passo successivo consiste, alla frequenza fondamentale f_0 , nell'assumere che:

$$A^{NHV}(f_0) = H_t(f_0) \quad Eq.2.11$$

ossia che il rapporto HVSR del rumore alla frequenza fondamentale coincida con la funzione di trasferimento del sito. Affinché tale uguaglianza sia valida, devono però essere soddisfatte le seguenti ipotesi:

- (i) la componente verticale non è amplificata alla frequenza f_0 ;
- (ii) il rapporto HVSR in un sito su roccia è pari a 1 alla frequenza f_0 ;
- (iii) β è molto minore di 1 alla frequenza f_0 ;
- (iv) il termine $\beta A_s(f_0)$ è molto minore di $H_t(f_0)$.

Le ipotesi (i) e (ii) possono essere accettate con una certa facilità sulla base dell'esperienza (Bard, 1999), mentre le ipotesi (iii) e (iv) sono state oggetto di numerose critiche in quanto più controverse. In particolare, la condizione (iii) risulta valida solo in presenza di un forte contrasto di impedenza tale per cui S_s^V si annulli in prossimità di f_0 ; in tale situazione, tuttavia, la condizione (iv) potrebbe non essere soddisfatta, poiché il termine $A_s(f_0) = S_s^H(f_0)/S_s^V(f_0)$ può assumere valori molto elevati. Poiché vale la relazione $S_s^H(f_0)/S_s^V(f_0) = S_s^H(f_0)/B^V(f_0)$, ciò implica che l'ampiezza delle onde superficiali è molto inferiore all'ampiezza verticale delle onde di volume su roccia, in particolare se confrontata con l'effettiva amplificazione delle onde S (Bard, 1999). Tuttavia, non vi è alcuna ragione per assumere che $S_s^H(f_0)/B^V(f_0)$ sia piccolo rispetto a $H_t(f_0)$; di conseguenza, $A^{NHV}(f_0)$ non può essere considerato un'approssimazione affidabile di $H_t(f_0)$. Infine, al variare della frequenza, la relazione $A^{NHV}(f) = H_t(f)$ non può essere ritenuta valida, poiché le ipotesi (iii) e (iv) non risultano compatibili con le curve di ellitticità delle onde di Rayleigh, come illustrato in Figura 2.12 (Bard, 1999).

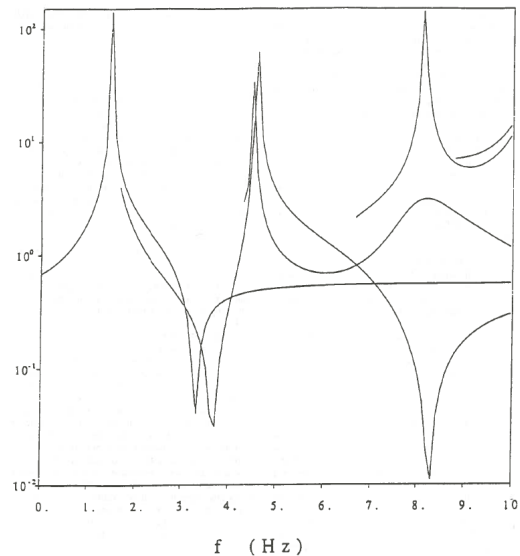


Figura 2.12 – Esempio di curve di ellitticità delle onde di Rayleigh per un semispazio stratificato, che mostrano il rapporto HVSR (in scala logaritmica) in funzione della frequenza. Le curve di ellitticità sono riportate per i primi cinque modi di Rayleigh. I picchi infiniti corrispondono all'annullamento della componente verticale, mentre i minimi marcati corrispondono all'annullamento della componente orizzontale (Figura ridisegnata da Bard, 1999).

Studi più recenti (Lunedei e Albarello, 2009, 2010; Albarello e Lunedei, 2010) hanno contribuito ad ampliare la comprensione della natura del rumore ambientale attraverso un'interpretazione della curva HVSR basata sulla modellazione teorica del campo di rumore. Albarello e Lunedei (2009) hanno considerato due delle principali interpretazioni della curva HVSR ottenuta da misure di rumore ambientale: la prima assume che le curve HVSR siano essenzialmente condizionate da onde di volume incidenti verticalmente sulla superficie libera; la seconda considera che le curve HVSR siano determinate dalle onde superficiali (Rayleigh e Love, con un contributo significativo dei modi superiori). Tali interpretazioni rappresentano approssimazioni utili dei processi fisici reali e la loro affidabilità deve essere verificata caso per caso. Per affrontare il problema, gli autori hanno sviluppato un modello in cui il rumore ambientale è descritto come il campo d'onda completo generato da una distribuzione casuale di sorgenti puntuali indipendenti, poste sulla superficie di un mezzo visco-elastico stratificato. Albarello e Lunedei (2009) hanno mostrato che le curve HVSR possono essere riprodotte in modo soddisfacente considerando esclusivamente onde superficiali, anche per frequenze superiori alla frequenza di risonanza. Gli autori hanno inoltre evidenziato che l'interpretazione basata sulle onde di volume descrive più accuratamente la curva HVSR in prossimità della frequenza di risonanza.

Infine, Lunedei e Albarello (2009, 2010) hanno mostrato che la curva HVSR dipende dall'estensione dell'area priva di sorgenti intorno al ricevitore e che il contributo energeticamente più significativo delle onde di volume proviene da sorgenti locali. Tale dipendenza della curva HVSR dalla distribuzione delle sorgenti implica che possano verificarsi variazioni significative della curva HVSR in presenza di attività antropiche nell'area di acquisizione del rumore ambientale. Tuttavia, tali variazioni modificano solo debolmente la posizione del massimo della curva HVSR, che rappresenta un indicatore significativo della frequenza di risonanza del terreno investigato, con un'incertezza dell'ordine del 10%.

Numerosi studi hanno investigato l'affidabilità del metodo HVSR in differenti contesti. Dravinski et al. (1996) hanno valutato la risposta dell'HVNR per diverse tipologie di onde incidenti in bacini profondi, dimostrando che il metodo di Nakamura è in grado di predire correttamente la frequenza fondamentale di risonanza di bacini sedimentari profondi. Ogawa et al. (1998) hanno stimato il picco di velocità orizzontale al suolo mediante l'integrazione del rapporto HVSR e proposto una metodologia per la stima della distribuzione regionale del picco di velocità orizzontale nella città di Kyoto durante il terremoto di Kobe del 1995. Malagnini et al. (1996) hanno utilizzato registrazioni di esplosioni, terremoti e rumore ambientale per valutare le funzioni di sito in una valle riempita da sedimenti pliocenici, applicando diverse tecniche spettrali. Chávez-García et al. (1996) hanno applicato tecniche spettrali per la valutazione non solo degli effetti unidimensionali, ma anche degli effetti topografici. Satoh et al. (2001) hanno fornito un'analisi completa e un confronto tra i risultati ottenuti con diverse tecniche spettrali.

Molti autori hanno stimato gli effetti di sito calcolando il rapporto spettrale di Fourier tra le componenti orizzontali e quella verticale di registrazioni di rumore ambientale, producendo mappe della frequenza di risonanza per vaste aree urbane (Parolai et al., 2001b – Colonia, Germania; Duval et al., 2001 – Caracas, Venezuela; Picozzi et al., 2008 – Istanbul, Turchia; Bonnefoy-Claudet et al., 2009; Pilz et al., 2009, 2010 – Santiago del Cile, Cile; Parolai et al., 2010b – Bishkek, Kirghizistan; Cadet et al., 2011 – Barcellona, Spagna; Gallipoli et al., 2020 – Matera, Italia; Gangone et al., 2023 – Villa d'Agri in Potenza, Italia). Inoltre, il metodo HVSR è stato ampiamente utilizzato per la valutazione degli effetti di sito in coperture poco consolidate, negli studi di microzonazione sismica e in seguito a emergenze sismiche (Gallipoli et al., 2002, 2011; Paolucci et al., 2015).

2.2.2.1 Procedure sperimentali per l'applicazione del metodo HVSR

Mucciarelli e Gallipoli (2001), nella loro analisi critica delle applicazioni del metodo HVSR negli anni precedenti, hanno evidenziato l'assenza di un consenso generale su standard condivisi per l'acquisizione e il trattamento dei dati. In particolare, nel confronto tra la tecnica HVSR e altre metodologie o modelli, gli autori sottolineano come non esista un'unica tecnica HVSR, bensì diverse sue varianti. Lo studio bibliografico condotto nell'ambito di questa tesi conferma tale osservazione. Come ulteriormente evidenziato dalla recente e ampia rassegna di Molnár et al. (2022), che verrà frequentemente richiamata in questa sezione, tra i metodi di caratterizzazione sismica di sito la tecnica HVSR non ha ancora raggiunto un consenso unanime all'interno della comunità scientifica tale da consentire la definizione di linee guida standardizzate e un utilizzo commerciale universalmente accettato.

L'assunzione di base del metodo è che la componente verticale del moto non sia amplificata alla frequenza f_0 , ovvero alla frequenza di risonanza del deposito di suolo, nei casi in cui la stratigrafia possa essere approssimata come piana e orizzontale e si possa assumere l'assenza di influenze esterne (presenza di edifici, alberi, impianti industriali, ecc.) legate alle condizioni del sito di misura.

Attualmente non esiste uno standard internazionale per la documentazione dei metadati associati a ciascuna registrazione di microtremiti. Tuttavia, esempi di schede di metadati di campo sono stati proposti nelle linee guida HVSR del progetto SESAME (2004) e in Canada (Perret, 2015). Una discussione approfondita di tali aspetti è riportata in Molnár et al. (2022), lavoro che, per completezza e autorevolezza, è stato assunto come riferimento principale in questa sezione.

Per quanto riguarda la strumentazione, lo strumento di registrazione più idoneo è un velocimetro a tre componenti, il cui rumore interno del sistema di acquisizione, nella banda di frequenze di interesse, deve essere significativamente inferiore al rumore registrato. I sismometri possono essere di tipo broadband (a bassa frequenza naturale) oppure short-period (a frequenza naturale più elevata). I primi sono generalmente raccomandati per siti caratterizzati da contrasti di impedenza profondi, mentre i secondi risultano più adatti a siti con contrasti di impedenza superficiali. Tuttavia, diversi studi (Castellaro e Mulargia, 2009a; Chatelain e Guillier, 2013; Molnár et al., 2020) hanno mostrato che picchi a bassa frequenza possono essere identificati anche mediante sismometri short-period. Strollo et al. (2008) suggeriscono, in particolare, l'utilizzo di sensori elettromagnetici short-period a 1 Hz piuttosto che a 2 o 4.5 Hz quando la banda di frequenze di interesse è compresa tra 0.1 e 1 Hz.

Molnár et al. (2022) riportano esempi in cui le curve HVSR medie ottenute da registrazioni simultanee di microtremiti effettuate con sismometri ad alta sensibilità e con sismometri short-period broadband, installati in posizioni immediatamente adiacenti, risultano pressoché identiche sia nella forma della curva HVSR sia nella frequenza del picco. Gli autori evidenziano tuttavia che, in siti caratterizzati da basso rumore sismico, una frequenza di risonanza molto bassa ($f_0 \approx 0.2-0.3$ Hz) può risultare mascherata dal rumore interno di un sismometro short-period a bassa sensibilità, indipendentemente dalla durata della registrazione. Ulteriori confronti tra sismometri broadband e short-period sono riportati in Castellaro e Mulargia (2009b) e Strollo et al. (2008).

La Figura 2.13 mostra uno schema proposto da Foti et al. (2018) che illustra diverse configurazioni di installazione dei sismometri finalizzate a mitigare gli effetti climatici. L'utilizzo di una copertura (ad esempio un secchio) può favorire l'ombreggiamento e la stabilità termica dello strumento, ma può anche trasmettere al terreno vibrazioni indotte dal vento o dall'impatto delle gocce di pioggia a causa della superficie esposta. Per ridurre tali disturbi, il tecnico può attendere condizioni meteorologiche più favorevoli o utilizzare una protezione con minori punti di contatto, come un ombrello (Molnár et al., 2022).

Alcuni studi (Castellaro e Mulargia, 2009b; Piña-Flores et al., 2020) hanno mostrato che misure effettuate su pavimentazioni stradali rigide o marciapiedi poggianti su terreni più soffici possono generare un'inversione di velocità nel sottosuolo, che si manifesta come una de-

amplificazione della curva HVSR (valori inferiori all'unità) per frequenze superiori a f_0 , senza tuttavia influenzare la stima della frequenza di risonanza (Chatelain et al., 2008). Una de-amplificazione della curva HVSR osservata su terreno naturale può invece essere indicativa della presenza di inversioni di velocità naturali o di zone a bassa velocità (Molnár et al., 2022). Per tali ragioni, Chatelain et al. (2008) raccomandano di evitare, o quantomeno ridurre al minimo, tutti i fattori che possano degradare l'accoppiamento sensore-suolo o violare il requisito di condizioni di campo libero.

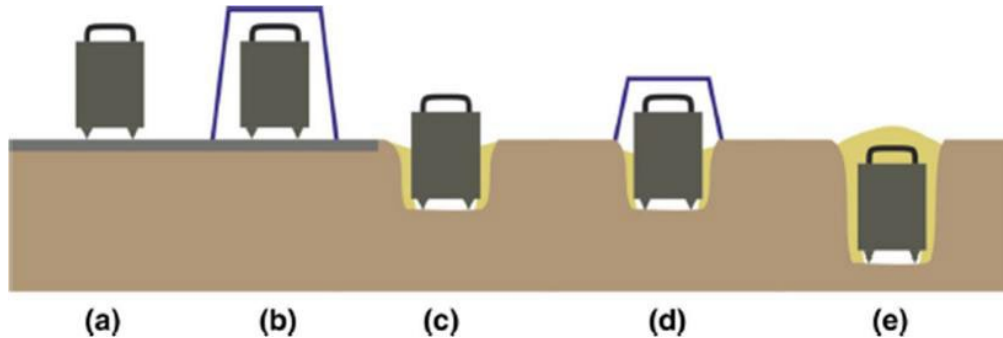


Figura 2.13 – Diverse configurazioni di installazione per misure di rumore ambientale a singola stazione: (a) meno desiderabile; (b) senza riempimento e coperta; (c) con riempimento; (d) con riempimento parziale e coperta; (e) più desiderabile, sebbene rara, con riempimento (Figura ridisegnata da Foti et al., 2018).

L'installazione del sensore prevede il livellamento accurato dello strumento nel punto di misura, la scelta di un sito che garantisca condizioni di campo libero e un accoppiamento ottimale con il terreno. A tal fine, la vegetazione deve essere rimossa e la base o i piedini dello strumento devono essere ben infissi nel suolo. Il sensore deve inoltre essere protetto da variazioni di temperatura, vento, vibrazioni dei cavi e impatti dovuti alla pioggia (Mucciarelli et al., 2005; Chatelain et al., 2008). Un ulteriore criterio generale consiste, ove possibile, nel collocare il punto di misura a una distanza almeno pari all'altezza della struttura più vicina, poiché la frequenza di risonanza della struttura può manifestarsi nella curva HVSR (Chatelain et al., 2008; Castellaro e Mulargia, 2010). Molnár et al. (2022) forniscono infine una tabella esaustiva (adattata da Koller et al., 2004) dei parametri di acquisizione e della loro influenza sui risultati HVSR.

Mucciarelli (1998) e Bard (1999) hanno descritto procedure sperimentali per la registrazione del rumore sismico e tecniche per l'analisi dei dati. Successivamente, Mucciarelli e Gallipoli (2001), SESAME (2005) e Picozzi et al. (2005b) hanno proposto diversi protocolli statistici e sperimentali per l'applicazione del metodo del rapporto spettrale HVSR. Sebbene tali approcci differiscano tra loro, essi consentono di ottenere curve HVSR affidabili e di stimare in modo robusto la frequenza fondamentale f_0 . Picozzi et al. (2005b) hanno inoltre analizzato le proprietà statistiche del rapporto spettrale HVSR al fine di definire strategie ottimali di elaborazione dei dati e identificare possibili artefatti.

Alcuni autori hanno mostrato che, in presenza di una sorgente vicina che produce un elevato livello di rumore, il ramo a bassa frequenza della curva HVSR presenta una maggiore incertezza (Castellaro e Mulargia, 2009b). D'altro canto, Lunedei e Albarello (2010) hanno evidenziato che la presenza di sorgenti influenza entrambe le parti della curva HVSR, ovvero sia alle frequenze inferiori sia a quelle superiori a f_0 . Mihaylov et al. (2016) hanno ipotizzato che le onde sismiche generate da sorgenti prossime al sito di misura si propaghino prevalentemente negli strati più superficiali, mascherando i picchi associati a strutture più profonde.

In generale, considerando le fasi di elaborazione coinvolte nel calcolo di una curva HVSR, è necessario tenere in considerazione alcuni parametri fondamentali: la lunghezza delle finestre temporali, la selezione delle finestre, lo smoothing spettrale e la modalità di media delle componenti orizzontali. La lunghezza delle finestre temporali dovrebbe essere almeno pari a dieci volte il periodo fondamentale ($T_0 = 1/f_0$), come indicato da SESAME (2004). Picozzi et al. (2005b) hanno mostrato che una curva HVSR stabile si ottiene utilizzando almeno 20 finestre temporali, assumendo che siano necessarie 15–20 finestre per raggiungere una statistica di tipo

gaussiano. Molnár et al. (2022) hanno utilizzato finestre temporali di durata compresa tra 30 e 60 s, con un minimo di 20–50 finestre, al fine di garantire la stabilità statistica dei risultati.

La scelta della lunghezza delle finestre temporali rappresenta un compromesso tra risoluzione spettrale e significatività statistica; pertanto, è generalmente consigliabile registrare almeno 15 minuti di dati di microtremore. Siti caratterizzati da frequenze di risonanza molto basse possono tuttavia richiedere durate di registrazione dell'ordine di un'ora o superiori, al fine di disporre di un numero sufficiente di finestre per un'elaborazione affidabile.

Le finestre temporali non stazionarie o spurie, quali segmenti di segnale caratterizzati da ampiezze molto elevate alle basse frequenze (ad esempio effetti del vento), da ampiezze anormalmente basse (problemi strumentali) o da un'elevata ampiezza su un ampio intervallo di frequenze (ad esempio segnali saturi dovuti a sorgenti vicine), possono essere rimosse mediante algoritmi di anti-triggering (Mihaylov et al., 2016; Vallianatos e Hloupis, 2009). Tuttavia, alcuni autori (ad esempio Mucciarelli e Gallipoli, 2004) suggeriscono di non eliminare le finestre contenenti rumore transitorio, poiché le informazioni in esse contenute possono contribuire a migliorare l'accordo tra HVSR ed EHVSr introducendo una maggiore componente di onde di volume (Satoh et al., 2001). Parolai e Galiana-Merino (2006) hanno osservato che, quando viene utilizzato un numero sufficientemente elevato di finestre temporali, i segnali transitori hanno un'influenza limitata sulla curva HVSR media. Parolai et al. (2009) hanno inoltre indicato che i segnali transitori possono amplificare il rapporto HVSR alle basse frequenze, ma non compromettono la stima della frequenza fondamentale.

Per quanto riguarda lo smoothing spettrale, Konno e Ohmachi (1998) hanno sviluppato la procedura di smoothing logaritmico in frequenza oggi più diffusa, che consente di evitare distorsioni dell'ampiezza dei picchi indipendenti dalla frequenza. Il coefficiente di smoothing b controlla il grado di levigatura: valori bassi di b producono curve molto lisce e spettri uniformi, mentre valori elevati generano spettri più irregolari. Konno e Ohmachi (1998) utilizzarono $b=20$ nel loro lavoro originale; tuttavia, i risultati mostrano chiaramente che valori di $b<30$ tendono a distorcere i picchi HVSR. Nella pratica, valori di b pari a 40 sono comunemente adottati.

Un ruolo cruciale è infine svolto dalla selezione del picco di frequenza minima f_0 della curva HVSR. Sebbene non rappresenti un parametro di calcolo in senso stretto, f_0 costituisce il principale risultato dell'analisi HVSR. Tale frequenza è interpretata come la frequenza fondamentale del sito ed è associata all'ampiezza A_0 , che viene utilizzata esclusivamente come indicatore qualitativo dell'intensità del contrasto di impedenza, e non come misura diretta dell'amplificazione del sito suolo-roccia. Prima dell'interpretazione, è necessario verificare che ciascun picco di frequenza abbia un'origine stratigrafica naturale. Una possibile verifica consiste nel rielaborare la curva HVSR utilizzando uno smoothing ridotto: se il picco è di origine antropica, esso tende a diventare più acuto; ciò non avviene, invece, per un picco di origine stratigrafica (SESAME, 2004).

Un approccio di tipo qualitativo consiste nell'interpretare la curva HVSR congiuntamente alle singole curve spettrali di Fourier delle tre componenti del moto. Gli spettri orizzontali dovrebbero mostrare un massimo locale nel caso in cui il campo d'onda sia dominato da onde SH; un comportamento analogo è indicativo della presenza di onde di Love (Molnár et al., 2022). I picchi HVSR derivano infatti dall'amplificazione delle componenti orizzontali del moto.

Nel caso in cui il campo d'onda sia dominato da onde di Rayleigh, la componente verticale dello spettro si riduce in corrispondenza della frequenza di risonanza e la firma spettrale del picco HVSR assume una tipica forma “a occhio”, caratterizzata da componenti orizzontali maggiori rispetto a quella verticale (Castellaro e Mulargia, 2009b). Gli stessi autori sottolineano che *“questa forma a occhio rappresenta sempre una chiara firma di un picco HVSR di origine stratigrafica”*. La Figura 2.14 mostra un esempio di picco con tipica forma a occhio associato a onde di Rayleigh e di origine stratigrafica.

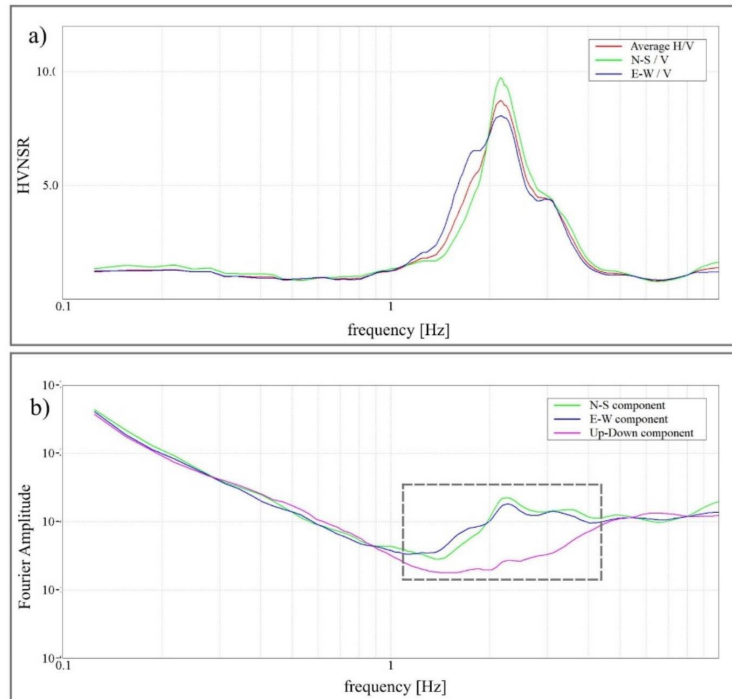


Figura 2.14 - (a) Curva HVSR media (linea rossa), curva VNSR Nord-Sud (linea verde) e curva VNSR Est-Ovest (linea blu); (b) spettri di Fourier medi nel tempo delle singole componenti, con tipica forma a “occhio” evidenziata nel riquadro grigio scuro.

Il caso dei segnali prodotti da impianti industriali è differente, poiché tali segnali possono propagarsi a grandi distanze dalla sorgente e influenzare i dati di microtremore anche a distanze di diversi chilometri, in particolare alle basse frequenze (lunghezze d’onda elevate) (Bokelmann e Baisch, 1999; Cornou et al., 2004).

Le linee guida SESAME project (2004) forniscono tre criteri per la valutazione dell’affidabilità dell’identificazione delle curve HVSR (Figura 2.15). Pertanto, oltre alla regolazione dei parametri di elaborazione, l’affidabilità della curva HVSR può essere migliorata applicando i criteri suggeriti dalle linee guida SESAME (2004). Uno schema ancora più conservativo per la classificazione dell’affidabilità dei risultati è stato proposto da Albarello et al. (2011).

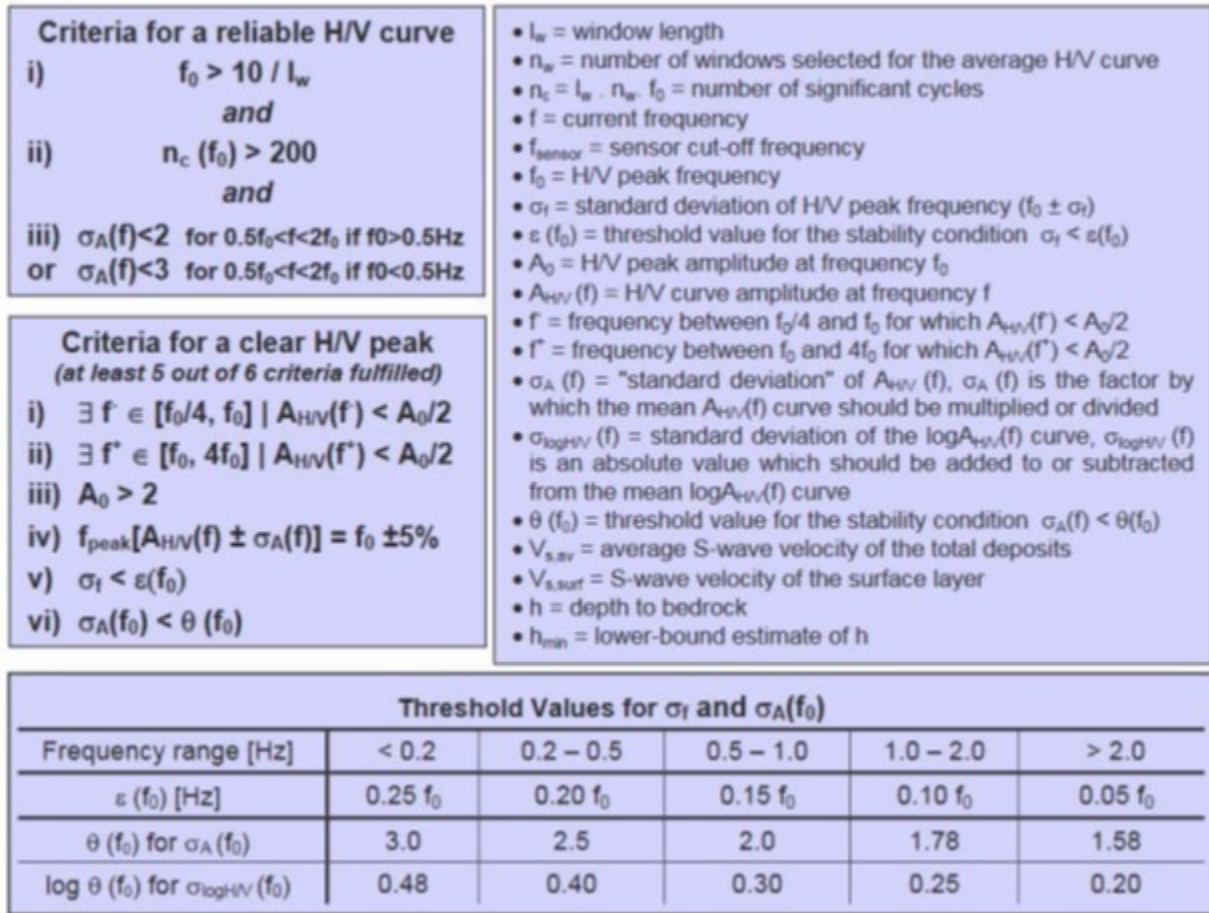


Figura 2.15 - Tre criteri per l'affidabilità di una curva HVSR e sei criteri per l'identificazione chiara di un picco HVSR secondo le linee guida SESAME (2004).

Gli autori hanno definito uno schema di classificazione articolato in tre classi (A, B, C), al fine di fornire un'indicazione immediata della qualità delle singole misure: affidabile (A), dubbia (B), scadente (C), e ridurre il rischio di interpretazioni errate. Tale schema è stato utilizzato, ad esempio, per selezionare 193 curve HVSR utilizzabili su 223 stazioni accelerometriche italiane (Puglia et al., 2011).

Per quanto riguarda le condizioni stratigrafiche 1D e 2D/3D, la valutazione degli effetti ad esse associati è cruciale per evitare interpretazioni stratigrafiche errate. Molnár et al. (2022) sconsigliano la selezione di f_0 da curve caratterizzate da plateau, in quanto non esiste una procedura standardizzata per la definizione della frequenza di risonanza in presenza di picchi ampi. In generale, picchi irregolari e forti differenze tra le curve HVSR ottenute lungo direzioni ortogonali sono indicativi di eterogeneità laterale.

Infatti, quando le condizioni di omogeneità laterale del sottosuolo non sono soddisfatte, le informazioni sulla geometria e sulle proprietà meccaniche del sottosuolo contenute negli spettri delle singole componenti possono condurre a interpretazioni errate se le componenti vengono combinate (Sgattoni e Castellaro, 2020). Molnár et al. (2022) hanno fornito una dimostrazione sintetica della variabilità delle curve HVSR in condizioni di sito 1D e 2D/3D, mostrando due insiemi di curve ottenute in siti caratterizzati rispettivamente da topografia piana (1D) e inclinata (2D/3D). Nel primo caso, la frequenza fondamentale risulta coerente tra tutti i punti analizzati (~ 1.5 Hz), indicando condizioni di sito 1D omogenee; nel secondo caso, si osserva una maggiore variabilità tra le curve HVSR, con picchi più ampi e meno definiti, indicativi di effetti 2D/3D. Attraverso un'analisi di clustering, gli autori hanno individuato fino a otto sottogruppi di curve HVSR differenti, confermando una marcata dipendenza spaziale delle HVSR nel sito di studio e la necessità di un'analisi direzionale per la corretta interpretazione degli effetti 2D/3D.

Infine, per studi condotti a scala più ampia, quali le microzonazioni sismiche regionali (ad esempio Roca e Oliveira, 2001; Moscatelli et al., 2020) o studi a scala urbana (Gallipoli et al.,

2019), si raccomanda di effettuare inizialmente misure con passo spaziale più ampio, da infittire successivamente nelle aree in cui si osservano rapide variazioni della frequenza fondamentale f_0 . L'interpretazione della variabilità spaziale di f_0 può infatti essere utilizzata come indicatore della variabilità geologica del sito (Gallipoli et al., 2019).

2.2.3 Analisi, procedure e strumentazione per l'applicazione del metodo HVSR

Tutte le analisi presentate in questa tesi sono state effettuate utilizzando il software *GRILLA*, fornito in dotazione con il tromografo digitale TROMINO, strumento con cui sono state eseguite tutte le registrazioni di microtremore analizzate mediante il metodo HVSR. Il TROMINO è un dispositivo progettato specificamente per questo tipo di applicazioni ed è caratterizzato da elevata portabilità: privo di cavi esterni, compatto (dimensioni $10 \times 7 \times 14$ cm, peso 1 kg), è costituito da tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri), alimentato da due batterie da 1.5 V e dotato di antenna GPS interna (Figura 2.16). Tali caratteristiche consentono l'esecuzione di misure in qualunque tipo di terreno e su pendenze elevate, anche in siti non accessibili a strumentazione pesante installata su veicoli. L'intero processo di acquisizione può essere gestito da un singolo operatore e la rapidità di installazione e registrazione (pochi minuti per l'installazione e decine di minuti per l'acquisizione completa) permette di effettuare un elevato numero di misure in tempi ridotti e a costi contenuti. Di seguito viene descritta sinteticamente la procedura di analisi adottata.



Figura 2.16 – Tromografo digitale TROMINO utilizzato per le registrazioni.

Per la banda di frequenze di interesse ingegneristico (generalmente 0.1–10 Hz), la lunghezza delle finestre temporali estratte dalle registrazioni è stata scelta compresa tra 20 e 60 s. Tale intervallo rappresenta un compromesso adeguato tra la risoluzione in frequenza delle curve HVSR e una durata complessiva della registrazione non eccessiva. Le registrazioni di rumore sismico sono state preliminarmente trattate mediante rimozione del trend lineare (detrending) e applicazione di finestre di tapering, al fine di garantire la validità dell'assunzione di stazionarietà prima dell'applicazione della Trasformata Rapida di Fourier (FFT) per il calcolo delle ampiezze spettrali (Cooley e Tukey, 1965).

Le ampiezze spettrali orizzontali dei microtremori sono state combinate per la stima del rapporto HVSR utilizzando sia la media geometrica delle componenti orizzontali rispetto alla verticale:

$$\frac{H}{V}(f) = \frac{\sqrt{A_{NS}(f)A_{EW}(f)}}{A_z(f)} \quad Eq.2.12$$

sia la media quadratica (RMS) delle componenti orizzontali rispetto alla verticale:

$$\frac{H}{V}(f) = \frac{\sqrt{A_{NS}^2(f)A_{EW}^2(f)}}{A_z(f)} \quad Eq.2.13$$

dove $A_{NS}(f)$ e $A_{EW}(f)$ rappresentano gli spettri di ampiezza smussati delle componenti orizzontali Nord–Sud ed Est–Ovest, mentre $A_z(f)$ è lo spettro di ampiezza smussato della componente verticale.

Il numero di finestre temporali, e quindi la durata complessiva della registrazione, è stato scelto in modo da garantire la stabilità statistica del segnale. In questo lavoro sono stati selezionati tempi di registrazione pari a 16 minuti per misure su suolo e 14 minuti per misure su edifici. L’elevato numero di campioni consente di stimare un intervallo di confidenza del 95% della curva HVSR media (Figura 2.17), che rappresenta una misura dell’incertezza sperimentale associata alla stima di f_0 .

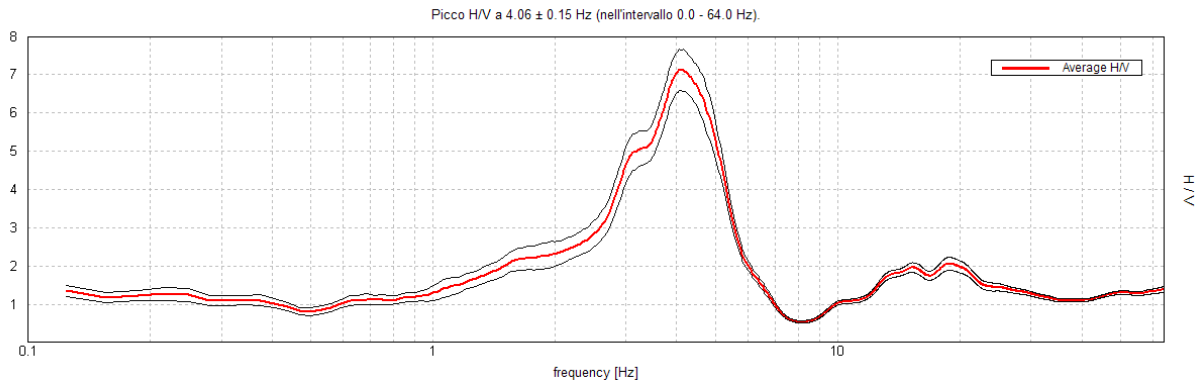
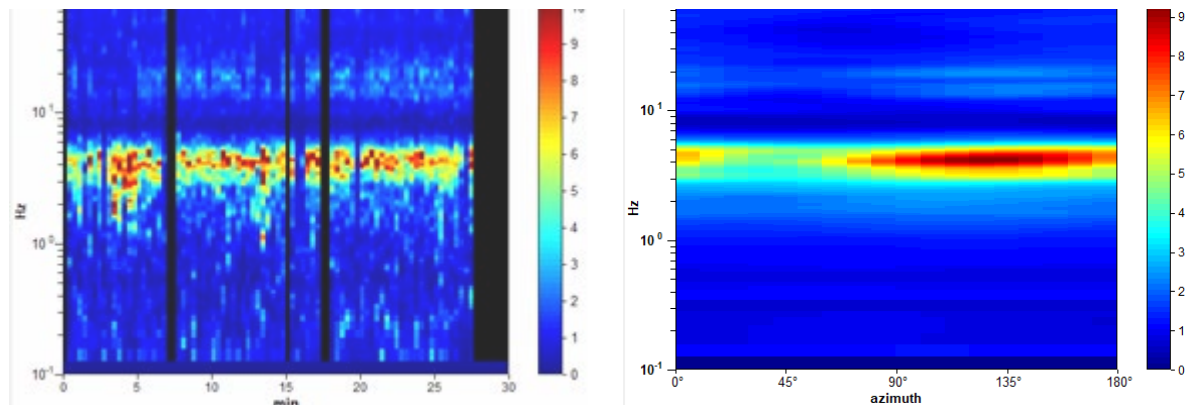


Figura 2.17 – Esempio di curva HVSR media sperimentale (linea rossa) e intervallo di confidenza al 95% rispetto al valore medio (linee nere).

Come discusso nel Capitolo 2, l’assunzione di stazionarietà temporale è fondamentale per tutte le metodologie di analisi dei microtremori. Fenomeni transitori intensi in prossimità dei sensori possono quindi condurre a stime errate del rapporto HVSR. Poiché la stabilità della frequenza del massimo HVSR è cruciale per una corretta stima di f_0 e, di conseguenza, dello spessore della copertura sedimentaria, l’utilizzo di massimi indotti da sorgenti transitorie può portare a interpretazioni geologiche errate. Per individuare ed escludere picchi HVSR non rappresentativi della struttura geologica, è stata analizzata la stazionarietà del rapporto spettrale nel tempo (Figura 2.18a). Inoltre, mediante un’analisi direzionale delle curve HVSR, è possibile evidenziare la presenza di sorgenti intense durante l’acquisizione dei dati. A tal fine, le componenti orizzontali del moto sono state ruotate nell’intervallo 0° – 180° e combinate per calcolare il rapporto HVSR a intervalli angolari regolari (Figura 2.18b).



a)

b)

Figura 2.18 – (a) Diagramma a contorni delle curve HVSR calcolate per ciascuna finestra temporale; la scala cromatica indica l'ampiezza HVSR. (b) Diagramma a contorni delle curve HVSR ottenute dalla rotazione e combinazione delle componenti orizzontali del moto; la scala cromatica indica l'ampiezza HVSR.

2.3 Tecniche di analisi dei dati di rumore sismico per la stima delle frequenze vibrazionali fondamentali sul suolo e su edifici della città di Potenza

La risposta dinamica di opere di ingegneria civile viene frequentemente valutata mediante modelli numerici. Tuttavia, l'elevata complessità di tali modelli non garantisce sempre una caratterizzazione strutturale affidabile né una descrizione pienamente realistica del comportamento della struttura. Per questo motivo, negli ultimi anni si è assistito a una crescente diffusione di tecniche sperimentali, che hanno riscosso un notevole successo. Tali approcci consentono di determinare i principali parametri strutturali di strutture e infrastrutture mediante metodi rapidi, non invasivi e a basso costo, basati su prove di tipo statico e sull'impiego di sensori leggeri. Queste tecniche permettono di stimare i parametri principali della struttura, sia in regime lineare sia non lineare, utilizzando dati acquisiti durante eventi sismici o mediante registrazioni di rumore ambientale (vento, microtremori, microseismi e altre sorgenti di rumore locale). In tal modo, le caratteristiche modali della struttura possono essere ricavate con strumentazione semplice e non invasiva. Le stesse prove possono essere condotte anche su edifici danneggiati, rendendo possibile la stima delle variazioni delle caratteristiche strutturali indotte dal danno. L'utilizzo combinato di differenti metodi di analisi offre un duplice vantaggio: (i) consente di valutare il comportamento della struttura o dell'infrastruttura a diverse scale e (ii) migliora e facilita l'interpretazione dei risultati ottenuti. L'impegno della comunità scientifica nello studio degli effetti di sito attivati da eventi sismici, finalizzato alla salvaguardia del patrimonio edilizio urbano mediante tecniche geofisiche orientate all'analisi della risonanza suolo-struttura, ha una lunga tradizione, come emerge dalla letteratura precedente. Negli ultimi anni, tuttavia, si è sviluppata una crescente consapevolezza della necessità di monitorare lo stato di salute delle strutture/infrastrutture mediante tecniche sperimentali non solo in condizioni di emergenza, ma anche — e soprattutto — in tempo di pace. Pertanto, in questo lavoro di tesi sono state utilizzate due tecniche sismiche per la caratterizzazione dinamica delle strutture: il Rapporto Spettrale a singola stazione (HVSR) e il Rapporto Spettrale Standard (SSR), registrando rumore sismico in entrambi i casi.

2.3.1 Metodo HVSR

In letteratura sono numerose le applicazioni della tecnica HVSR al rumore sismico registrato su strutture di ingegneria civile, in particolare su edifici, con l'obiettivo di caratterizzarne le frequenze fondamentali di oscillazione associate ai modi principali di vibrazione. Un approccio alternativo per la stima della frequenza fondamentale di un edificio è stato introdotto da Mucciarelli et al. (2001). Tale metodologia si basa essenzialmente su misure di microtremore effettuate a ciascun piano dell'edificio e analizzate secondo la tecnica proposta da Nakamura (2000), secondo la quale la funzione di risposta a un determinato piano può essere ottenuta calcolando il rapporto tra gli spettri di Fourier delle componenti orizzontali e verticali nello stesso punto, assumendo che la componente verticale non subisca amplificazioni significative durante la propagazione all'interno dell'edificio. Nakamura introdusse originariamente questa tecnica per valutare il fattore di amplificazione tra il suolo e i diversi piani di un edificio. Poiché il segnale di ingresso è assimilabile a rumore bianco, l'influenza della sorgente può essere trascurata.

Gallipoli et al. (2004) hanno condotto una serie di misure di rumore ambientale su edifici e strutture di ingegneria civile al fine di valutare l'affidabilità della determinazione delle frequenze fondamentali mediante l'osservazione dei rapporti spettrali orizzontale/verticale dei microtremori. Navarro et al. (2007) hanno studiato il comportamento dinamico di edifici in cemento armato nella città di Adra (Spagna sud-orientale) utilizzando misure di microtremore.

Oliveira e Navarro (2009) hanno stimato i periodi fondamentali di vibrazione di circa 200 edifici in cemento armato in Portogallo mediante l'applicazione in situ della tecnica HVSR. Gallipoli et al. (2009) hanno stimato le frequenze fondamentali di oltre 60 edifici esistenti in Italia analizzando misure di vibrazione ambientale tramite HVSR. Gosar et al. (2012) hanno determinato le frequenze fondamentali di circa 60 edifici in muratura in cinque città slovene mediante eccitazione da microtremore. Ditommaso et al. (2013) hanno stimato, tramite la tecnica HVSR, le frequenze fondamentali di 68 edifici con differenti caratteristiche (età, altezza e livello di danno) dopo il terremoto dell'Aquila del 2009, utilizzando registrazioni di rumore ambientale acquisite con un tromometro portatile a tre componenti. Stanko et al. (2017) hanno applicato il metodo HVSR per la determinazione dei parametri dinamici degli edifici, in particolare delle frequenze fondamentali, a partire da misure di rumore ambientale effettuate all'interno degli edifici nella città di Varaždin (Croazia settentrionale). Imposa et al. (2018) hanno investigato le proprietà modali di un monastero storico situato nel centro di Catania (Italia meridionale), calcolando i rapporti spettrali tra gli spettri di Fourier delle vibrazioni ambientali delle componenti orizzontali registrate ai diversi piani dell'edificio e le corrispondenti componenti misurate in campo libero. Gli autori hanno evidenziato, tra le altre conclusioni, che il confronto tra le autofrequenze dell'edificio e le frequenze di risonanza del terreno di fondazione mette in luce la possibile insorgenza di fenomeni di risonanza suolo-struttura durante un evento sismico. Essi hanno inoltre suggerito che tale effetto possa spiegare il danneggiamento severo osservato nella chiesa di San Nicolò l'Arena e nel chiostro orientale in seguito al terremoto di magnitudo M 5.7 che colpì la Sicilia sud-orientale nel 1990. Gallipoli et al. (2023) hanno effettuato misure di rumore sismico ambientale su centinaia di edifici in Italia, elaborate mediante il metodo HVSR, classificando le strutture in base alla tipologia costruttiva, all'epoca di costruzione e ad altri parametri rilevanti. Gli autori hanno pubblicato un database completo dei dati acquisiti e derivato relazioni periodo-altezza ($T-H$) sia per differenti tipologie edilizie sia per diverse litologie dei terreni di fondazione.

Nel contesto dell'applicazione del metodo HVSR alla caratterizzazione strutturale, la configurazione dell'installazione dei sensori dipende dal livello di dettaglio richiesto nella stima dei parametri modali principali (Gallipoli et al., 2010; Castellaro, 2016). In particolare, una singola misura effettuata all'ultimo piano dell'edificio può risultare sufficiente per la stima della frequenza fondamentale di vibrazione e dello smorzamento equivalente. Qualora sia invece richiesto un livello di informazione più dettagliato sui modi propri di vibrazione, è opportuno effettuare registrazioni simultanee del rumore ambientale al piano più basso o in campo libero, a un piano intermedio e all'ultimo piano. La configurazione più completa per la stima delle forme modali prevede acquisizioni sincrone del rumore ambientale a ciascun piano dell'edificio e in campo libero, utilizzando una stazione di riferimento (si veda la Sezione 2.3.2). Inoltre, misure simultanee eseguite in prossimità del centro di massa e in corrispondenza di un angolo dell'ultimo piano risultano necessarie per individuare eventuali modi di tipo *rocking*.

Considerata la complessità intrinseca di un edificio, costituito da elementi strutturali e non strutturali, una corretta stima delle proprietà modali richiede un'attenta selezione dei punti di misura. Negli edifici in cemento armato, i sensori devono essere posizionati in prossimità dei nodi trave-pilastro, mentre negli edifici in muratura è preferibile collocarli in corrispondenza delle pareti portanti.

Quando la tecnica HVSR viene applicata a registrazioni di rumore sismico all'interno di una struttura di ingegneria civile, la stima delle frequenze dei modi propri di vibrazione richiede l'analisi congiunta delle ampiezze spettrali delle componenti orizzontali e verticali, ricercando le frequenze alle quali l'energia risulta massima, ovvero in corrispondenza dei picchi degli spettri di ampiezza. In Figura 2.19 è riportato un esempio di applicazione del metodo HVSR a misure di rumore ambientale acquisite con configurazione a singola stazione su un edificio in cemento armato. L'esempio mostra chiaramente i due picchi presenti negli spettri di Fourier delle componenti NE e SW (Figura 2.19b), entrambi riconducibili al primo modo di vibrazione della struttura.

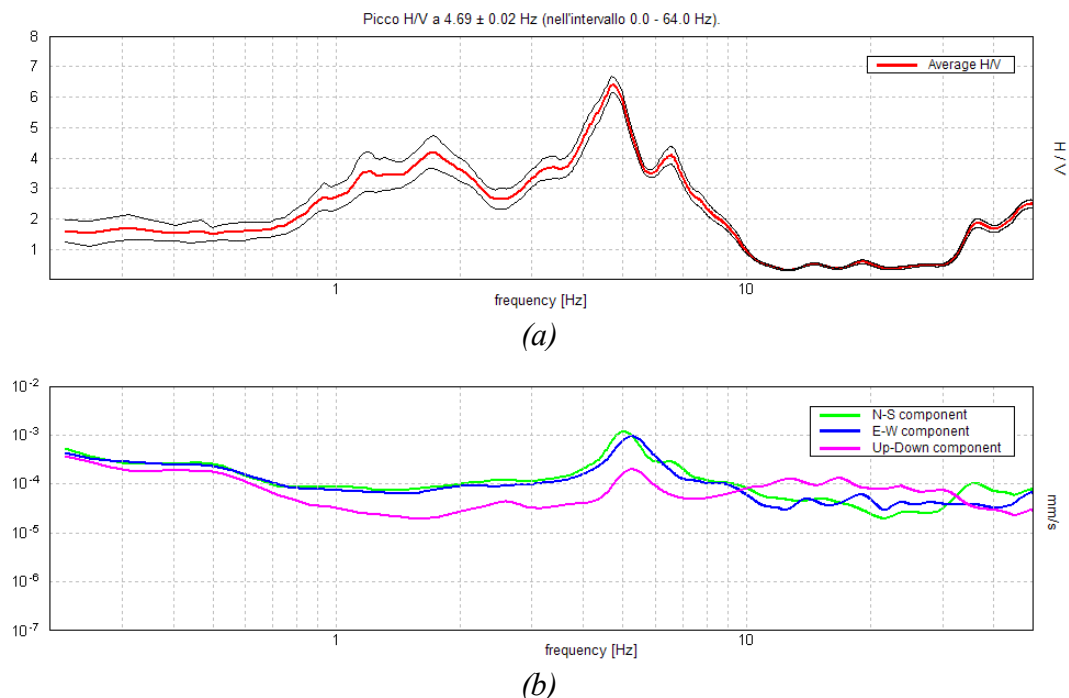


Figura 2.19 — Funzione HVSR stimata su un edificio in cemento armato di cinque piani. Nel grafico in alto (a) è riportata la funzione HVSR che identifica il picco dell'edificio a 4.2 Hz. I due picchi in basso (b), in verde e in blu, mostrano le frequenze del primo modo di vibrare dell'edificio nelle due direzioni orizzontali.

Dalla figura si osserva che la funzione HVSR calcolata sull'edificio (Figura 2.19a) presenta un andamento relativamente articolato, con più massimi locali distribuiti su un intervallo di frequenze piuttosto ampio. In particolare, è visibile un primo massimo a circa 1.8 Hz e un secondo a circa 4.7 Hz. L'interpretazione diretta di tali picchi in termini di frequenza propria dell'edificio risulta tuttavia non univoca, poiché la funzione HVSR rappresenta un rapporto spettrale tra le componenti orizzontali e quella verticale del moto e non una misura diretta della risposta dinamica della struttura, quindi può comprendere la risposta del suolo, quella dell'edificio e quella dovuta alla loro interazione.

Per una corretta individuazione della frequenza fondamentale dell'edificio, è quindi necessario analizzare gli spettri di ampiezza di Fourier (FAS) delle singole componenti del moto registrato, riportati in Figura 2.19b. In tale rappresentazione sono mostrate le due componenti orizzontali (N-S in verde ed E-W in blu) e la componente verticale (Up-Down in viola). In questo caso emerge in modo più chiaro la presenza di un picco netto e ben definito sulle componenti orizzontali a una frequenza di circa 5 Hz, interpretabile come il primo modo di vibrare della struttura.

Gli spettri di Fourier delle singole componenti descrivono la distribuzione dell'energia del segnale in funzione della frequenza per ciascuna direzione di registrazione e permettono di individuare in modo più diretto le frequenze alle quali la struttura risponde in maniera preferenziale.

2.3.2 Metodo SSR

Un'altra tecnica appartenente alla categoria dei metodi sperimentali per la caratterizzazione dei parametri strutturali — che in molti casi fornisce risultati più stabili rispetto alla tecnica HVSR — è il metodo con sito di riferimento, ovvero il Rapporto Spettrale Standard (Standard Spectral Ratio, SSR). Ad esempio, Parolai et al. (2005) hanno calcolato il rapporto HVSR e il rapporto spettrale tra componenti corrispondenti del rumore sismico ambientale registrato simultaneamente all'interno degli edifici dell'Ospedale di Holweide nella città di Colonia (Germania) e presso una stazione di riferimento (RSM). Gli autori hanno evidenziato che, sebbene il metodo HVSR sia più semplice e rapido in quanto richiede una strumentazione ridotta,

il metodo SSR presenta il vantaggio di fornire risultati più stabili e di eliminare automaticamente l'influenza del suolo soffice, che può alterare o mascherare alcune autofrequenze della struttura. Gallipoli et al. (2010) hanno stimato le frequenze fondamentali di circa 250 edifici esistenti in Europa analizzando misure di vibrazione ambientale mediante diverse tecniche spettrali, tra cui SSR e HVSR, confermando la complementarità dei due approcci.

Per separare in modo più efficace il contributo del suolo da quello della struttura, si utilizza la tecnica SSR (Figura 2.20), normalizzando gli spettri di Fourier registrati sull'edificio rispetto a quelli misurati sul suolo di riferimento. L'analisi delle SSR consente di mettere in evidenza il comportamento dinamico intrinseco della struttura (Mucciarelli et al., 2004; Gallipoli et al., 2010; Castellaro, 2016).

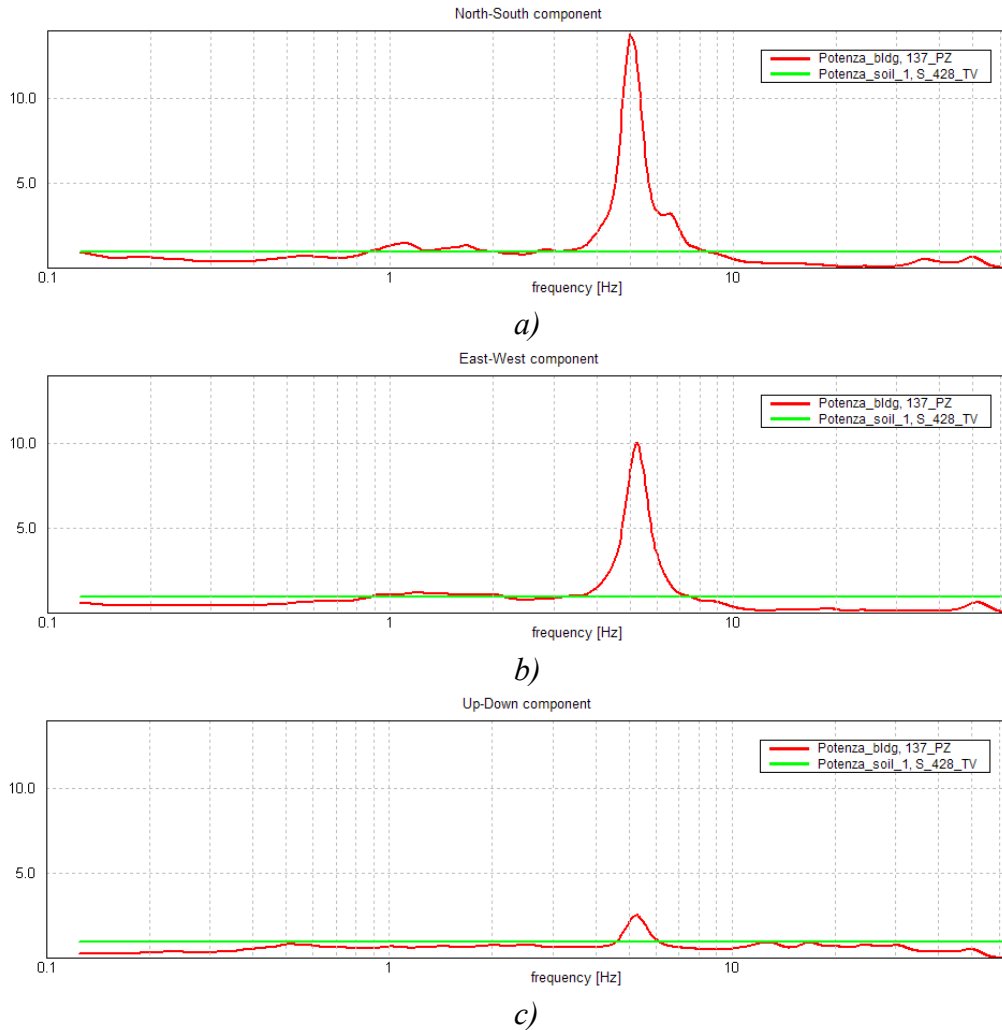


Figura 2.20 — Standard Spectral Ratio (SSR) ottenuta normalizzando gli spettri di Fourier dell'edificio (in rosso) rispetto a quelli del suolo di riferimento (in verde): (a) componente Nord-Sud, (b) componente Est-Ovest, (c) componente verticale (Up-Down).

Nelle componenti orizzontali Nord-Sud ed Est-Ovest (Figura 2.20a-b) emerge un picco netto, stretto e ben definito a una frequenza di circa 5.5–6 Hz, caratterizzato da un'elevata amplificazione rispetto al segnale del suolo. Tale comportamento indica che, a questa frequenza, la risposta è dominata dalla dinamica propria della struttura e può essere attribuita al primo modo di vibrare dell'edificio. La presenza di massimi coincidenti e coerenti nelle due componenti orizzontali rappresenta infatti un criterio consolidato per l'identificazione della frequenza fondamentale degli edifici, (Gallipoli et al., 2004, Mucciarelli et al., 2011, Pan et al., 2014). Al contrario, nella componente verticale (Figura 2.20c) non si osserva un'amplificazione significativa alla stessa frequenza, ma solo un debole incremento di ampiezza, nettamente inferiore rispetto alle componenti orizzontali. Questo comportamento è coerente con la risposta dinamica tipica degli edifici, nei quali il primo modo di vibrare è generalmente associato a

spostamenti orizzontali, mentre la componente verticale rimane poco eccitata. L'assenza di un picco marcato nella SSR verticale rafforza ulteriormente l'interpretazione strutturale del massimo osservato nelle componenti orizzontali.

Questo comportamento conferma l'efficacia della normalizzazione rispetto al suolo nel rimuovere il contributo della risposta sismica locale e nel mettere in evidenza esclusivamente la risposta dinamica della struttura.

Nel complesso, l'analisi delle SSR mostra che la frequenza fondamentale dell'edificio è localizzata intorno a 5.8 Hz e che tale valore non è riconducibile alla risposta del suolo di fondazione, bensì alla dinamica propria della struttura. Questo risultato conferma quanto ampiamente discusso in letteratura, ovvero che l'uso esclusivo della funzione HVSR sugli edifici può condurre a interpretazioni ambigue, mentre l'analisi congiunta di HVSR, spettri di Fourier e SSR consente una stima più affidabile delle proprietà dinamiche strutturali (Castellaro & Mulargia, 2009; Gallipoli et al., 2010; Castellaro, 2016).

Capitolo 3: Interazione suolo–struttura nella città di Potenza

La città di Potenza si colloca in un’area a elevata pericolosità sismica, caratterizzata da un patrimonio edilizio variegato e da condizioni geologiche complesse, che rendono particolarmente critica la valutazione del rischio sismico urbano. Gli Indirizzi e Criteri di Microzonazione Sismica (Gruppo di Lavoro, M. S. - Dipartimento della protezione civile, Roma, 2008) pur essendo strumenti fondamentali per la definizione delle condizioni di moto atteso del suolo, non considerano l’interazione dinamica tra il terreno e le strutture edilizie sovrastanti. Questa interazione può modificare significativamente il moto del suolo e influenzare la risposta degli edifici durante un evento sismico, rendendo necessaria una sua accurata valutazione (Bard et al., 1996; Tsogka e Wirgin, 2003).

Il fenomeno dell’interazione suolo–struttura (Soil–Structure Interaction, SSI) diventa quindi un aspetto cruciale nello studio del rischio sismico di Potenza, dove la varietà tipologica degli edifici e la complessità geologica determinano condizioni in cui l’effetto combinato suolo–edificio influenza la propagazione delle onde sismiche e le amplificazioni locali. In particolare, la risonanza suolo–edificio, che si manifesta quando la frequenza fondamentale dell’edificio si avvicina a quella del terreno di fondazione, può causare incrementi significativi delle oscillazioni e delle sollecitazioni strutturali, con conseguenze importanti per la vulnerabilità del costruito (Mucciarelli et al., 2004; Gallipoli et al., 2019). Questo meccanismo rappresenta una delle cause principali dell’incremento del danno sismico nel patrimonio esistente e richiede di essere preso in considerazione per una valutazione realistica del rischio sismico.

Questo capitolo affronta in modo sistematico la valutazione dell’interazione suolo–struttura a Potenza, articolando l’analisi attraverso diverse fasi: dopo una descrizione dell’ambiente geologico e delle caratteristiche dell’ambiente costruito, si presentano le misure sperimentali effettuate tramite misure di rumore ambientale a singola stazione sulle principali litologie dell’area urbana e sulle principali tipologie costruttive degli edifici. Il percorso metodologico seguito in questo capitolo è sintetizzato nel diagramma di flusso riportato in Figura 3, che illustra in modo organico le principali fasi di acquisizione, elaborazione e integrazione dei dati necessari alla costruzione della mappa di risonanza suolo–struttura e alla successiva definizione degli spettri di risposta per le zone omogenee sismo-stratigrafiche.

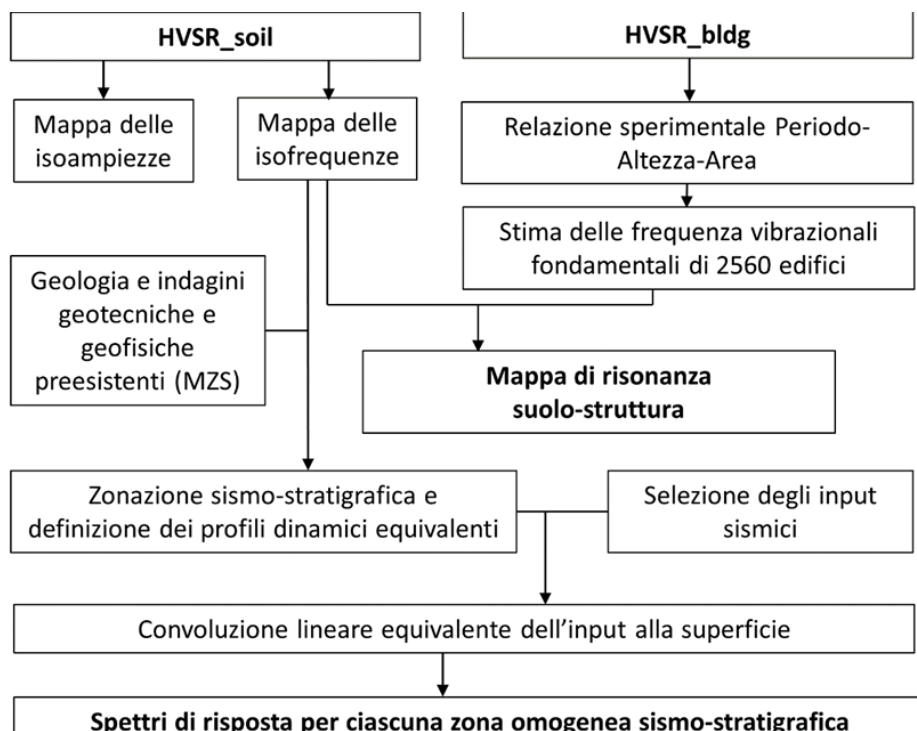


Figura 3 – Schema delle principali operazioni e analisi sviluppate nel presente capitolo, dalla caratterizzazione dinamica del suolo e degli edifici fino alla costruzione della mappa di risonanza suolo–struttura e degli spettri di risposta.

In particolare, le misure su suolo hanno permesso di individuare le frequenze principali e di realizzare mappe isofrequenza e isoampiezza, fondamentali per la caratterizzazione dinamica del suolo urbano e la suddivisione in zone omogenee sismo-stratigrafiche. Parallelamente, le misure sugli edifici hanno consentito di stimare le frequenze fondamentali di vibrazione, di analizzare le relazioni tra periodo, altezza e area degli edifici monitorati e di sviluppare mappe di distribuzione delle frequenze di vibrazione per un'ampia parte del tessuto urbano. L'integrazione di questi dati sperimentali ha consentito di realizzare la mappa della risonanza suolo–edificio, strumento che supera le limitazioni della microzonazione tradizionale fornendo una valutazione più completa e dettagliata della risposta sismica urbana, che tiene conto dell'effetto combinato di terreno e strutture.

Questa analisi è fondamentale per migliorare la stima della pericolosità locale, della vulnerabilità strutturale e per supportare strategie di mitigazione più efficaci, particolarmente rilevanti per una città come Potenza, con un tessuto edilizio eterogeneo e sensibile alle condizioni di interazione dinamica.

3.1 Inquadramento dell'area di studio

La città di Potenza, capoluogo della regione Basilicata, è situata nell'Appennino meridionale a una quota media elevata rispetto al contesto regionale, sviluppandosi su un crinale montuoso e su versanti acclivi caratterizzati da una morfologia complessa. L'assetto urbano risulta fortemente condizionato dall'orografia, con un centro storico impostato lungo il sistema di dorsali e un'espansione più recente distribuita sui versanti e nelle aree periurbane (Figura 3.1). Tale configurazione ha determinato nel tempo un tessuto edilizio eterogeneo, sia in termini tipologici sia costruttivi, con una prevalenza di edifici in muratura ordinaria nel centro storico e nei quartieri più antichi, affiancati da edifici in calcestruzzo armato realizzati prevalentemente nel secondo dopoguerra. La crescita urbana, avvenuta in gran parte in assenza di una pianificazione sismica organica fino agli anni successivi al terremoto del 1980, ha contribuito a una distribuzione non uniforme della vulnerabilità edilizia. L'area urbana di Potenza, che si estende su una superficie di circa 13.24 km², rappresenta pertanto un caso di studio significativo per l'analisi della risposta sismica di un centro appenninico di medie dimensioni, in cui fattori geomorfologici, tipologici e storici concorrono a determinare un'elevata complessità nella valutazione del danno sismico.

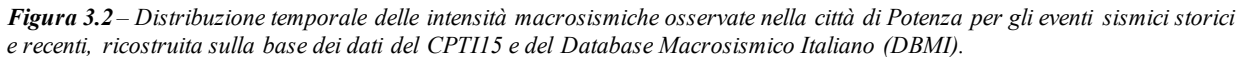


Figura 3.1 – Inquadramento dell'area urbana della città di Potenza (Basilicata).

L'area di Potenza ricade in un contesto sismotettonico attivo, riconducibile al regime distensivo dell'Appennino meridionale, caratterizzato da sistemi di faglie normali responsabili di terremoti crostali superficiali. La sismicità storica e strumentale documenta una frequente ricorrenza di eventi di moderata intensità, percepiti in modo diffuso nel centro urbano, e la presenza di terremoti meno frequenti ma potenzialmente distruttivi. Le ricostruzioni macrosismiche riportate in Figura 3.2 (Rovida et al., 2016; [CPTI15-DBMI15 v4.0](#)), indicano che

The graph illustrates the historical trend of international tourism. The y-axis, labeled 'Int.', represents the number of international tourists, ranging from 4 to 11. The x-axis represents the year, from 1650 to 2000. The data shows a general upward trend with significant fluctuations. A major peak occurs around 1850, followed by a sharp decline around 1900. The number of tourists remains relatively stable between 4 and 6 until the 1950s, after which it shows a more pronounced upward trend, reaching a peak around 1980 before declining again.

Year	Int.
1690	8.0
1820	4.4
1830	8.0
1840	3.9
1850	6.4
1860	8.4
1870	5.4
1880	4.4
1900	4.4
1910	5.4
1920	6.0
1930	6.4
1940	3.9
1950	6.0
1960	4.0
1970	4.4
1980	7.0
1990	6.0
2000	4.4



All'interno di questo quadro emergono alcuni eventi sismici di maggiore rilievo, caratterizzati da intensità macrosismiche elevate e da un impatto significativo sul patrimonio edilizio urbano. I principali eventi che hanno interessato la città di Potenza sono di seguito sinteticamente richiamati:

- 87

edilizio e dalle condizioni locali. Per la severità degli effetti osservati e per l'eccezionale livello di documentazione disponibile, il terremoto del 1980 ha segnato in modo indelebile la memoria storica e tecnica della città e costituisce il principale caso di studio per le analisi sviluppate nel presente lavoro.

- Terremoto del 5 maggio 1990 (Potenza) – Evento di magnitudo Mw 5.8, con epicentro localizzato nelle immediate vicinanze della città. Le valutazioni macrosismiche del DBMI15 attribuiscono a Potenza un'intensità pari a VI MCS, con effetti consistenti soprattutto sugli edifici in muratura più vulnerabili, caratterizzati da danni leggeri e caduta di elementi non strutturali. Pur non avendo prodotto crolli diffusi, il sisma del 1990 ha confermato la sensibilità del costruito locale anche a eventi di moderata magnitudo e ha contribuito ad alimentare il quadro di esposizione sismica recente della città.

Il terremoto del 23 novembre 1980 (Irpinia–Basilicata) rappresenta l'evento sismico più rilevante e traumatico nella storia recente della città di Potenza, sia per l'elevato livello di danno osservato sia per le gravi conseguenze in termini di vittime e impatto sociale. Per la qualità della documentazione disponibile, esso costituisce inoltre il principale riferimento empirico per l'analisi della vulnerabilità e del danno sismico nel contesto urbano della città di Potenza. I rilievi post-evento condotti nei giorni e nei mesi successivi al sisma hanno documentato numerosi casi di collasso parziale e totale di edifici sia in muratura che in calcestruzzo, con meccanismi di danno riconducibili sia alla vulnerabilità intrinseca del patrimonio edilizio sia all'assenza di criteri di progettazione antisismica. La documentazione fotografica storica disponibile (Figura 3.3) consente di analizzare qualitativamente tali meccanismi, fornendo un supporto visivo all'interpretazione del danno osservato e alla successiva calibrazione dei modelli di vulnerabilità.



a)



b)



c)



d)



e)

Figura 3.3 – Documentazione fotografica dei danni prodotti dal terremoto del 23 novembre 1980 (Irpinia–Basilicata) nella città di Potenza. (a) rimozione dei resti di un edificio collassato nel centro storico, con accumulo di macerie; (b–c) strade del centro storico ostruite dai detriti derivanti da crolli parziali e diffusi dissesti strutturali degli edifici in muratura adiacenti, con conseguente compromissione della viabilità urbana; (d) collasso di una facciata lungo Via Pretoria, attribuibile a meccanismi fuori piano tipici di edifici in muratura; (e) collasso parziale di un edificio in calcestruzzo armato in Via S. Montereale, indicativo della vulnerabilità delle strutture progettate in assenza di criteri antisismici e della possibile crisi degli elementi verticali e dei nodi strutturali.

Nell'ambito della caratterizzazione sismotettonica dell'area di Potenza, sono stati utilizzati i dati del *Database of Individual Seismogenic Sources* (DISS) versione 3.3.1, selezionando le principali categorie di sorgenti rilevanti per la definizione del potenziale sismogenico regionale. In questo contesto, il DISS identifica un insieme di sorgenti sismogeniche potenzialmente capaci di generare terremoti di magnitudo superiore a 5.5, distribuite lungo direttrici prevalentemente NW–SE coerenti con l'assetto strutturale appenninico (Figura 3.4). Le sorgenti individuate includono sia le *Individual Seismogenic Sources* (ISS), rappresentate da faglie distensive ben definite con geometria tridimensionale ricostruita, sia le *Composite Seismogenic Sources* (CSS), che descrivono fasce tettoniche più ampie e cinematicamente omogenee, nelle quali non è possibile distinguere singoli segmenti attivi. Le ISS dell'area presentano generalmente immersioni verso SW o NE, lunghezze dell'ordine di 10–20 km e cinematica estensionale, risultando compatibili con la sismicità storica e strumentale che ha interessato la regione lucana. Le CSS, invece, rappresentano zone di deformazione più diffuse, interpretate come potenziali sorgenti di eventi sismici capaci, ma caratterizzate da maggiore incertezza geometrica e da un comportamento sismogenico meno vincolato. Nel complesso, il quadro delineato dal DISS conferma che la regione potentina è controllata da un sistema di faglie distensive attive e capaci, la cui distribuzione e geometria risultano coerenti con il regime tettonico attuale e con la pericolosità sismica elevata che caratterizza l'Appennino meridionale, fornendo un riferimento essenziale per la definizione del modello sismotettonico di base.

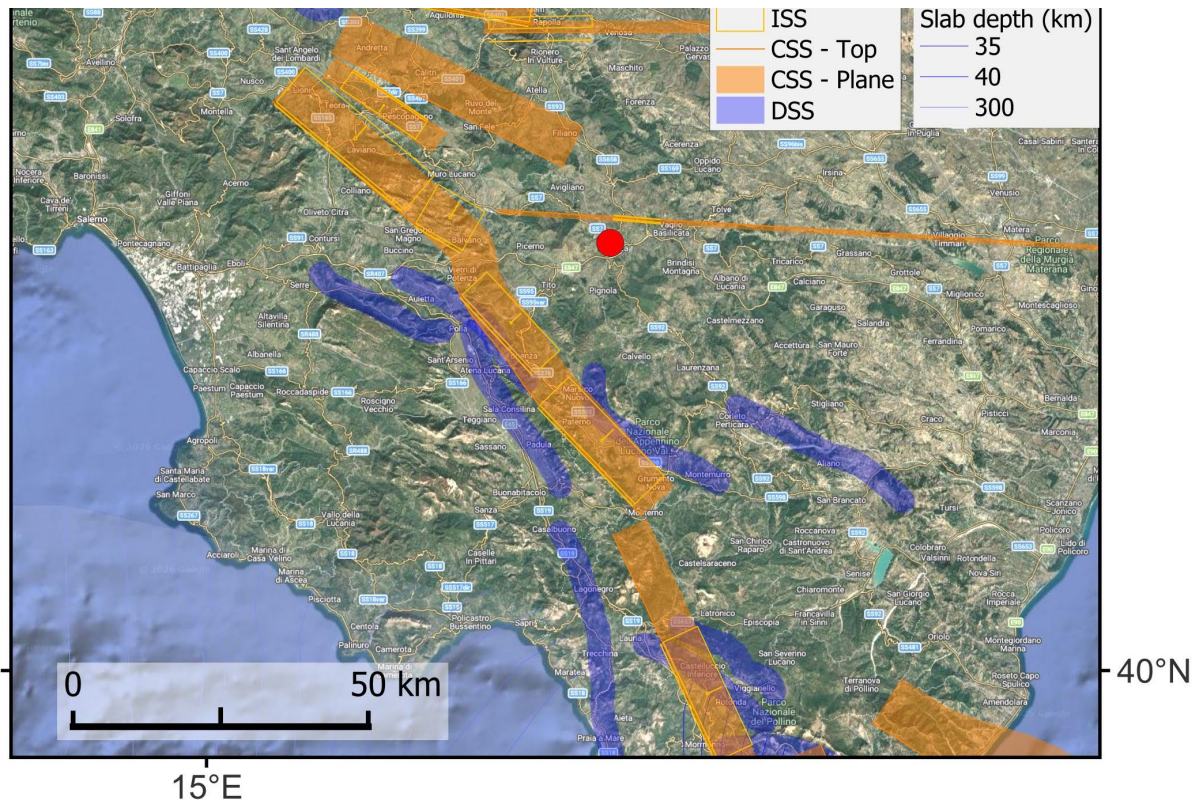


Figura 3.4. Distribuzione delle sorgenti sismogeniche secondo il DISS 3.3.1: Individual Seismogenic Sources (ISS), Composite Seismogenic Sources (CSS) e Debated Seismogenic Sources (DSS). Il puntino rosso indica la posizione della città di Potenza.

3.2 Inquadramento geologico

La città di Potenza è ubicata all'interno del bacino strutturale del fiume Basento, in un contesto geologico caratterizzato da elevata complessità tettonica, litostratigrafica e geomorfologica. L'area rientra nella catena appenninica a vergenza orientale ed è costituita dalla sovrapposizione di unità carbonatiche mesozoiche e successioni terrigene clastiche neogeniche e quaternarie (Beneduce et al., 2004; Tropeano et al., 1994). Il territorio è interessato da un regime distensivo attivo, responsabile della formazione dei bacini intramontani, tra cui quello del Basento (Schiattarella et al., 2004; Improta et al., 2010; Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Potenza, DGR n. 744/2011). Tali strutture hanno determinato un sollevamento differenziato del territorio, l'incisione della rete idrografica e lo sviluppo di una morfologia fortemente articolata, caratterizzata da versanti ripidi, creste strette e profonde valli fluviali. Questo assetto favorisce la diffusione di fenomeni di instabilità di versante, quali frane profonde, scivolamenti rototraslativi e deformazioni gravitativa profonde, ampiamente documentati in letteratura (Cascini et al., 2009; Ferlisi et al., 2018). Nel contesto urbano di Potenza, tali fenomeni assumono particolare rilevanza per la combinazione di più fattori critici: la complessa assetto geologico-strutturale dell'Appennino lucano, la presenza di depositi terrigeni a comportamento meccanico fortemente deformabile, marcate variazioni laterali delle velocità sismiche e una morfologia urbana impostata su dorsali e versanti acclivi.

L'assetto geologico del territorio comunale di Potenza, riportato nella Figura 3.5, è stato ricostruito sulla base dello *Studio di Microzonazione Sismica di I livello del Comune di Potenza*, approvato con DGR n. 744/2011, che costituisce il riferimento ufficiale per la caratterizzazione litostratigrafica e litotecnica dell'area urbana e periurbana. Ai fini della risposta sismica locale, i terreni affioranti sono stati distinti in unità dei terreni di copertura e unità dei terreni del substrato, come riportato nella carta litologica e litotecnica allegata allo studio.

Unità dei terreni del substrato, costituiscono l'ossatura geologica dell'area e derivano da successioni sedimentarie marine meso-cenozoiche, fortemente deformate dalle fasi tettoniche appenniniche:

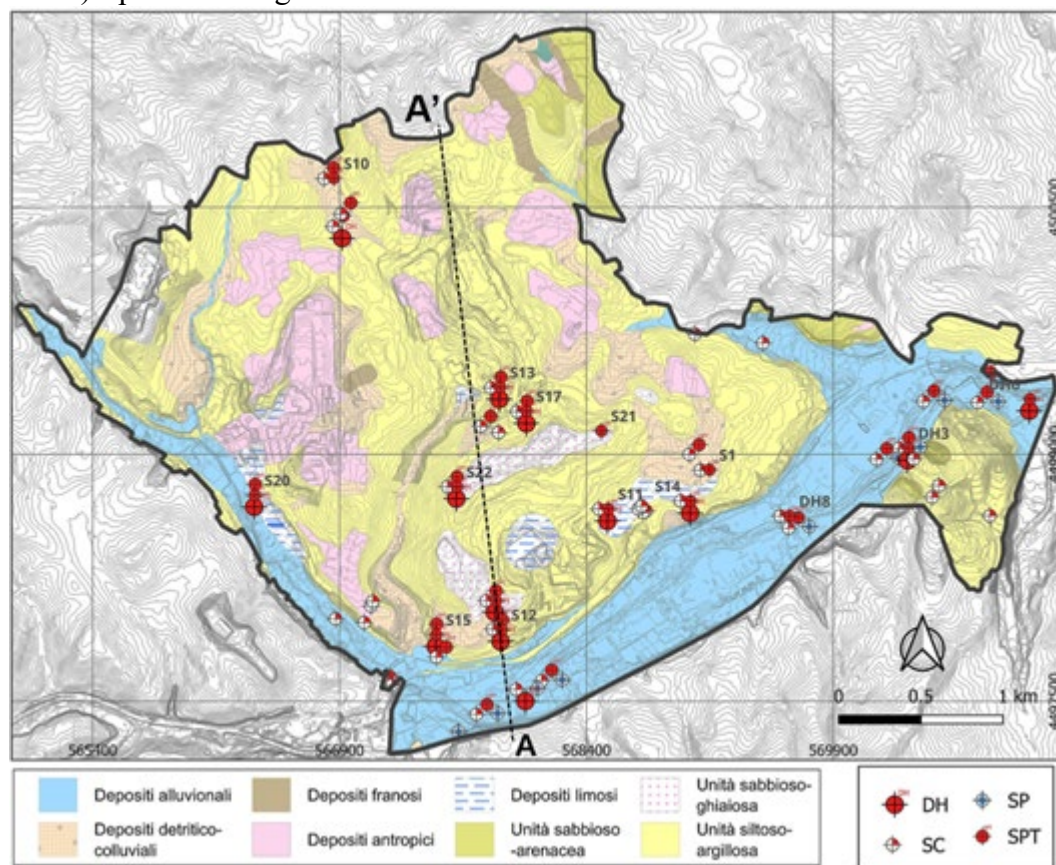
- *Unità sabbioso-ghiaiosa*: sabbie medio-grossolane, sabbie ghiaiose sciolte e conglomerati debolmente cementati con lenti argilloso-limose; spessori superiori a 10 m.
- *Unità conglomeratico-sabbioso-calcarenitica*: conglomerati poligenici ben cementati con intercalazioni sabbiose e calcarenitiche, affioranti in diversi settori collinari.
- *Unità siltoso-argillosa*: alternanze di limi argillosi e argille limose grigio-azzurre molto compatte; rappresenta il substrato principale del centro abitato di Potenza, con spessori fino a 100–150 m.
- *Unità sabbioso-arenacea*: sabbie addensate e arenarie stratificate con intercalazioni limoso-argillose; localmente molto fratturate.

Unità dei terreni di copertura, si tratta di depositi prevalentemente sciolti o debolmente addensati, legati a processi esogeni e diffusamente distribuiti sul territorio comunale:

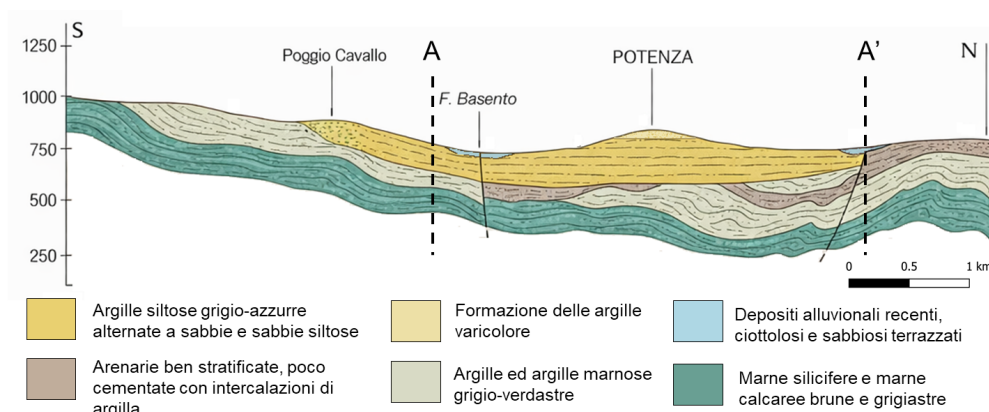
- *Depositi antropici*: materiali di riporto eterogenei, a granulometria mista, con presenza di blocchi lapidei; cartografati solo quando con spessori superiori a 3 m.
- *Depositi di frana*: depositi a struttura caotica con matrice limoso-argillosa e clasti fino a dimensioni metriche; spessori variabili da pochi decimetri fino a circa 20 m, frequenti in corrispondenza delle unità argillose.
- *Depositi alluvionali*: depositi limoso-sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi presenti lungo il fondovalle del Basento, Gallitello, Tora e Tiera; spessori fino a 15–20 m, spesso in condizioni di saturazione.
- *Depositi detritico-colluviali*: derivati dal rimaneggiamento dei terreni del substrato lungo i versanti, a grana fine, grossolana o mista, generalmente sciolti o poco addensati.

- *Depositi limosi*: limi e limi sabbiosi con intercalazioni argillose, di probabile origine lacustre-palustre, affioranti in lembi sospesi o rinvenuti in profondità (area di Chianchetta).

I terreni di fondazione appena descritti sono rappresentati nella carta geologica di dettaglio (Figura 3.5a) riportata di seguito.



a)



b)

Figura 3.5 — a) Carta geologica di dettaglio dell'area urbana di Potenza, con sovrapposizione delle principali indagini geofisiche e geotecniche disponibili (Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Potenza, DGR n. 744/2011); b) sezione geologica (Lazzari et. al., 1988).

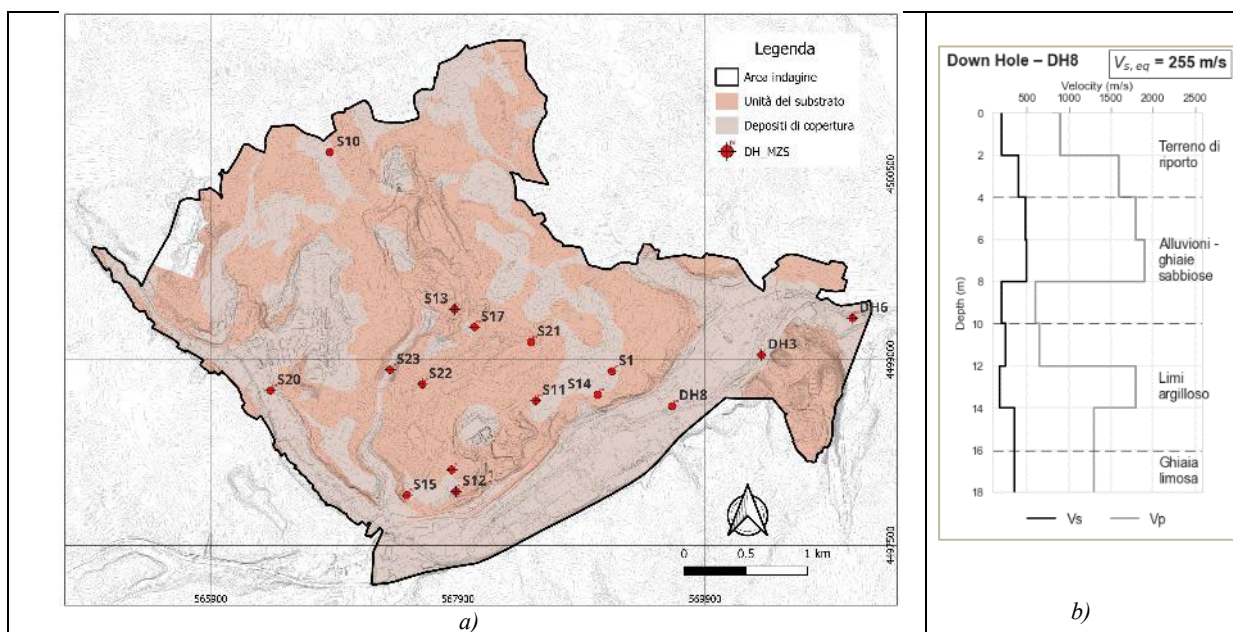
Dall'osservazione della carta geologica di dettaglio (Figura 3.5a) e del relativo profilo ricostruito lungo la sezione A-A' (Fig 3.4b) emerge come il substrato dell'area urbana di Potenza sia costituito in prevalenza dall'unità siltoso-argillosa, l'estensione è evidenziata dalla diffusa colorazione in giallo chiaro sulla mappa. Tale unità mostra una continuità laterale significativa e

costituisce il principale orizzonte di fondazione dell'abitato, affiorando o trovandosi a bassa profondità su gran parte del territorio comunale. Al di sopra del substrato siltoso-argilloso si sviluppa una copertura di spessore variabile, costituita da depositi di origine recente e localmente rimaneggiati. In particolare, i depositi antropici risultano distribuiti in modo discontinuo e prevalentemente concentrati nelle aree maggiormente urbanizzate, dove colmano depressioni morfologiche o antichi solchi di erosione incisi nel substrato fine. Tali depositi presentano una geometria irregolare e una limitata continuità laterale, coerente con la loro genesi legata alle attività antropiche. I depositi alluvionali recenti, invece, mostrano una distribuzione più sistematica e risultano prevalentemente confinati lungo i margini occidentali e meridionali dell'area di studio, in corrispondenza del fondovalle del fiume Basento. Come evidenziato anche nel profilo geologico, essi poggiano direttamente sul substrato siltoso-argilloso e sono caratterizzati da spessori maggiori nelle porzioni centrali della valle, dove l'attività fluviale recente ha favorito l'accumulo di sedimenti a granulometria più grossolana. L'assetto stratigrafico complessivo evidenzia pertanto una netta distinzione tra un substrato fine, continuo e strutturalmente rilevante, e una copertura superficiale discontinua, eterogenea e geneticamente legata a processi fluviali e antropici, con importanti implicazioni in termini di comportamento geotecnico e risposta sismica locale.

La geologia di dettaglio dell'area di studio è caratterizzata da un'elevata parcellizzazione cartografica, con numerose unità litologiche afferenti a contesti differenti. Sebbene tale livello di dettaglio sia appropriato per studi geologici di base, esso risulta eccessivamente articolato rispetto agli obiettivi della presente analisi, orientata alla valutazione del comportamento meccanico e dinamico dei terreni in relazione alla risposta sismica locale. Dal punto di vista geotecnico e sismico, molte delle unità cartografate presentano infatti proprietà meccaniche affini, pur differendo per origine o nomenclatura litostratigrafica. La loro distinzione puntuale non si tradurrebbe in una reale differenziazione del comportamento dinamico, ma introdurrebbe piuttosto un'inutile complessità. Per questo motivo, le unità litologiche sono state raggruppate come mostrato in Figura 3.6 in due macro-categorie:

- **Terreni del substrato**, costituiti prevalentemente da unità a granulometria fine, di natura siltoso-argillosa;
- **Terreni di copertura**, comprendenti depositi antropici e terreni alluvionali recenti.

Questa semplificazione consente di mantenere una coerenza tra rappresentazione geologica e risposta meccanica dei terreni, senza perdere informazione rilevante ai fini sismici.



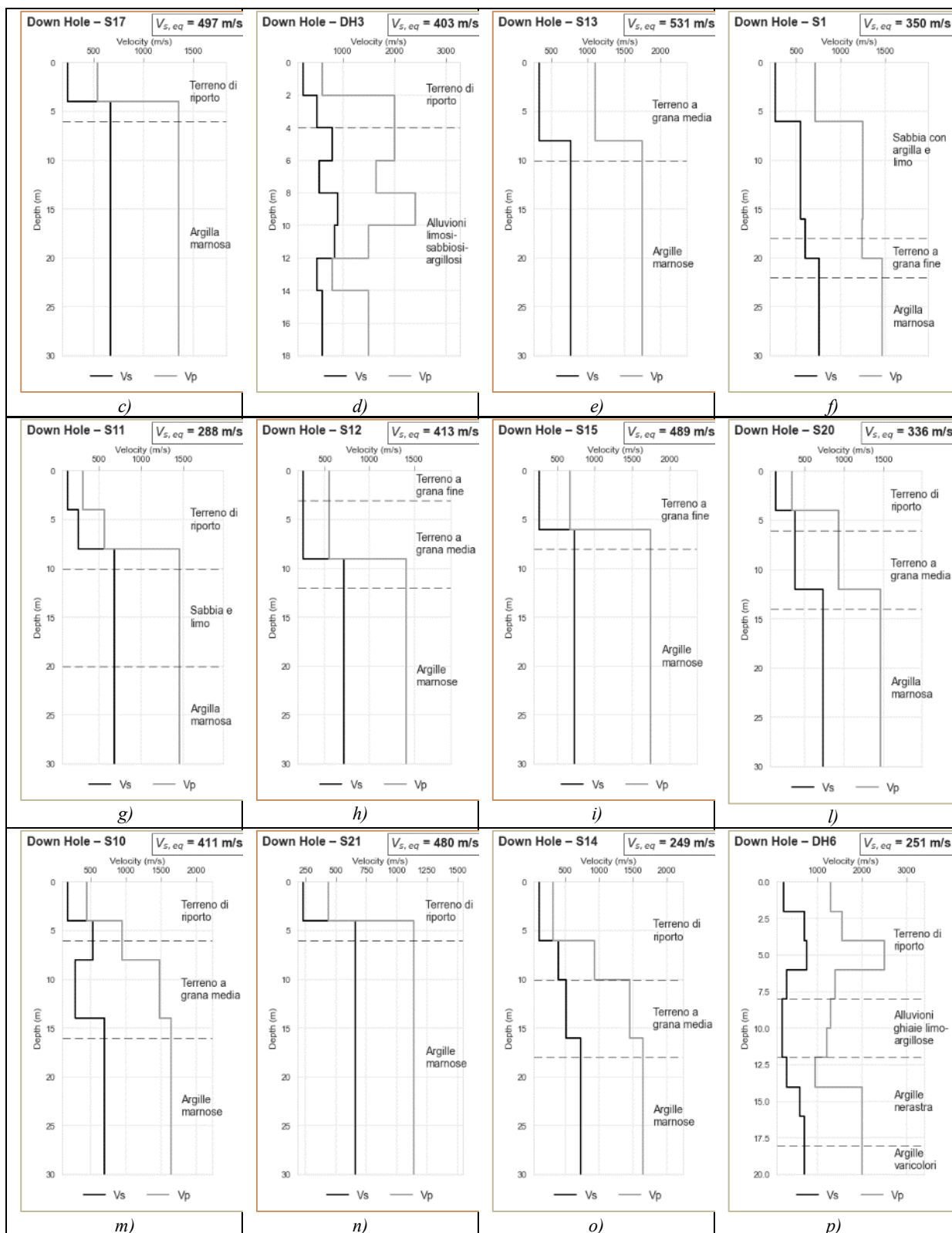


Figura 3.6 —a) Carta geologica semplificata con raggruppamento delle unità litologiche in due macro-categorie: terreni di copertura e terreni del substrato. Sulla mappa sono indicati i punti di esecuzione delle prove Down-Hole, mentre nei pannelli b-p sono riportati i corrispondenti profili di velocità, denominati come in mappa e contrassegnati con contorno giallo per le prove effettuate sui terreni di copertura e arancio per quelle sui suoli del substrato (Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Potenza, DGR n. 744/2011).

I terreni del substrato sono costituiti prevalentemente da litotipi a granulometria fine, rappresentati da alternanze di limi argillosi e argille silteose, talora debolmente sabbiose, che nei profili Down-Hole si presentano con una stratigrafia relativamente continua. Questa composizione litologica si riflette in un incremento progressivo della rigidità con la profondità, associato a un graduale miglioramento delle condizioni di addensamento e consolidazione. Dal

punto di vista dinamico, il comportamento di questi terreni è ben descritto dalle velocità equivalenti delle onde di taglio, che risultano comprese tra valori minimi di $V_{s,eq}$ di circa 410 m/s (Figura 3.6h) e massimi di circa 530 m/s (Figura 3.6e), con una $V_{s,eq}$ media pari a circa 480 m/s. L'andamento delle velocità di taglio mostra un gradiente pressoché costante con la profondità (Figura 3.6c, e, h, i, n), evidenziando l'assenza di contrasti di impedenza significativi all'interno delle unità del substrato e rendendo poco marcato il passaggio verso livelli più profondi non investigati direttamente dalle prove Down-Hole. La limitata dispersione dei valori di $V_{s,eq}$, unitamente alla regolarità del gradiente verticale, riflette una risposta meccanica complessivamente omogenea, coerente con la natura fine-granulare e il grado di consolidazione delle unità del substrato. In termini di microzonazione sismica, tali caratteristiche determinano l'inquadramento della maggior parte dei terreni del substrato nella categoria di sottosuolo B, secondo quanto definito al § 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018), indicando una rigidezza medio-elevata e una risposta sismica relativamente stabile su scala territoriale.

I terreni di copertura comprendono depositi alluvionali recenti e terreni antropici, caratterizzati da una marcata eterogeneità litologica e stratigrafica, con alternanza di materiali rimaneggiati, limi e sabbie alluvionali, localmente associati a livelli più addensati. Gli spessori risultano generalmente limitati ai primi metri dal piano campagna e mostrano una significativa variabilità laterale, strettamente controllata dalla morfologia e dall'evoluzione deposizionale locale. Le velocità equivalenti delle onde di taglio calcolate per questi profili risultano comprese tra valori minimi di circa 280 m/s (Figura 3.6b, o, p) e valori massimi di circa 410 m/s (Figura 3.6m), con una $V_{s,eq}$ media pari a circa 360 m/s. Tali valori mostrano una dispersione sensibilmente maggiore rispetto a quella osservata nei terreni del substrato. Questa elevata variabilità delle $V_{s,eq}$ è coerente con la natura composita e rimaneggiata dei depositi di copertura e riflette un comportamento meccanico complessivamente più deformabile, associato a una maggiore suscettibilità all'amplificazione del moto sismico, fortemente controllata dalla stratigrafia locale.

Nel complesso, la semplificazione della geologia in due macro-categorie risulta coerente con i dati Down-Hole, che mettono in evidenza una distinzione meccanica netta tra substrato siltoso-argilloso e copertura alluvionale-antropica, una maggiore omogeneità dinamica del substrato e una pronunciata variabilità di risposta nei terreni di copertura; tale approccio consente di rappresentare efficacemente il comportamento sismico dei terreni senza introdurre una frammentazione cartografica non supportata da differenze meccaniche significative.

Oltre agli effetti di amplificazione riconducibili alla stratigrafia verticale del sottosuolo, responsabili di una risposta sismica prevalentemente monodimensionale, la risposta sismica locale dell'area di Potenza risulta significativamente influenzata anche dall'assetto morfologico del territorio, che introduce condizioni di propagazione delle onde sismiche intrinsecamente bidimensionali e tridimensionali. Infatti, il territorio comunale di Potenza è caratterizzato da una morfologia complessa e fortemente articolata, tipica dei settori interni dell'Appennino Meridionale. Tale assetto morfologico è il risultato dell'interazione tra i processi tettonici quaternari che hanno interessato l'area e i successivi processi erosivi fluviali, che hanno inciso profondamente il substrato prevalentemente argilloso e marnoso. In particolare, l'azione del fiume Basento e dei suoi principali affluenti ha determinato una marcata frammentazione del territorio in comparti morfologicamente distinti, separati da incisioni vallive spesso profonde e asimmetriche, che condizionano in modo significativo la distribuzione dell'urbanizzato (Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Potenza, DGR n. 744/2011).

Come mostrato nella mappa morfologica dell'area di studio riportata in Figura 3.7, ottenuta a partire da un DTM a risoluzione 5 m elaborato in ambiente GIS mediante interpolazione delle curve di livello, il territorio urbano di Potenza si sviluppa su una successione di rilievi collinari stretti e allungati, separati da incisioni vallive e depressioni morfologiche. L'assetto morfologico dell'area urbana risulta quindi fortemente irregolare e caratterizzato da rapidi cambiamenti altimetrici su distanze planimetriche ridotte. Dal punto di vista altimetrico, il territorio comunale

presenta un'escursione significativa, con quote che variano indicativamente da circa 600–650 m s.l.m. nei settori di fondovalle fino a oltre 800–850 m s.l.m. lungo le aree sommitali urbanizzate. Tale configurazione determina una marcata variabilità delle pendenze e una pronunciata discontinuità morfologica. In relazione alla configurazione morfologica del territorio, è stata inoltre analizzata la classificazione topografica ai fini della valutazione degli effetti di amplificazione topografica del moto sismico. A tal fine è stata utilizzata la mappa delle classi topografiche T1–T4 derivata dallo studio di Mascandola et al. (2021), ottenuta mediante una procedura automatizzata basata su un Sistema Informativo Geografico (GIS) applicata a un modello digitale del terreno a scala nazionale. Il dataset originale è stato successivamente rielaborato in ambiente GIS e ritagliato sull'area di indagine, al fine di adattare la classificazione al contesto territoriale oggetto di studio (Figura 3.7). La classificazione adottata riprende le definizioni introdotte dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018, §3.2.2), che distinguono diverse condizioni topografiche in funzione della pendenza media e della geometria del rilievo, al fine di stimare in modo semplificato gli effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla morfologia del sito. In particolare, la classe T1 identifica superfici piane o a debole pendenza, per le quali non sono previsti effetti topografici significativi; la classe T2 è associata a pendii con inclinazione media superiore a 15°; le classi T3 e T4 riguardano invece rilievi o creste con altezza significativa ($h > 30$ m), caratterizzati rispettivamente da pendenze moderate e elevate, per i quali la normativa prevede un possibile incremento dell'azione sismica di progetto.

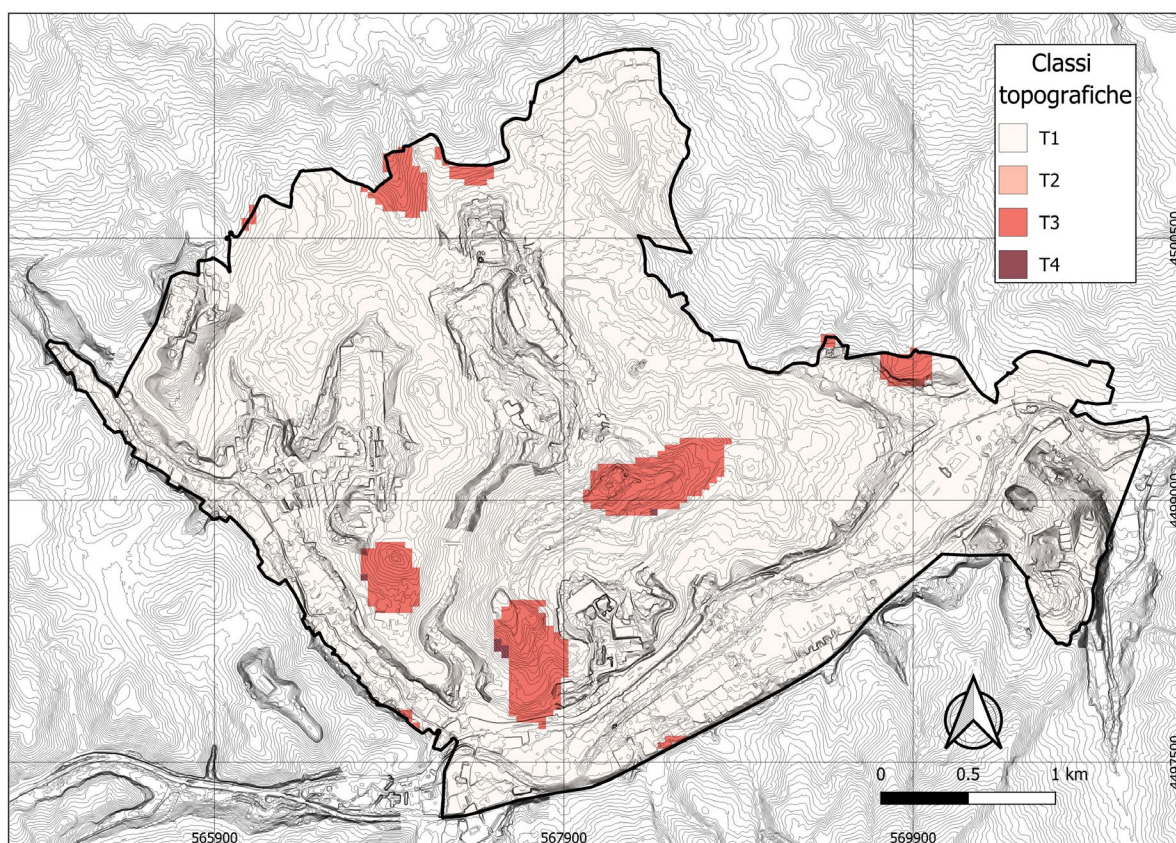


Figura 3.7 — Classificazione topografica dell'area di studio secondo le classi T1–T4, ai sensi del §3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) sovrapposta alle curve di livello a 5m. La mappa deriva dalla classificazione topografica a scala nazionale elaborata da Mascandola et al. (2021) mediante procedura GIS automatizzata ed è stata successivamente rielaborata e ritagliata sull'area di indagine.

La mappa di classificazione topografica è utilizzata nel presente lavoro come strumento di screening territoriale, utile a individuare le porzioni dell'area di studio potenzialmente interessate da effetti topografici. Come evidenziato in mappa, il territorio comunale risulta prevalentemente caratterizzato da classe T1, mentre le classi T3–T4 compaiono in modo localizzato in corrispondenza di specifici rilievi morfologicamente evidenti. In particolare, la classe T3 risulta

localmente presente in corrispondenza di settori del territorio caratterizzati da rilievi morfologicamente evidenti, che includono una porzione del centro storico nel settore meridionale dell'area di studio e alcune aree in prossimità del quartiere Gallitello, nel settore occidentale. Tali zone coincidono con tratti di crinale o di rilievo isolato, caratterizzati da un significativo contrasto altimetrico rispetto alle aree circostanti. È utile sottolineare che la mappa delle classi topografiche T1–T4 è stata prodotta con l'unico scopo di descrivere la morfologia del territorio secondo la classificazione prevista dalle NTC 2018. Si tratta quindi di uno strumento di inquadramento preliminare, utile a mostrare come la normativa interpreta la configurazione topografica dell'area, ma non rappresenta un elemento operativo nelle analisi successive. La letteratura sperimentale mostra che, nei contesti italiani, il contributo del fattore topografico all'amplificazione del moto sismico risulta generalmente meno significativo rispetto a quello stratigrafico (Mucciarelli et al., 2010; Mucciarelli et al., 2011). Anche analisi più recenti su scala regionale confermano che la variabilità dell'amplificazione è dominata principalmente dalle condizioni stratigrafiche locali (Albarello et al., 2025). Per questo motivo, nel presente studio ci si è concentrati esclusivamente sulla valutazione dell'amplificazione stratigrafica, che rappresenta il meccanismo prevalente e più rilevante ai fini della caratterizzazione della risposta sismica locale.

Un ulteriore elemento di complessità del quadro geomorfologico è rappresentato dalla diffusa instabilità dei versanti. Corpi di frana, in diversi stadi di evoluzione morfologica, interessano numerose aree collinari prossime al centro storico. La mappa di Figura 3.8 rappresenta la classificazione del rischio da frana nell'area di studio secondo il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) dell'Autorità di Bacino della Basilicata.

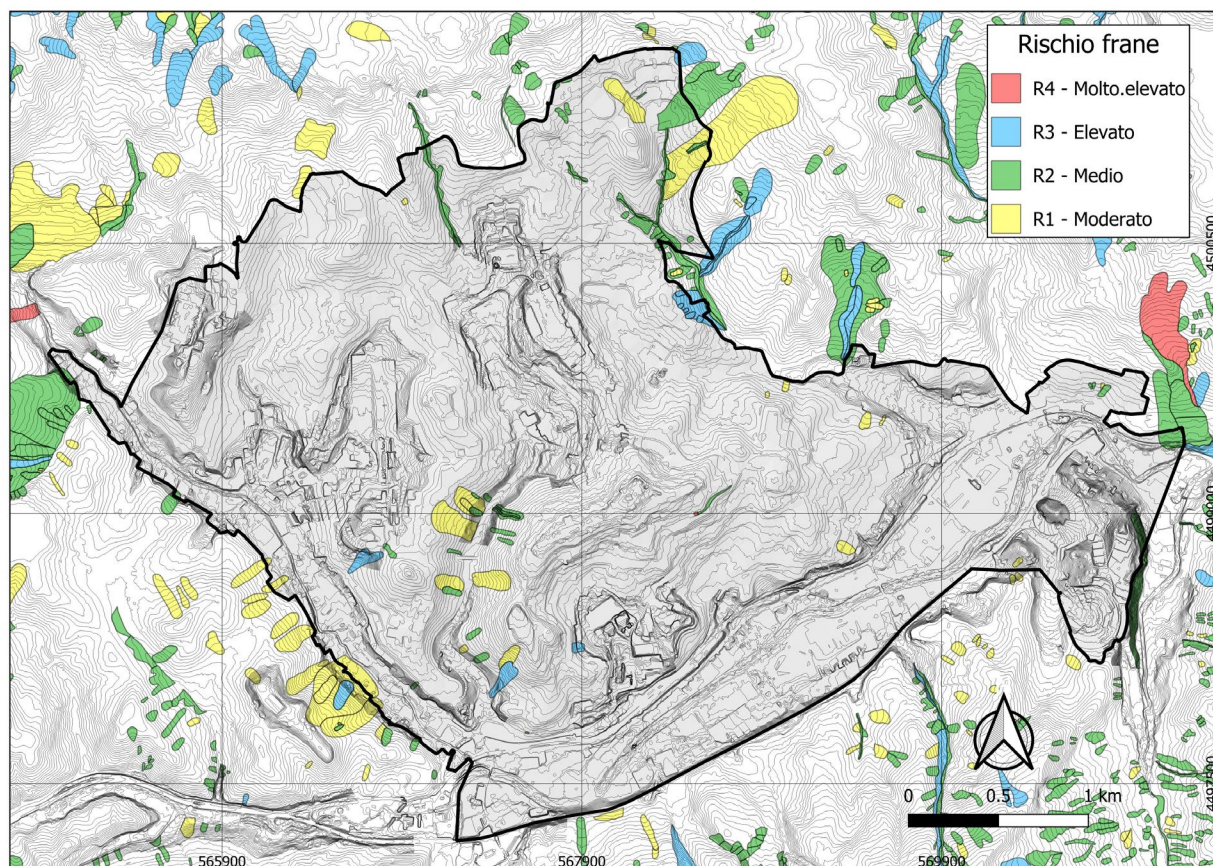


Figura 3.8 – Carta del rischio frane nell'area di studio. Rappresentazione delle classi di rischio da frana secondo il Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico dell'Autorità di Bacino della Basilicata, riferite all'area di studio.

Le classi di rischio più elevate presenti nell'area di studio si localizzano lungo i versanti posti in corrispondenza di Viale dell'Unicef, dove si osservano condizioni morfologiche predisponenti e processi gravitativi attivi o potenziali. Un ulteriore settore di instabilità è individuato nella zona

nord-occidentale, in corrispondenza della zona di Macchia Romana, caratterizzata da versanti collinari modellati in litologie deboli e soggetti a fenomeni di deformazione gravitativa superficiale. Le restanti porzioni dell'area ricadono prevalentemente nelle classi di rischio R1–R2, indicando condizioni di instabilità moderata o diffusa ma meno critica.

A questi si associano fenomeni di deformazione gravitativa superficiale lenta, quali processi di creep, tipici dei versanti modellati in litologie argillose. Tali fenomeni si manifestano attraverso rigonfiamenti e depressioni morfologiche che coinvolgono sia la copertura detritica sia la porzione superficiale alterata del substrato, con spessori generalmente limitati a pochi metri. La marcata eterogeneità morfologica del territorio comunale costituisce pertanto un ulteriore elemento per la valutazione della risposta sismica locale. In tali contesti, la propagazione delle onde sismiche risulta fortemente influenzata dalla geometria tridimensionale dei rilievi e dei versanti, dando luogo a effetti 2D e 3D. In particolare, essa fornisce un quadro interpretativo utile per comprendere la presenza di risposte spettrali complesse, talvolta caratterizzate da più picchi di risonanza o da bande di amplificazione ampie, frequentemente osservate nei settori di versante e lungo le creste urbanizzate, dove gli effetti topografici possono sovrapporsi a quelli stratigrafici.

3.2.1 Acquisizione ed analisi delle misure di rumore ambientale a stazione singola sui suoli urbani

Sono state condotte 300 misure di rumore sismico ambientale a stazione singola, elaborate mediante il metodo HVSr (Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio), di cui 153 realizzate direttamente nell'ambito di questo lavoro di tesi e 147 provenienti dagli studi di microzonazione sismica (Figura 3.9). Le registrazioni dei microtremori utilizzate in questa tesi sono state eseguite con tromografo digitale portatile a tre componenti (Tromino- [MoHo s.r.l.](#)) ed analizzate come descritto nel precedente Capitolo 2.

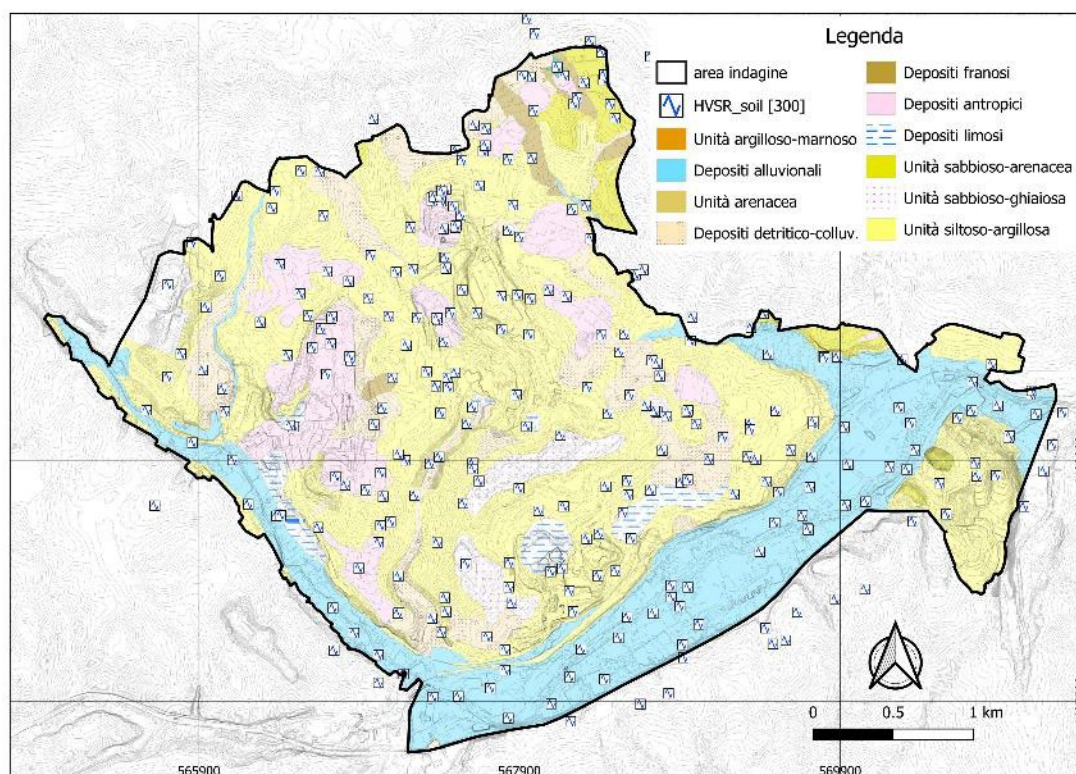


Figura 3.9 - Localizzazione delle misure di rumore sismico ambientale a stazione singola eseguite sui suoli di fondazione, sovrapposta alla carta geologica di dettaglio.

Per garantire un campionamento rappresentativo di tutti i terreni superficiali presente nell'area urbana di Potenza, caratterizzati da differenti litologie, spessori stratigrafici e proprietà geotecniche, le misure sono state realizzate secondo tre modalità: (i) la maggior parte delle

misure sul suolo è stata condotta su una griglia regolare con un passo medio di campionamento pari a 120 m, corrispondente a una densità media di circa 22 punti di misura per km²; (ii) ulteriori misure sono state effettuate a intervalli irregolari in prossimità di precedenti indagini geologiche e geotecniche, al fine di validare le funzioni HVSR; (iii) infine, una parte delle misure è stata concentrata nelle aree più recenti della città e in corrispondenza di edifici strategici quali scuole, ospedali, caserme e industrie (Figura 3.9).

Poiché la risposta sismica dei suoli, sia in condizioni di moto debole sia di moto forte, è sempre il risultato di una complessa composizione di campi d'onda generati da sorgenti differenti, e considerato inoltre che la presenza degli edifici modifica il moto del suolo in ambito urbano, l'isolamento dell'effetto del solo suolo rispetto a quello degli edifici avrebbe rappresentato un obiettivo estremamente complesso e probabilmente irrealizzabile. Per tale motivo, pur non essendo sempre possibile, nella scelta dei siti di misura si è posta particolare attenzione a ridurre il più possibile l'influenza degli edifici, delle infrastrutture industriali e del traffico sul rumore registrato. Seguendo le indicazioni riportate nel Capitolo 2, le misure su suolo sono state eseguite con una durata di 14 minuti, una frequenza di campionamento pari a 128 Hz e poste ad una distanza almeno uguale all'altezza degli edifici o degli alberi più vicini.

Per verificare che le caratteristiche in frequenza dei suoli fossero correttamente determinate in ambiente urbano, le funzioni di amplificazione ottenute sono state confrontate con quelle rilevate in condizioni di “campo libero reale” per ciascuna litologia.

3.2.1.1 Frequenze principali dei suoli urbani

L'analisi delle 153 registrazioni di rumore ambientale, acquisite direttamente nell'ambito del presente lavoro di tesi ed escludendo pertanto quelle provenienti dagli studi di microzonazione sismica, evidenzia che le frequenze fondamentali di risonanza dei suoli di fondazione sono comprese in un intervallo tra 0.9 e 9.5 Hz, con un valore mediano pari a circa 2.7 Hz. I valori dell'ampiezza HVSR risultano invece variabili tra 1.9 e 8.5, con un valore mediano pari a 3.3 (Figura 3.10).

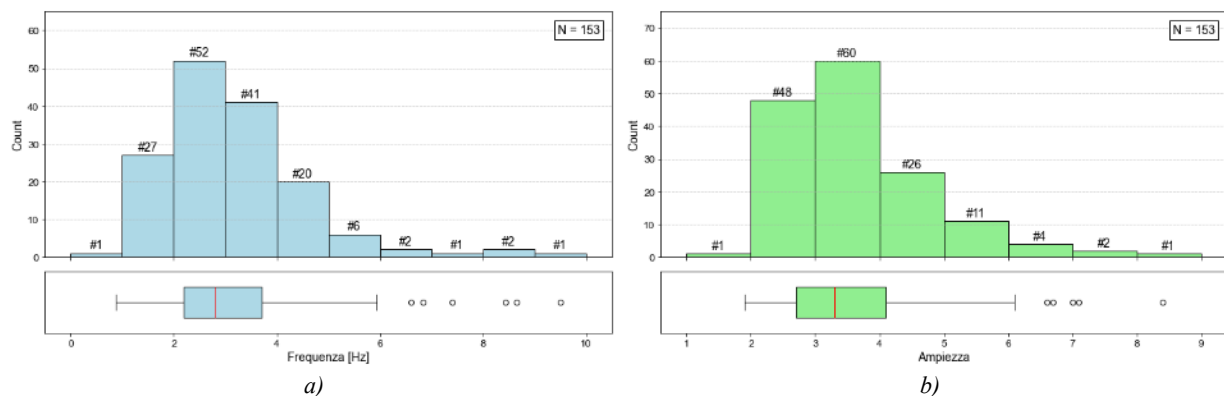


Figura 3.10 — Distribuzione empirica delle frequenze fondamentali di risonanza (a) e delle ampiezze dei picchi HVSR (b) stimate dalle registrazioni di rumore ambientale sui suoli.

I dati relativi alle frequenze fondamentali ($f0_s$) e alle ampiezze ($A0_s$) sono stati inizialmente analizzati a livello dei singoli litotipi (Figura 3.11a, 3.11c). In particolare, i depositi alluvionali, antropici, detritico-colluviali, franosi e limosi mostrano intervalli di frequenza e ampiezza simili, pur con alcune variazioni puntuali, mentre le unità afferenti al substrato presentano frequenze leggermente inferiori. Per evidenziare meglio questa distinzione, i dati sono stati raggruppati in due macro-categorie principali, corrispondenti ai terreni di copertura e ai terreni del substrato, come riportato nella mappa geologica semplificata vista precedentemente (Figura 3.6). Questa aggregazione mette in luce che, nonostante la varietà dei singoli suoli, le caratteristiche di risonanza dei suoli si distribuiscono secondo due distribuzioni distinte, pur con alcune sovrapposizioni nelle frequenze e nelle ampiezze. I terreni di copertura mostrano mediamente

frequenze fondamentali leggermente più elevate, accompagnate da ampiezze maggiori e più variabili, mentre i terreni del substrato tendono ad avere frequenze più basse e ampiezze generalmente più contenute. Alla luce di queste evidenze, il raggruppamento dei terreni in due macro-categorie risulta una scelta metodologicamente appropriata e fisicamente significativa, consentendo una rappresentazione più robusta e sintetica dei fenomeni di risonanza rispetto a una classificazione dettagliata basata esclusivamente sui singoli litotipi. A supporto di tale interpretazione, sono stati elaborati box plot che illustrano sia la distribuzione delle frequenze e delle ampiezze per i singoli litotipi, sia i medesimi parametri raggruppati nelle due macro-categorie (Figura 3.11 b–3.11 d).

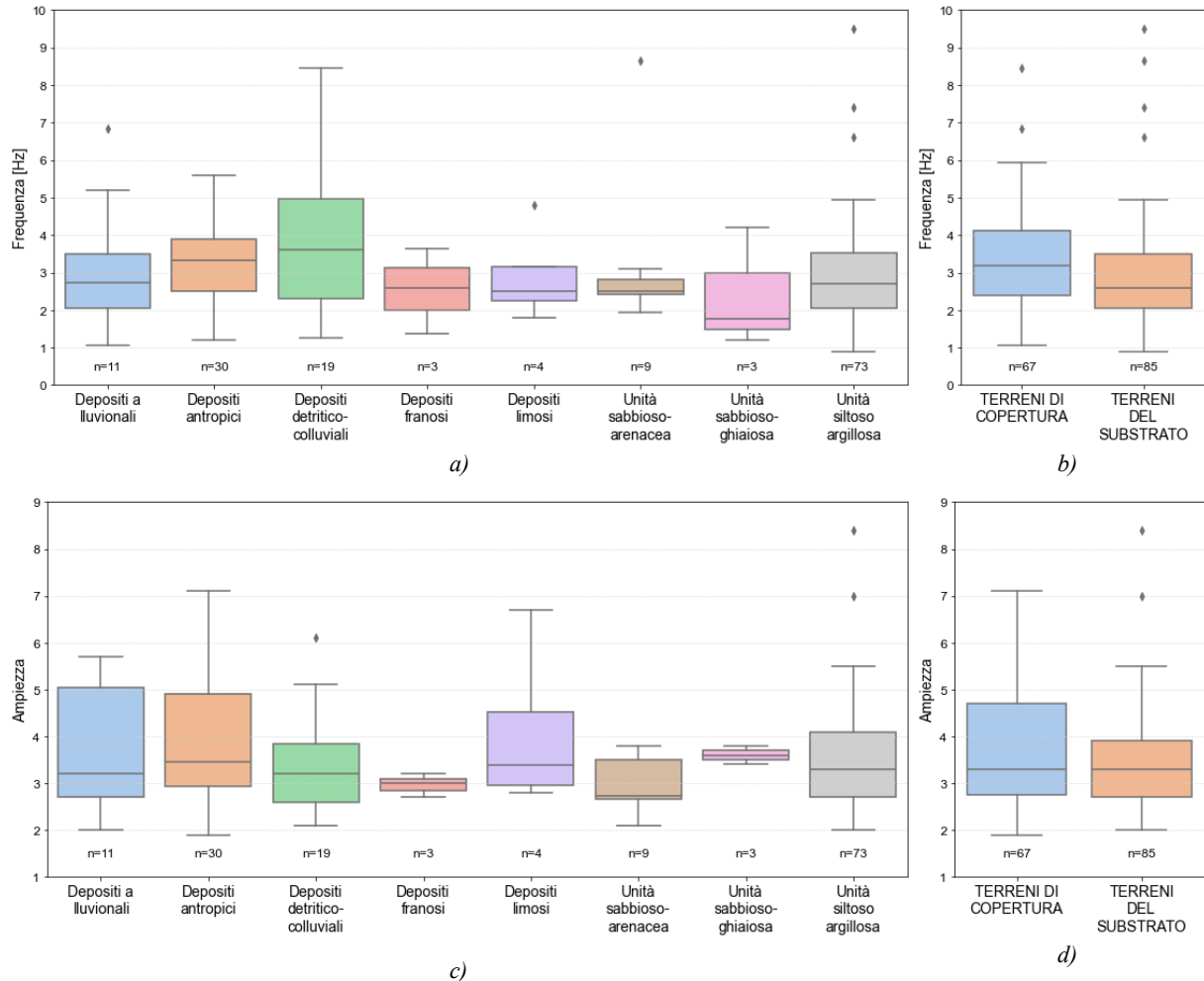


Figura 3.11 — Distribuzione delle frequenze fondamentali e delle ampiezze di picco HVSR. I pannelli (a) e (c) mostrano, rispettivamente, le frequenze fondamentali e le ampiezze HVSR per le singole unità litologiche, mentre i pannelli (b) e (d) riportano gli stessi parametri raggruppati nelle due principali macro-categorie geologiche: terreni del substrato e depositi di copertura.

Di seguito sono riportate alcune funzioni HVSR rappresentative delle principali e più diffuse litostratigrafie presenti all'interno dell'area di indagine (Figura 3.12).

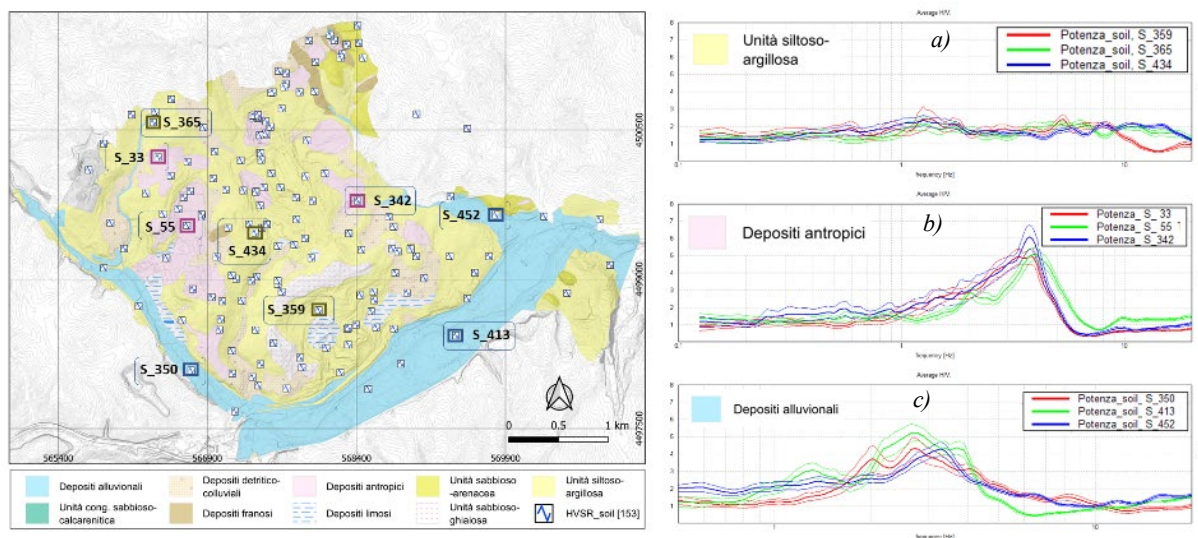


Figura 3.12 — Esempi di funzioni HVSR rappresentative delle principali tipologie di terreni di fondazione presenti nell'area di studio. La localizzazione dei siti di misura è riportata sulla mappa geologica. A destra sono mostrate le funzioni HVSR ottenute per le unità siltoso-argillose (a), per i depositi antropici (b) e per i depositi alluvionali (c).

L'analisi comparativa delle curve evidenzia comportamenti di risposta in frequenza chiaramente differenziati in funzione della tipologia del terreno di fondazione. Le unità siltoso-argillose (Figura 3.12a), che costituiscono il substrato prevalente dell'area urbana, mostrano generalmente funzioni di amplificazione piuttosto regolari e tendenzialmente piatte, caratterizzate da un picco di risonanza principale concentrato intorno a 1.3–2.0 Hz. Tale andamento è coerente con la presenza di spessori significativi di terreni a comportamento meccanico relativamente omogeneo e con velocità delle onde di taglio moderatamente elevate ($V_{s,eq} \approx 600$ m/s).

I depositi antropici (Figura 3.12b), al contrario, evidenziano curve HVSR con picchi di risonanza più marcati e ben definiti, generalmente concentrati intorno a 3.0 – 5.0 Hz. Questo comportamento è imputabile alla natura fortemente eterogenea di questi materiali, costituiti da riporti antropici a granulometria variabile e con spessori generalmente limitati, che determinano forti contrasti di impedenza con il substrato sottostante e, di conseguenza, risposte di risonanza più elevate.

Infine, i depositi alluvionali (3.12c) localizzati nel fondovalle del fiume Basento mostrano valori di frequenza di risonanza compresi prevalentemente tra 2 e 4 Hz, con curve di amplificazione generalmente più articolate rispetto a quelle del substrato argilloso. Questo comportamento è riconducibile alla natura sciolta o moderatamente addensata dei sedimenti fluviali, spesso caratterizzati da condizioni di saturazione, che favoriscono una risposta dinamica più sensibile e variabile in funzione degli spessori e delle condizioni stratigrafiche locali.

Nel complesso, le funzioni HVSR analizzate riflettono in modo coerente il controllo esercitato dalla litologia, dalle caratteristiche meccaniche, dallo spessore dei depositi superficiali, dai contrasti di impedenza sismica sulla risposta in frequenza dei terreni di fondazione e dalle complesse condizioni morfologiche fornendo un valido supporto per l'interpretazione della risposta sismica locale dell'area urbana di Potenza.

3.2.1.2 Mappe isofrequenza e isoampiezza dei suoli urbani

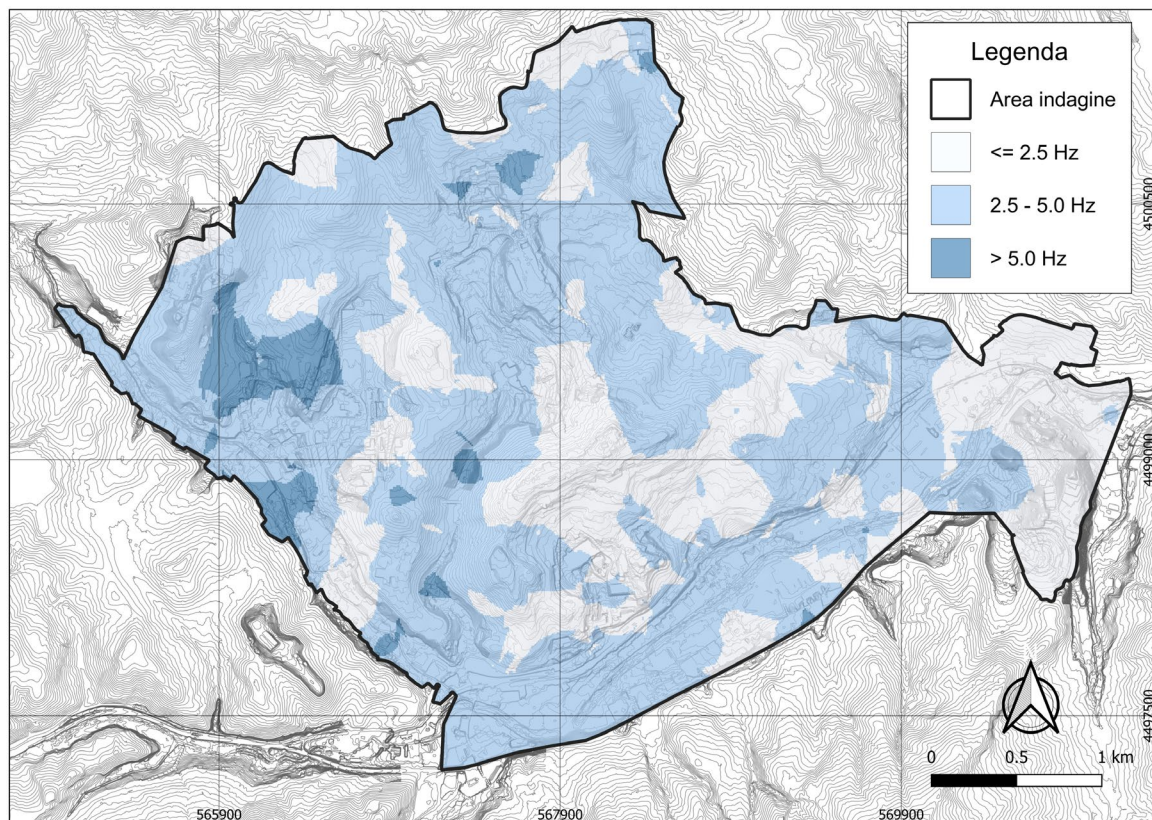
Per una rappresentazione spaziale continua delle frequenze fondamentali $f0_s$ stimate nei 153 punti di misura, i dati puntuali sono stati interpolati in ambiente GIS mediante il metodo dell'Ordinary Kriging. Si tratta di un metodo geostatistico che consente di stimare il valore di una grandezza in punti in cui non è stata effettuata la misura, attraverso una media pesata dei valori osservati nei punti vicini. La stima non dipende esclusivamente dalla distanza tra i punti, ma anche dalla modalità con cui il fenomeno varia nello spazio, informazione descritta dal variogramma. In pratica, il variogramma rappresenta quanto due misure tendano a essere simili

o differenti (varianza) al crescere della loro separazione spaziale: a distanze ridotte i valori risultano generalmente più simili, mentre all'aumentare della distanza la differenza tende a crescere fino a raggiungere un valore limite.

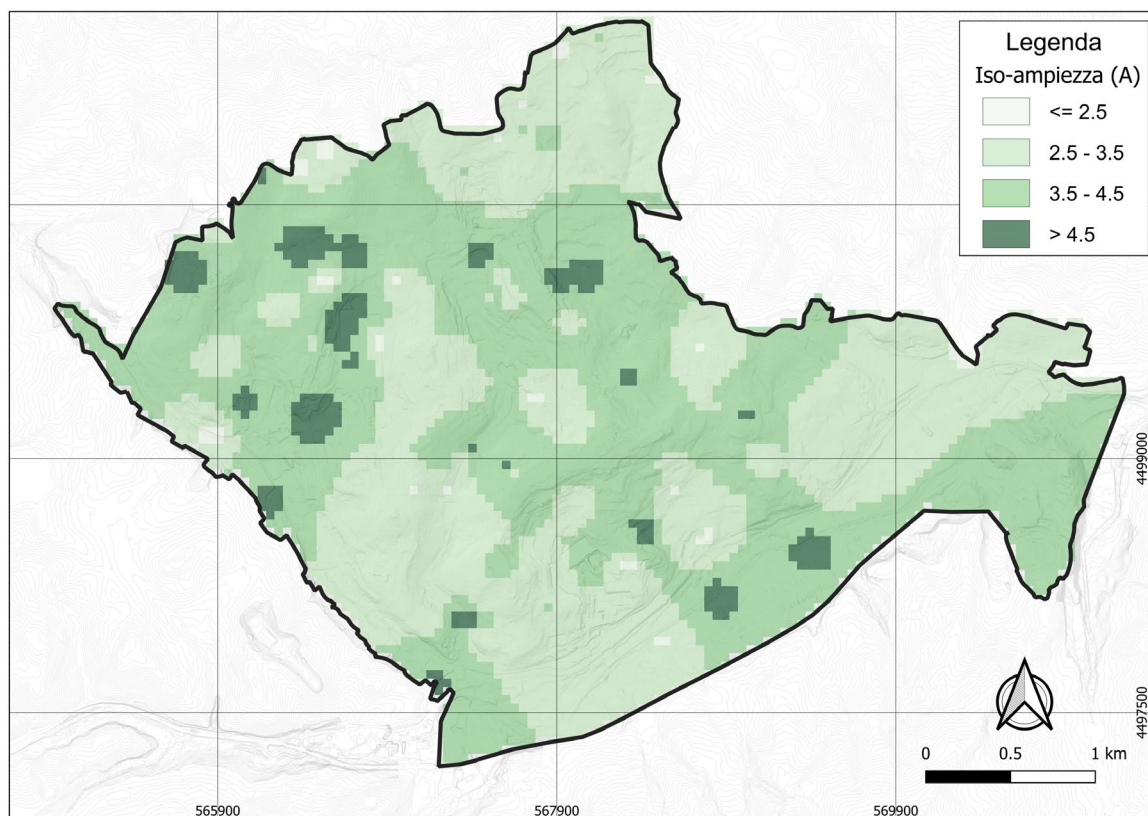
Per la modellazione della continuità spaziale dei dati è stato utilizzato un numero di 30 classi di distanza (lag), con uno skip pari a 1, al fine di descrivere in modo sufficientemente dettagliato la variabilità del campo di frequenza. In letteratura, la costruzione del variogramma sperimentale viene generalmente effettuata utilizzando un numero di classi compreso tra 10 e 30, così da garantire un adeguato compromesso tra descrizione della struttura spaziale e stabilità statistica delle stime (Isaaks & Srivastava, 1989; Cressie, 1993; Wackernagel, 2003; Chilès & Delfiner, 2012). Il modello teorico di variogramma adottato è di tipo lineare, idoneo a descrivere una crescita progressiva della variabilità con la distanza.

Per ogni cella interpolata è stato imposto l'utilizzo di un numero minimo di 1 punto e massimo di 4 punti vicini, in modo da evitare sia stime instabili dovute a dati isolati, sia un'eccessiva perdita di dettaglio legata all'impiego di un numero troppo elevato di osservazioni. La superficie interpolata è stata generata con una dimensione della cella pari a 50 m, scelta come compromesso tra livello di dettaglio spaziale e stabilità statistica della stima. L'output dell'interpolazione è una griglia raster che restituisce una superficie continua dei valori di $f\theta_s$; come misura dell'errore è stata invece selezionata la deviazione standard, che fornisce una stima dell'incertezza associata a ciascun pixel della superficie interpolata.

Il raster ottenuto è stato rappresentato mediante una scala cromatica a gradiente blu, in cui le frequenze minori sono associate a tonalità di blu più chiare, mentre le frequenze maggiori sono evidenziate da colorazioni progressivamente più intense. Il risultato finale è una superficie continua delle frequenze caratteristiche dei suoli, che consente di visualizzare i valori sparsi di $f\theta_s$ come un campo continuo nel dominio dello spazio, ovvero la mappa delle isofrequenze (Figura 3.13a). Il metodo restituisce inoltre una mappa dell'errore associato alle stime, espressa in termini di deviazione standard, utile per valutare l'affidabilità delle interpolazioni effettuate. Utilizzando la medesima tecnica di interpolazione, è stata elaborata anche la mappa delle isoampiezze (Figura 3.13b), che rappresenta la distribuzione spaziale dell'ampiezza del picco delle funzioni HVSR.



a)



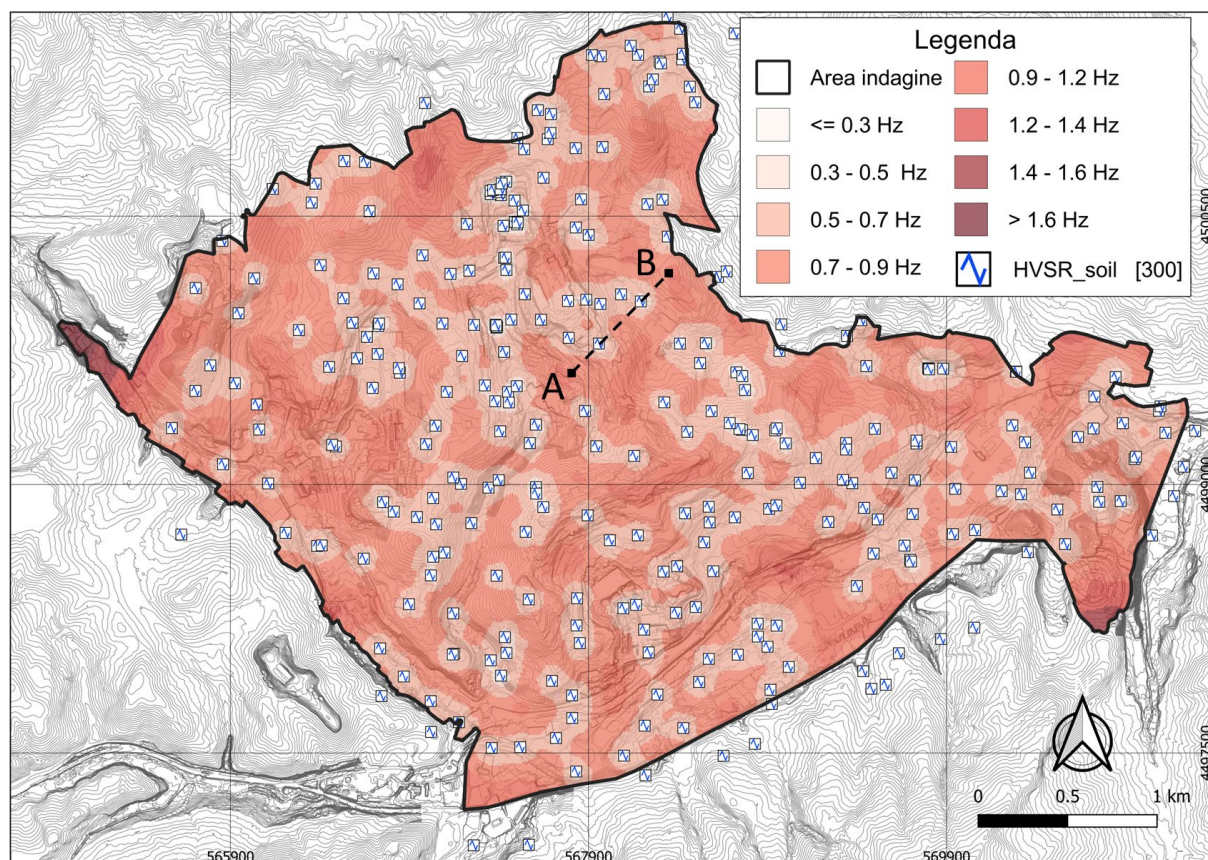
b)

Figura 3.13 — Mappa delle isofrequenze (a) e delle isoampiezze (b) ottenuta mediante interpolazione spaziale con metodo Kriging.

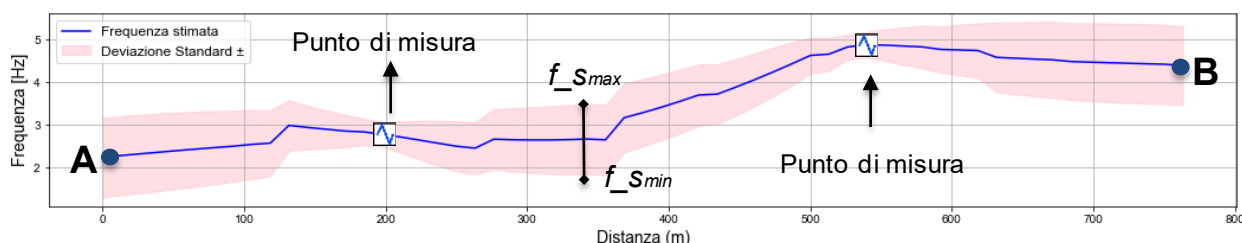
La mappa delle isofrequenze (Figura 3.11a) mostra una distribuzione spaziale delle frequenze caratteristiche del suolo nell'area di studio, evidenziando chiaramente le variazioni locali dei valori di frequenza fondamentale ($f0_s$). Le zone con frequenze più basse, inferiori a 2,5 Hz, si concentrano principalmente nel centro storico della città e si estendono verso il quartiere San Rocco ad est. Analoghi valori di frequenza ridotta si riscontrano nella zona Gallitello e quartiere Europa, situati nella parte occidentale dell'area di indagine. Un'ulteriore area caratterizzata da frequenze contenute è quella del quartiere Bucleto, collocato nella parte Sud-Est della mappa. Al contrario, le frequenze più elevate, superiori a 5 Hz, si trovano prevalentemente nella porzione nord-occidentale della città nei pressi del parco Albino. Le aree con frequenze intermedie si distribuiscono nelle restanti porzioni dell'area di studio, fungendo da zone di transizione tra i due estremi.

La mappa delle isoampiezze HVSR (Figura 3.11b) consente di integrare l'analisi delle frequenze fondamentali del suolo. Le ampiezze più basse (< 2.5) si concentrano su una vasta porzione della area di studio. In particolare nella zona a sud del centro storico, in corrispondenza della stazione ferroviaria centrale, in una porzione a sud ovest del Gallitello, nella zona centrale in corrispondenza del quartiere Europa, nella zona industriale ad est e nella porzione settentrionale di Macchia Romana. Tali valori sono indicativi di picchi HVSR poco pronunciati, riconducibili a contrasti di impedenza sismica moderati tra gli strati. Valori di ampiezza più elevati si osservano invece in modo localizzato nella porzione nord-occidentale della città, area in cui si riscontrano anche le frequenze fondamentali più alte, come evidenziato dalla mappa delle isofrequenze (Figura 3.13). Dal punto di vista geologico, questa zona è caratterizzata prevalentemente da terreni appartenenti al substrato, con la presenza subordinata di corpi di copertura di limitata estensione. Tuttavia, i picchi di ampiezza maggiore ($HVSR > 4.5$) risultano numericamente ridotti e distribuiti in maniera puntuale e discontinua, senza delineare strutture spaziali continue o pattern regolari nell'interpolazione areale. Questa distribuzione suggerisce che le elevate ampiezze HVSR non siano direttamente attribuibili a una specifica unità litologica o a una chiara transizione substrato-copertura, ma piuttosto a condizioni locali di forte contrasto di impedenza sismica, potenzialmente legate a variazioni stratigrafiche di scala ridotta, irregolarità geometriche del substrato, eterogeneità litologiche locali o effetti tridimensionali non risolvibili attraverso una classificazione geologica semplificata. In termini applicativi, tali aree rappresentano contesti in cui la risonanza locale è più evidente, ma la sua identificazione richiede una lettura integrata dei dati geofisici e geologici, evitando correlazioni litologiche semplificate non supportate dalla distribuzione spaziale dei parametri osservati. La correlazione tra ampiezza e frequenza non solo rafforza l'interpretazione dei dati HVSR ma fornisce anche un'indicazione indiretta della complessità stratigrafica e dei contrasti di impedenza nel sottosuolo, aspetti fondamentali per una caratterizzazione accurata dei terreni di fondazione e per la pianificazione di interventi di mitigazione del rischio.

Inoltre, il metodo Kriging permette di associare a ciascun valore di frequenza caratteristica stimato tramite interpolazione un'indicazione dell'incertezza della stima, espressa attraverso la deviazione standard. Per rendere più concreto questo concetto, è stato inserito un grafico (Figura 3.14b) che rappresenta la variazione della frequenza stimata lungo il tratto compreso tra i punti A e B, indicati sulla mappa di errore (Figura 3.14a). Oltre al valore di $f0_s$ calcolato per ciascun punto lungo questo percorso, viene mostrata anche la deviazione standard corrispondente, che consente di definire per ogni punto un intervallo di frequenze possibili, compreso tra f_{Smin} e f_{Smax} , piuttosto che un singolo valore puntuale. È importante osservare come il valore della deviazione standard tenda a diminuire avvicinandosi al punto di misura, riflettendo così una maggiore affidabilità della stima in prossimità dei dati sperimentali diretti.



a)



b)

Figura 3.14 — Mappa di errore associata alla stima dei valori di frequenza nei punti non campionati (b) esempio della variazione del valore di frequenza tra i punti A e B individuati sulla mappa di errore, con relativa deviazione standard.

3.2.2 Zonazione sismo-stratigrafica

La valutazione della vulnerabilità sismica a scala urbana richiede, come presupposto fondamentale, una rappresentazione realistica della variabilità spaziale della risposta sismica locale. In ambito urbano per una corretta valutazione della risposta sismica locale è necessario suddividere il territorio in zone omogenee dal punto di vista sismo-stratigrafico, questo rappresenta un passaggio metodologico imprescindibile per le analisi finalizzate alla costruzione di curve di fragilità site-specific. La zonazione consente infatti di raggruppare porzioni di territorio caratterizzate da un comportamento dinamico simile del sottosuolo, permettendo di associare a ciascuna zona un input sismico rappresentativo e fisicamente coerente. L'adozione di un input sismico al bedrock su scala urbana, senza considerare le condizioni di sito sottosuolo,

non è una strategia idonea per una corretta valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici e della pericolosità sismica dei terreni a scala urbana (Cornell et al., 2002; Pagliaroli et al., 2014).

Alla luce di tali considerazioni, l'area urbana della città di Potenza è stata suddivisa in zone omogenee dal punto di vista sismostratigrafico. Il processo di zonazione è stato avviato a partire dalla mappa delle isofrequenze riportata in Figura 3.13 suddivisa in tre intervalli principali: (i) $f_s < 2.5$ Hz, (ii) $2.5 \text{ Hz} \leq f_s \leq 5 \text{ Hz}$ e (iii) $f_s > 5 \text{ Hz}$.

All'interno dell'intervallo di frequenze intermedie (2.5–5 Hz) si è resa necessaria un'ulteriore suddivisione, distinguendo i depositi alluvionali in prossimità del fiume Basento dalle restanti aree caratterizzate dalla medesima frequenza fondamentale ma da una diversa natura litotecnica. Tale scelta risponde a precise motivazioni geotecniche e sismiche: i terreni alluvionali, generalmente sciolti o debolmente consolidati, presentano bassi valori di rigidità dinamica e una maggiore suscettibilità a fenomeni di amplificazione e non linearità ciclica rispetto a unità più consolidate, quali le successioni siltoso-argillose (Seed & Idriss, 1982; Kramer, 1996). Anche a parità di frequenza fondamentale, tali differenze possono produrre risposte sismiche significativamente diverse, rendendo necessaria una separazione esplicita ai fini della valutazione della domanda sismica locale (Pitilakis et al., 2014).

Sulla base di questi criteri, l'area di studio è stata suddivisa in quattro zone omogenee dal punto di vista sismo-stratigrafico, riportate in Figura 3.15, a ciascuna zona è stato attribuito il profilo sismo-stratigrafico, i relativi parametri geotecnici al fine di determinare la risposta sismica locale.

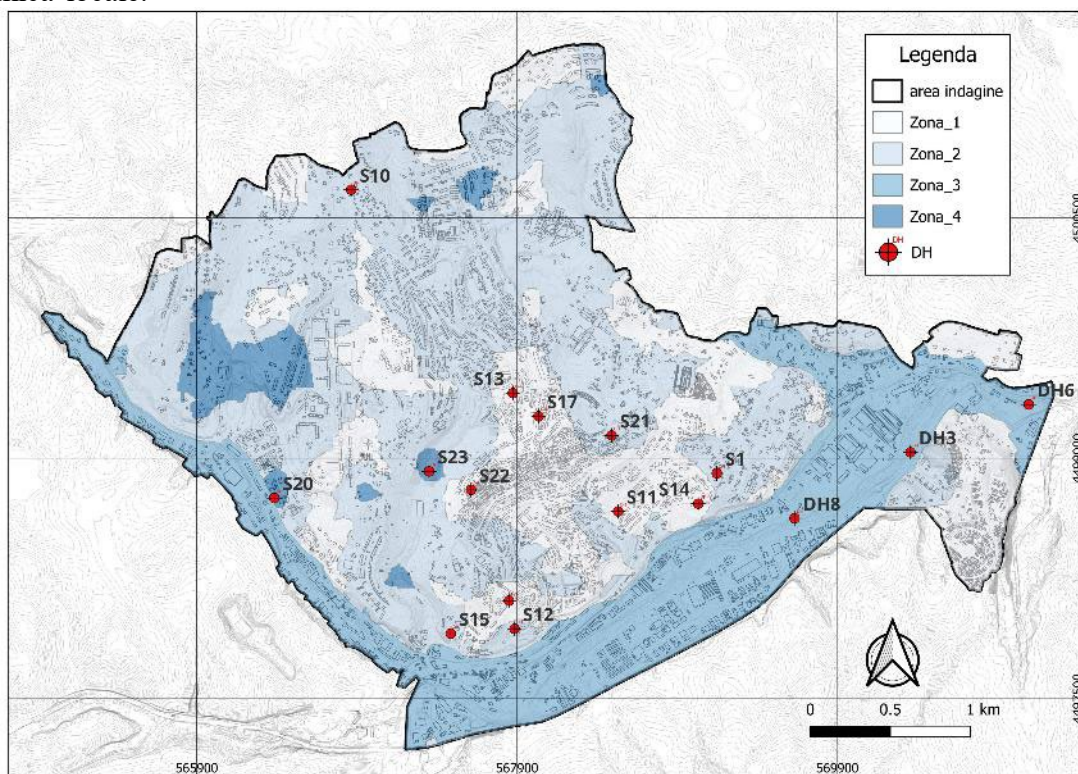


Figura 3.15 – Suddivisione dell'area urbana della città di Potenza in zone omogenee dal punto di vista sismo-stratigrafico. La zonazione è stata definita a partire dalla mappa delle isofrequenze ottenuta mediante analisi HVSR e dall'integrazione con le informazioni geologiche e geomorfologiche disponibili.

Il confronto tra la zonazione sismo-stratigrafica (Figura 3.15) e la carta geologica semplificata (Figura 3.4) evidenzia una coerenza generale tra la distribuzione delle zone omogenee e l'assetto litostratigrafico dell'area urbana, pur richiedendo una lettura critica del concetto di substrato ai fini della risposta sismica locale. Nel caso specifico della città di Potenza, infatti, le unità geologiche affioranti sono prevalentemente costituite da successioni argillose, che, pur rappresentando il substrato dal punto di vista geologico, non coincidono con il bedrock sismico inteso come mezzo rigido ad alta velocità delle onde di taglio.

Per ciascuna delle zone sismo-stratigrafiche individuate è stata associata una stratigrafia litostratigrafica di riferimento, definita facendo uso degli *Standard di rappresentazione e archiviazione informatica per la Microzonazione Sismica* (Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica, versione 4.2, 2020), che costituiscono il riferimento normativo nazionale per la classificazione dei terreni di copertura e del substrato geologico. La classificazione litotecnica è stata condotta utilizzando le codifiche ufficiali delle unità di copertura e del substrato, distinguendo le principali tipologie di materiali in funzione dell'origine deposizionale, del grado di consolidazione e del comportamento geotecnico.

La definizione delle stratigrafie tipo è stata ulteriormente affinata mediante l'impiego degli abachi regionali per le amplificazioni litostratigrafiche sviluppati per la Regione Basilicata (Paolucci, Tanzini e Albarello, 2020), che forniscono un sistema strutturato per l'assegnazione dei parametri dinamici medi dei terreni in funzione delle unità litostratigrafiche omogenee e del contesto regionale. Tali abachi sono stati utilizzati come riferimento per la definizione preliminare delle configurazioni stratigrafiche e dei range di parametri dinamici associabili alle diverse unità riconosciute, costituendo il collegamento operativo tra la classificazione litologica e la successiva ricostruzione dei profili di velocità delle onde di taglio.

Poiché le informazioni litostratigrafiche e geotecniche così definite risultano rappresentative di condizioni medie e non consentono, da sole, di vincolare in modo univoco la geometria verticale dei depositi, la ricostruzione dei profili stratigrafici e di velocità delle onde di taglio sintetici è stata vincolata alle osservazioni sperimentali derivate dalle funzioni HVSR. Le HVSR forniscono infatti un vincolo diretto sulla frequenza caratteristica del suolo, che dipende in modo combinato dallo spessore dei depositi e dal contrasto di impedenza sismica con il materiale sottostante (Nakamura, 1989; Fäh et al., 2001; Bonnefoy-Claudet et al., 2006).

Per ciascuna zona omogenea è stata quindi definita una funzione HVSR media rappresentativa, ottenuta come sintesi delle misure disponibili all'interno della zona stessa. A partire da tale funzione, i profili stratigrafici e di velocità delle onde di taglio sono stati ricostruiti mediante modellazione monodimensionale, variando principalmente gli spessori degli strati e, in misura secondaria, i parametri dinamici entro intervalli fisicamente plausibili, fino a ottenere un accordo soddisfacente tra la funzione HVSR osservata e quella teorica.

I profili così ottenuti non costituiscono una ricostruzione geologica dettagliata, ma una schematizzazione equivalente del sottosuolo, adeguata agli scopi delle successive analisi di risposta sismica locale e di valutazione di vulnerabilità. Essi rappresentano il punto di convergenza tra la zonazione sismostratigrafica basata sulle frequenze HVSR, le informazioni litotecniche derivate dagli Standard di Microzonazione e dagli abachi regionali, e i vincoli dinamici imposti dalle osservazioni sperimentali. Per ciascun profilo è stato inoltre calcolato il valore di $V_{s,eq}$, utilizzato come parametro sintetico per il confronto tra le diverse zone omogenee.

Nei paragrafi successivi sono descritte le caratteristiche geologico-tecniche per ciascuna zona.

3.2.2.1 Zona 1 – Settori urbani a bassa frequenza caratteristica

Dal punto di vista urbanistico, come descritto in precedenza, la Zona 1 comprende il nucleo storico della città di Potenza e una serie di porzioni urbane che si sviluppano in continuità con esso. In particolare, rientrano in questa zona il quartiere San Vito a est de centro storico e l'area di piazza Zara. Ulteriori settori attribuibili alla Zona 1 sono presenti nella parte orientale dell'area urbana, interessando porzioni del quartiere Gallitello e proseguendo verso nord in direzione del quartiere Europa, oltre al quartiere Bucaletto nella porzione sud-orientale dell'area di indagine.

Il profilo litostratigrafico della Zona 1 è stato ricostruito sulla base delle informazioni disponibili provenienti da sondaggi geognostici preesistenti, con particolare riferimento allo Studio di Microzonazione Sismica del Comune di Potenza (DGR n. 744/2011). Dal punto di vista geologico-stratigrafico, la Zona 1 è caratterizzata dalla presenza di depositi di copertura prevalentemente argillosi, costituiti da argille limose organiche a bassa plasticità (OL) e da argille organiche a medio-alta plasticità (OH). Tali materiali presentano un comportamento meccanico deformabile e una ridotta rigidezza dinamica. I livelli di copertura poggiano su un substrato

geologico costituito da un'alternanza di litotipi coesivi sovraconsolidati (AL-COS), riconducibili a successioni argillose ad elevata consistenza (Figura 3.16b).

Le analisi HVSR indicano che la Zona 1 è sistematicamente caratterizzata dai valori di frequenza fondamentale più bassi dell'intera area urbana. Le funzioni HVSR rappresentative delle stazioni ricadenti in questa zona (Figura 3.16a) mostrano un comportamento coerente, con dispersione contenuta e un picco principale ben definito, generalmente compreso tra circa 1 e 2.5 Hz. L'ampiezza moderata e la larghezza del picco suggeriscono una risposta controllata da spessori significativi di depositi deformabili e da un contrasto di impedenza derivante da un incremento costante con la profondità progressivo tipico di successioni argillose di notevole spessore, piuttosto che un contrasto netto.

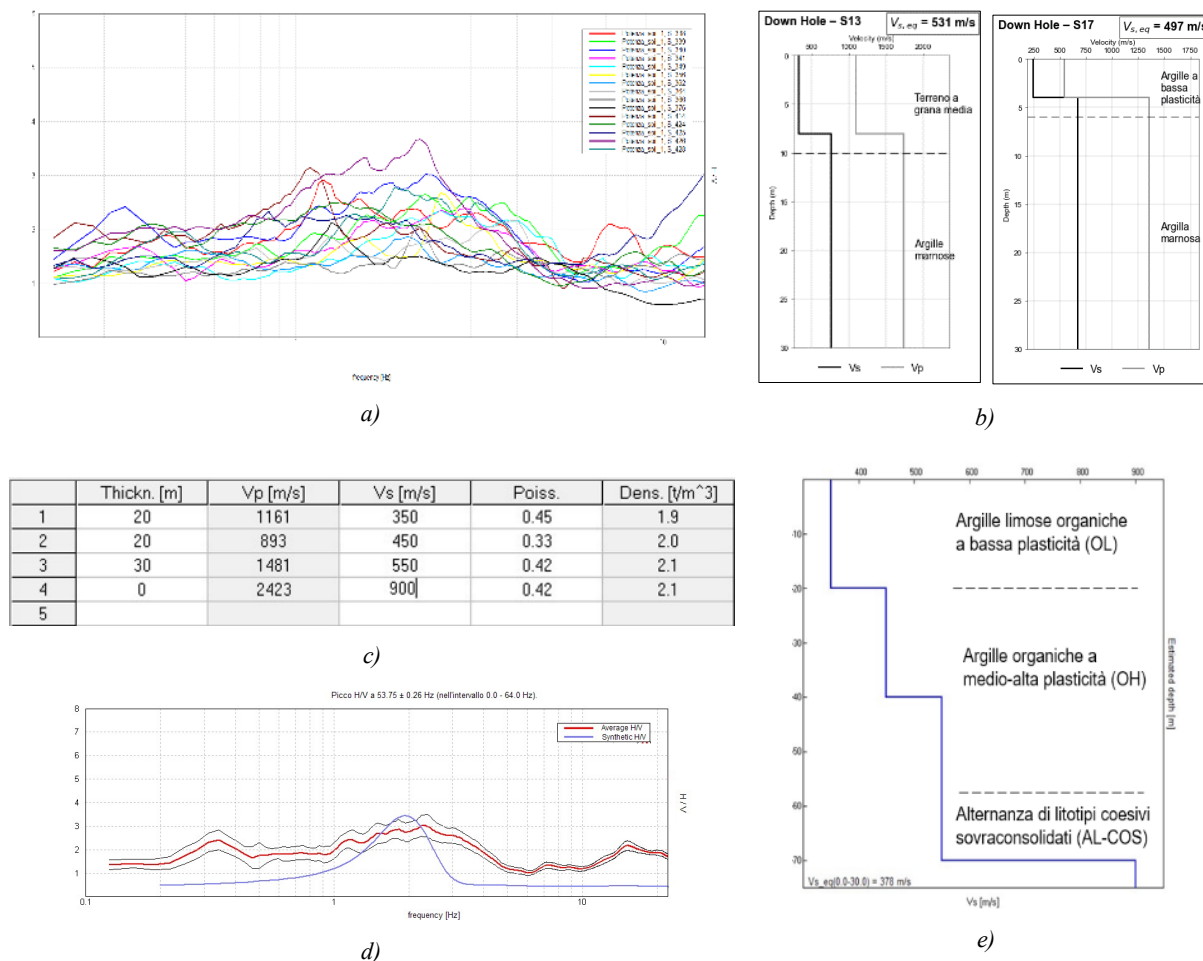


Figura 3.16 – a) Funzioni HVSR rappresentative della Zona 1, ottenute dalle misure di rumore ambientale per le stazioni ricadenti su suoli appartenenti alla Zona 1; le funzioni sono caratterizzate da valori di frequenza fondamentale inferiori a 2.5 Hz. **b)** litostratigrafia e profilo delle velocità ottenuto da down-hole provenienti da studi MZS; **c)** Ricostruzione del profilo stratigrafico e di velocità delle onde di taglio (V_s) sintetico per la Zona 1; **d)** confronto tra la funzione HVSR media osservata e la corrispondente funzione HVSR sintetica ottenuta; **e)** il profilo sintetico di velocità V_s in funzione della profondità, con indicazione del valore di V_s equivalente per i primi 30 m.

Sulla base della funzione HVSR media e delle informazioni litostratigrafiche disponibili, è stato ricostruito un profilo stratigrafico e di velocità delle onde di taglio (V_s) sintetico, rappresentativo del comportamento dinamico medio del sottosuolo della Zona 1. Il confronto tra la funzione HVSR osservata e quella sintetica (Figura 3.16d) mostra un buon accordo in termini di frequenza fondamentale e ampiezza del picco principale, indicando la coerenza del modello adottato con le osservazioni sperimentali.

Il modello adottato, i cui parametri sono riportati in Figura 3.16c, è costituito da una successione di livelli caratterizzati da un incremento progressivo delle velocità sismiche con la profondità. I primi 20 m sono caratterizzati da una velocità delle onde di taglio dell'ordine di 350 m/s, compatibile con depositi argillosi a comportamento deformabile. Nei successivi 20 m si

osserva un incremento della V_s fino a circa 450 m/s, indicativo di materiali più consolidati. Al di sotto, uno strato di spessore pari a circa 30 m presenta valori di V_s dell'ordine di 550 m/s, rappresentando una zona di transizione verso il substrato sismico, che viene modellato come un semispazio rigido con V_s prossima a 900 m/s. Questa configurazione suggerisce un contrasto di impedenza progressivo, piuttosto che netto, in accordo con la forma ampia del picco HVSR osservato.

Il profilo di velocità V_s in funzione della profondità, riportato in Figura 3.16d, evidenzia come il substrato sismico venga intercettato a una profondità complessiva di circa 70 m, valore coerente con le basse frequenze fondamentali caratteristiche della Zona 1. Il valore di velocità equivalente calcolato per i primi 30 m, pari a circa 378 m/s, colloca il sottosuolo della Zona 1 nella classe di suolo B (§ 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17/01/2018). Il buon accordo tra i profili di velocità ottenuti da misure dirette e quello ricostruito in forma sintetica supporta l'affidabilità del modello adottato per la Zona 1 e rafforza l'interpretazione della risposta sismica locale come controllata da una successione argillosa di notevole spessore, caratterizzata da un incremento graduale delle proprietà dinamiche con la profondità.

3.2.2.2 Zona 2 – Area a frequenza caratteristica intermedia

Dal punto di vista urbanistico, la Zona 2 rappresenta l'ambito sismo-stratigrafico più esteso dell'area urbana di Potenza e interessa una porzione significativa del tessuto edificato contemporaneo. Essa comprende ampi settori residenziali e importanti assi di sviluppo urbano, estendendosi prevalentemente verso nord e includendo, tra gli altri, i quartieri di Verderuolo e Macchia Romana, oltre a ulteriori aree densamente edificate distribuite lungo le principali direttrici infrastrutturali. La sua ampia estensione e l'elevata densità edilizia rendono questa zona particolarmente significativa ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica a scala urbana.

Dal punto di vista litostratigrafico, la Zona 2 è caratterizzata da una successione di terreni sostanzialmente analoga a quella individuata per la Zona 1, con livelli di copertura costituiti da argille limose organiche a bassa plasticità (OL) e argille organiche a medio-alta plasticità (OH), poggianti su un substrato geologico rappresentato da alternanze di litotipi coesivi sovraconsolidati (AL-COS). Tuttavia, la distribuzione degli spessori e il gradiente di incremento delle proprietà dinamiche con la profondità risultano differenti, determinando una risposta sismica locale sensibilmente diversa.

Le funzioni HVSR rappresentative della Zona 2 (Figura 3.17a) mostrano una risposta più articolata e dispersa rispetto a quella osservata nella Zona 1. I picchi principali si collocano prevalentemente nell'intervallo di frequenze compreso tra 2.5 e 5 Hz, con valori di ampiezza generalmente più elevati e una maggiore variabilità in termini di ampiezza e forma spettrale. In alcuni casi il picco risulta ben definito e stretto, mentre in altri appare più ampio o accompagnato da massimi secondari, indicando una risposta controllata dall'interazione di più livelli stratigrafici con proprietà meccaniche differenti.

Il confronto con la Zona 1 risulta particolarmente significativo: a parità di tipologie litologiche, la Zona 2 è caratterizzata da frequenze fondamentali più elevate, suggerendo una riduzione dello spessore complessivo dei depositi di copertura e un'interazione più diretta con il substrato sismico. La maggiore dispersione delle curve HVSR è inoltre indicativa di una maggiore variabilità laterale degli spessori e di una stratigrafia meno regolare rispetto alla Zona 1, coerentemente con un contesto morfologicamente più articolato.

Le informazioni fornite dai sondaggi down-hole disponibili per la Zona 2 (Figura 3.17b) consentono di inquadrare in modo più dettagliato la struttura litotecnica del sottosuolo e di supportare l'interpretazione delle analisi HVSR. Nei primi metri di profondità sono presenti terreni a comportamento deformabile, costituiti da argille e livelli sabbiosi limosi, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio dell'ordine di 350–400 m/s. A profondità comprese indicativamente tra 15 e 25 m si osserva un incremento significativo delle velocità, associato al passaggio verso terreni più addensati e a granulometria più grossolana o a livelli argillosi più consistenti. Al di sotto di tali profondità, i profili down-hole evidenziano un ulteriore aumento

delle velocità, attribuibile all'ingresso nelle alternanze di litotipi coesivi sovraconsolidati (AL-COS), che costituiscono il substrato sismico.

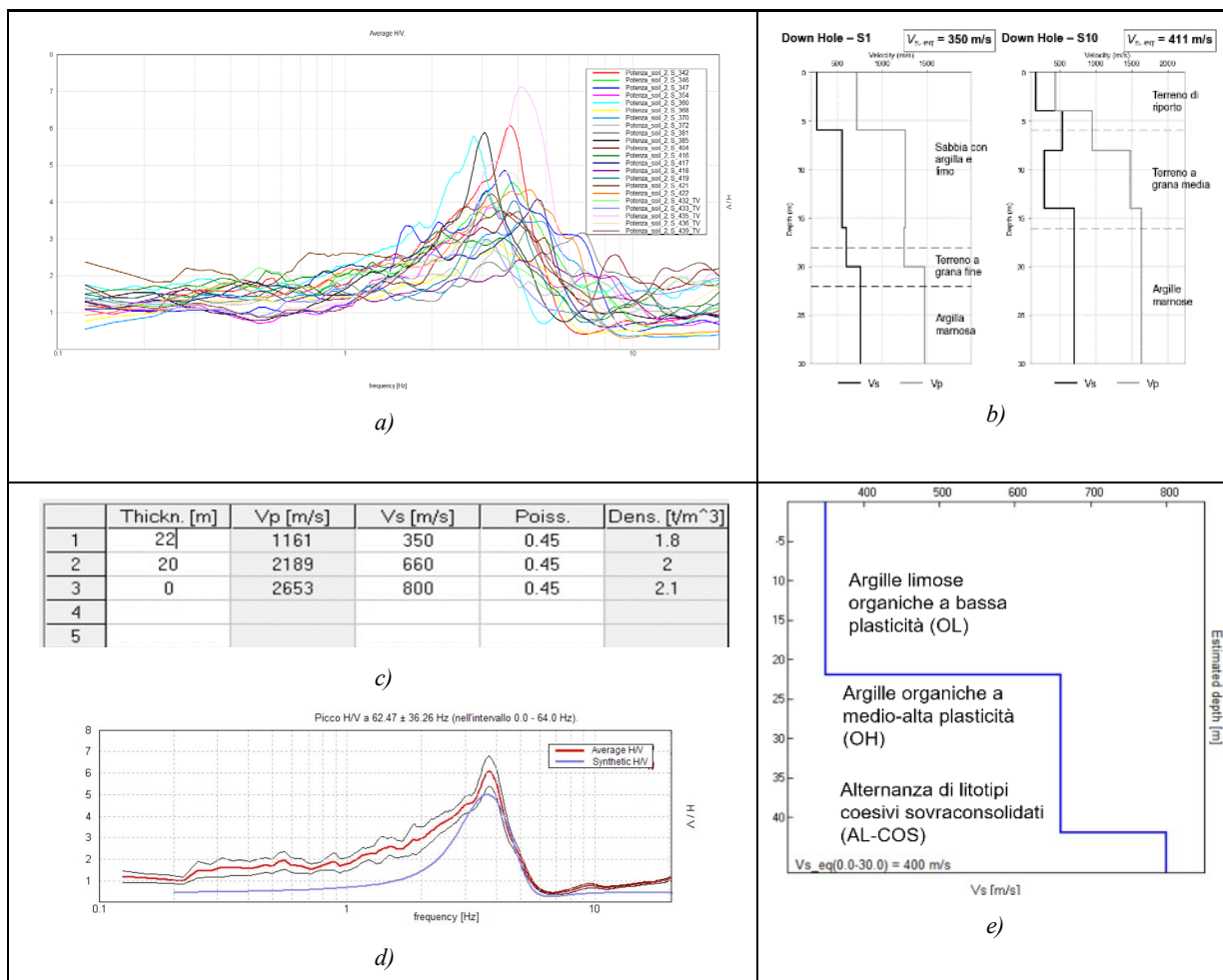


Figura 3.17 – a) Funzioni HVSR rappresentative della Zona 2, ottenute dalle misure di rumore ambientale per le stazioni ricadenti su suoli di tale zona; le funzioni sono caratterizzate da valori di frequenza caratteristica compresa tra 2.5- 5 Hz. **b)** litostratigrafia e profilo delle velocità ottenuto da down-hole provenienti da studi MZS; **c)** Ricostruzione del profilo stratigrafico e di velocità delle onde di taglio (Vs) sintetico per la Zona 1; **d)** confronto tra la funzione HVSR media osservata e la corrispondente funzione HVSR sintetica ottenuta; **e)** il profilo sintetico di velocità Vs in funzione della profondità, con indicazione del valore di Vs equivalente per i primi 30 m.

A partire dalla funzione HVSR media rappresentativa della Zona 2 (Figura 3.17b) e tenendo conto delle informazioni litostratigrafiche e geofisiche disponibili, è stato ricostruito un profilo sintetico stratigrafico e di velocità delle onde di taglio Vs (Figura 3.17c-e). Il modello adottato è caratterizzato da un incremento più rapido delle velocità con la profondità rispetto alla Zona 1, coerentemente con le frequenze fondamentali più elevate osservate. I livelli superficiali, fino a una profondità di circa 20–25 m, sono caratterizzati da valori di V_s compatibili con terreni argillosi deformabili, mentre al di sotto si registra il passaggio verso materiali progressivamente più rigidi. Il substrato sismico viene intercettato a profondità dell'ordine di 40–45 m, significativamente inferiori rispetto a quanto osservato per la Zona 1.

Il valore di velocità equivalente delle onde di taglio calcolato per i primi 30 m di sottosuolo ($V_{s,eq}$) risulta pari a circa 400 m/s, indicando un comportamento complessivamente più rigido rispetto alla Zona 1 e consentendo di classificare il sottosuolo della Zona 2 come appartenente alla classe di suolo B, secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

Nel complesso, la Zona 2 può essere interpretata come un ambito di transizione a comportamento dinamico intermedio, in cui la risposta sismica locale risulta controllata da spessori ridotti dei depositi di copertura e da una maggiore eterogeneità stratigrafica.

3.2.2.3 Zona 3 – Depositi alluvionali di fondovalle a frequenza intermedia

La Zona 3 è localizzata lungo il fondovalle del fiume Basento e coincide con i principali depositi alluvionali che caratterizzano il settore morfologicamente più depresso dell'area urbana di Potenza. Pur rientrando, in termini di frequenza fondamentale, nello stesso intervallo della Zona 2 (2.5–5 Hz), essa è stata individuata come zona omogenea distinta dalla precedente in ragione della specifica natura litotecnica dei terreni e del comportamento dinamico peculiare associato ai depositi sciolti di fondovalle.

Le informazioni fornite dai sondaggi down-hole disponibili per la Zona 3 (Figura 3.18b) consentono di definire in modo puntuale la struttura litotecnica dei depositi alluvionali. Nei primi metri di profondità sono presenti terreni di riporto e livelli alluvionali ghiaioso-sabbiosi, localmente con frazioni limoso-argillose, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio generalmente inferiori a 300 m/s. A profondità comprese indicativamente tra 8 e 15 m si osserva un incremento delle velocità, associato al passaggio verso ghiaie più addensate e limi argillosi più consistenti. Al di sotto di tali livelli, i profili down-hole evidenziano un ulteriore aumento delle velocità, attribuibile all'ingresso nelle alternanze di litotipi coesivi sovraconsolidati (AL-COS), che costituiscono il substrato sismico.

Le funzioni HVSR rappresentative della Zona 3 (Figura 3.18a) mostrano una risposta dinamica chiaramente distinta rispetto a quella osservata nella Zona 2. Le curve sono caratterizzate da picchi principali ben definiti, stabili e di elevata ampiezza, con valori di ampiezza sensibilmente maggiori e una dispersione ridotta tra le diverse stazioni di misura. Il picco dominante risulta chiaramente isolato e riconducibile a un singolo contrasto di risonanza tra i depositi alluvionali superficiali e il substrato sottostante. La concentrazione dei picchi HVSR in un intervallo di frequenza ristretto suggerisce una bassa variabilità laterale dei depositi alluvionali lungo l'asse del fondovalle alla scala di indagine considerata.

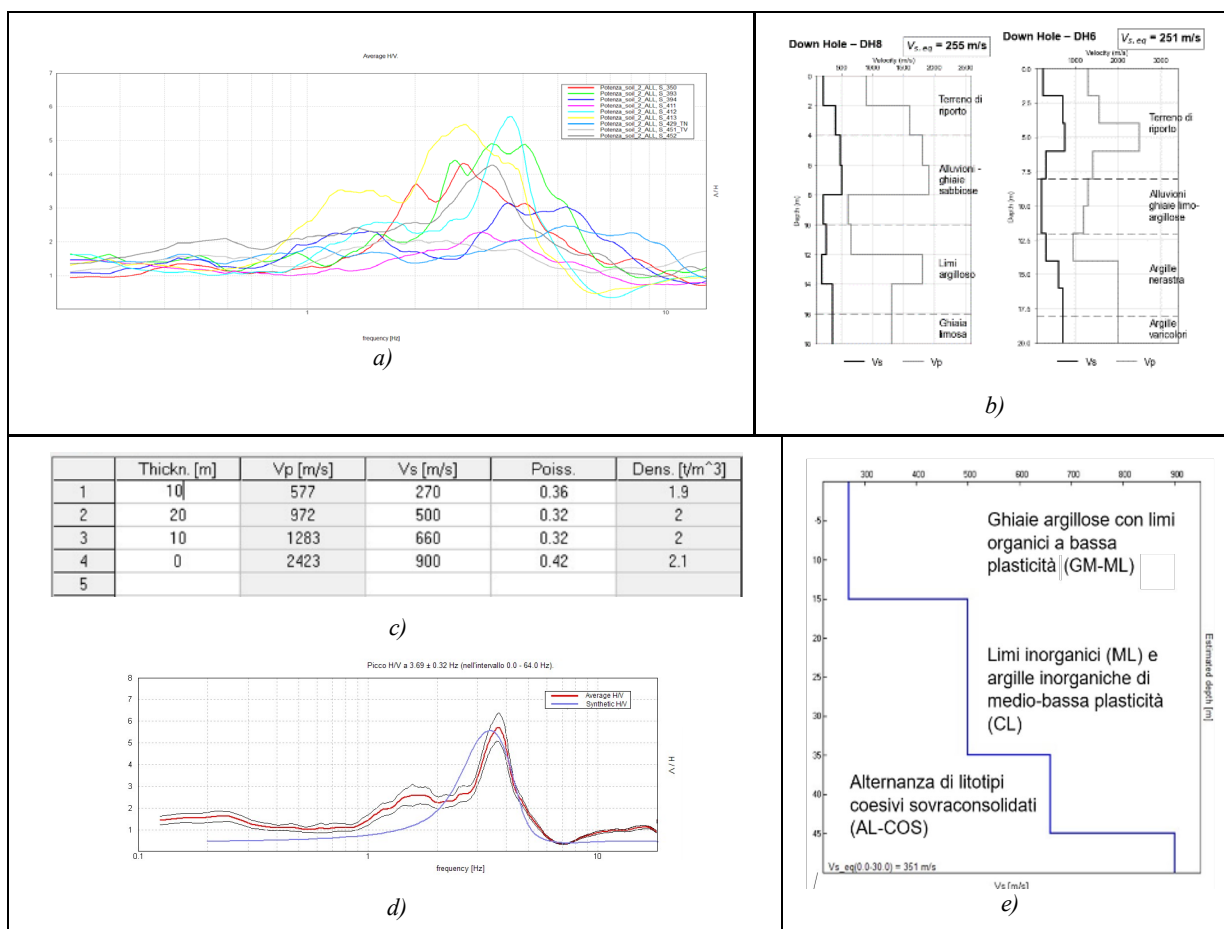


Figura 3.18 – a) Funzioni HVSR rappresentative della Zona 3, ottenute dalle misure di rumore ambientale per le stazioni localizzate sui depositi alluvionali del fondovalle del fiume Basento; le curve mostrano picchi amplificativi compresi tra 2.5 e 5

Hz. **b)** litostratigrafia e profilo delle velocità ottenuto da down-hole provenienti da studi MZS; **c)** Ricostruzione del profilo stratigrafico e di velocità delle onde di taglio (V_s) sintetico per la Zona 1; **d)** confronto tra la funzione HVSR media osservata e la corrispondente funzione HVSR sintetica ottenuta; **e)** il profilo sintetico di velocità V_s in funzione della profondità, con indicazione del valore di V_s equivalente per i primi 30 m.

Sulla base della funzione HVSR media e delle informazioni geotecniche e geofisiche disponibili (Figura 3.18b), è stato ricostruito un profilo sintetico stratigrafico e di velocità delle onde di taglio V_s rappresentativo della Zona 3 (Figura 3.18c–e). Il modello adottato prevede uno strato superficiale, di spessore dell'ordine di 10 m, costituito da ghiaie argillose con limi organici a bassa plasticità (GM–ML), caratterizzato da valori di V_s dell'ordine di 270 m/s. A tale livello segue uno strato di circa 20 m di spessore, costituito da limi inorganici (ML) e argille inorganiche a medio-bassa plasticità (CL), con valori di V_s prossimi a 500 m/s. Al di sotto, si intercetta il bedrock sismico, modellato come un semispazio rigido con velocità delle onde di taglio dell'ordine di 900 m/s, attribuibile alle alternanze di litotipi coesivi sovraconsolidati (AL–COS).

Il bedrock sismico viene pertanto raggiunto a profondità complessive dell'ordine di 30–35 m, in accordo con le frequenze fondamentali osservate nelle analisi HVSR e con la presenza di un contrasto di impedenza netto tra i depositi alluvionali e il bedrock. Il confronto tra la funzione HVSR media osservata e quella sintetica (Figura 3.18d) mostra un buon accordo in termini di frequenza caratteristica e ampiezza del picco principale, confermando l'adeguatezza del modello adottato nel rappresentare il comportamento dinamico medio della Zona 3. Il valore di $V_{s,eq}$ nei primi 30 m, pari a circa 350 m/s, risulta inferiore a quello stimato per la Zona 2, quindi classificabile come suolo C secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni. Questo aspetto sottolinea in modo inequivocabile la necessità di trattare i depositi alluvionali come una zona omogenea distinta, poiché essi presentano un comportamento dinamico più deformabile e maggiormente amplificativo, con implicazioni dirette sulla risposta sismica locale e sulla domanda strutturale. In definitiva, la Zona 3 rappresenta il contesto in cui gli effetti di sito risultano più pronunciati all'interno dell'area urbana di Potenza.

3.2.2.4 Zona 4 – Settori urbani a elevata frequenza

La Zona 4 individua i settori dell'area urbana di Potenza caratterizzati da una risposta sismica locale associata a frequenze fondamentali elevate, generalmente superiori a 5 Hz. Si tratta della zona meno estesa e più frammentata, localizzata prevalentemente nella porzione nord-occidentale del territorio urbano, tra il parco Albino e il quartiere Europa Unita, oltre a porzioni isolate in corrispondenza di viale dell'Unicef, in gran parte scarsamente edificate. Tale distribuzione discontinua riflette la presenza localizzata di coperture superficiali di spessore molto ridotto, poggianti direttamente su materiali coesivi sovraconsolidati, che determinano un'amplificazione sismica dovuta confinata a porzioni limitate del territorio.

Le funzioni HVSR rappresentative della Zona 4 (Figura 3.19a) mostrano un comportamento complessivamente coerente, con una dispersione contenuta tra le diverse stazioni di misura e valori di amplificazione generalmente modesti. I massimi di HVSR sono collocati tra 6 e 7 Hz e risultano meno pronunciati rispetto a quelli osservati nelle Zone 2 e 3; in diversi casi il picco principale appare poco marcato o addirittura relativamente piatto. Questo comportamento è indicativo di un contrasto di impedenza severo e localizzato a profondità molto ridotte.

Dal punto di vista litostratigrafico, anche la Zona 4 presenta una successione generale analoga a quella delle altre zone, con terreni superficiali appartenenti alle classi OH–OL e un substrato costituito da alternanze coesive sovraconsolidate (AL–COS) (Figura 3.19e). Tuttavia, l'elemento distintivo di questa zona non è la tipologia litologica in sé, bensì lo spessore estremamente ridotto dei depositi di copertura e la rapida transizione verso materiali ad elevata rigidezza.

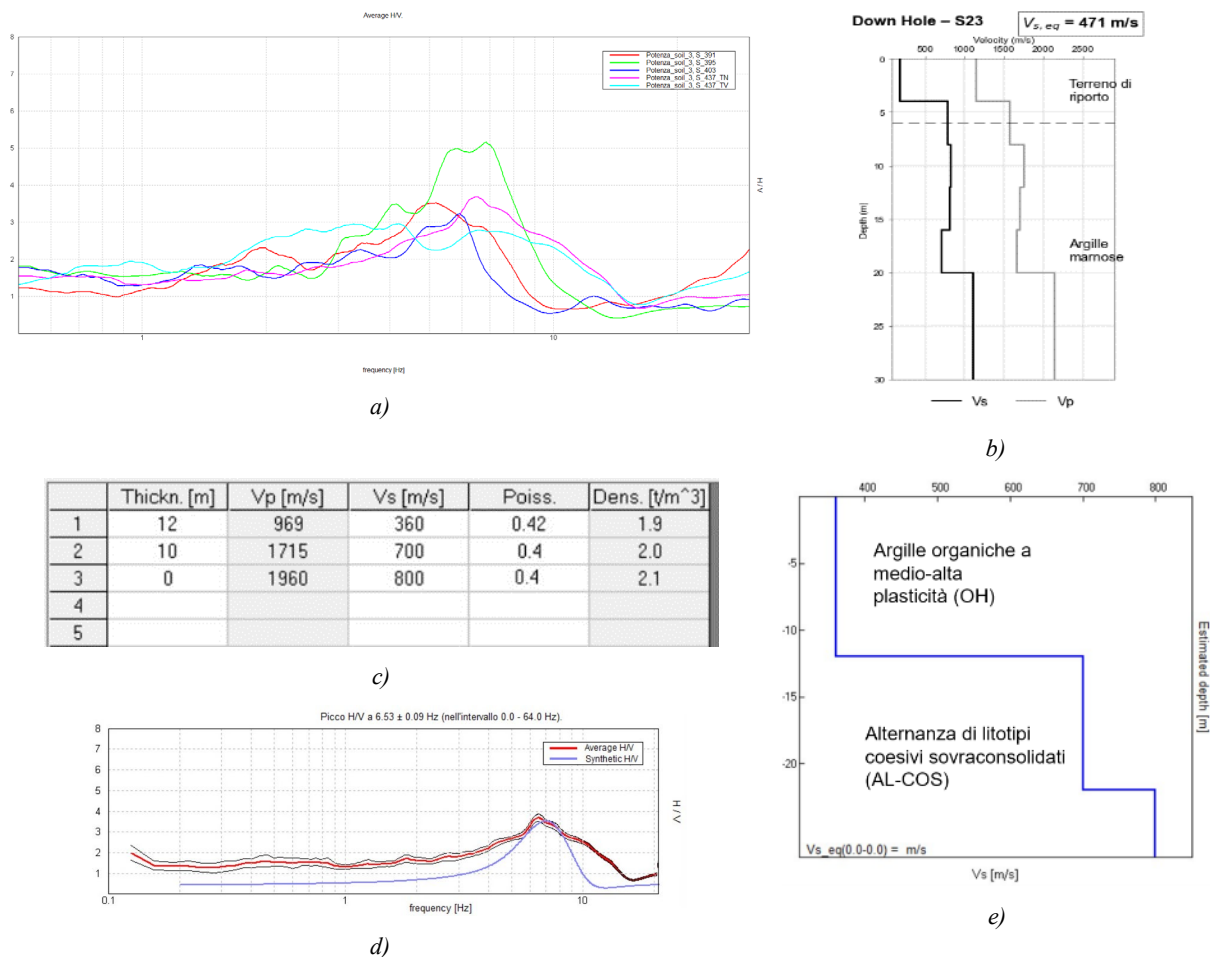


Figura 3.19 a) Funzioni HVSR rappresentative della Zona 4, ottenute dalle misure di rumore ambientale per le stazioni localizzate nei settori a elevata frequenza; b) litostratigrafia e profilo delle velocità ottenuto da down-hole effettuato su viale dell'Unicef; c) Ricostruzione del profilo stratigrafico e di velocità delle onde di taglio (V_s) sintetico per la Zona 1; d) confronto tra la funzione HVSR media osservata e la corrispondente funzione HVSR sintetica ottenuta; e) il profilo sintetico di velocità V_s in funzione della profondità, con indicazione del valore di V_s equivalente per i primi 30 m.

Le informazioni derivanti dal sondaggio down-hole disponibile per la Zona 4 (Figura 3.19b) consentono di definire con precisione la struttura del sottosuolo. Nei primi metri di profondità sono presenti terreni di riporto e argille con comportamento deformabile, caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio dell'ordine di 350–400 m/s. Già a profondità comprese tra circa 10 e 15 m si osserva un marcato incremento delle velocità, associato all'ingresso nelle alternanze di litotipi coesivi sovraconsolidati, che costituiscono il substrato sismico. I valori di V_s misurati nel bedrock risultano prossimi o superiori a 700–800 m/s, confermando la natura rigida del substrato. La ricostruzione del profilo stratigrafico e di velocità delle onde di taglio (Figura 3.19b–d) conferma tale interpretazione. Il modello monodimensionale equivalente prevede un primo livello superficiale di spessore limitato (circa 10–15 m), caratterizzato da valori di V_s compresi tra 350 e 400 m/s, immediatamente sovrastante un livello molto rigido con V_s dell'ordine di 700–800 m/s. Il substrato sismico, modellato come un semispazio rigido con V_s prossime o superiori a 800 m/s, viene intercettato a profondità sensibilmente inferiori rispetto a tutte le altre zone analizzate. Poiché il substrato è stato intercettato a circa 20 metri di profondità, i terreni di quest'area ricadono nella categoria E.

Nel complesso, la Zona 4 costituisce un termine di confronto fondamentale per l'interpretazione degli effetti di sito osservati nelle altre zone. Essa fornisce il contesto in cui la domanda sismica risulta meno amplificata, consentendo di distinguere in modo più netto il contributo della vulnerabilità strutturale da quello indotto dalla risposta sismica locale nelle successive analisi di fragilità.

3.2.3 Risposta sismica locale

Durante un terremoto la risposta sismica delle strutture è direttamente correlata alle caratteristiche dell'input sismico. In ingegneria sismica tale rappresentazione è fornita dallo spettro di risposta, che descrive il valore massimo della risposta di un sistema ad un grado di libertà soggetto a un determinato accelerogramma, in funzione del periodo proprio e di un prefissato livello di smorzamento (Chopra, 2012; Boore & Joyner, 1997).

Lo spettro di risposta è uno strumento fondamentale per definire la domanda sismica agente sulle strutture, poiché consente di tradurre un moto del suolo complesso e variabile nel tempo in una forma compatta e direttamente confrontabile con le proprietà dinamiche degli edifici (Newmark & Hall, 1982; Clough & Penzien, 1993). A differenza dell'osservazione nel dominio del tempo, che restituisce una singola realizzazione del moto sismico, l'analisi spettrale consente una valutazione sistematica della severità dell'azione sismica su un ampio intervallo di periodi strutturali, risultando particolarmente adatta alle analisi di vulnerabilità.

Nel contesto della risposta sismica locale, lo spettro di risposta assume un ruolo ancora più rilevante, poiché esso incorpora gli effetti di sito indotti dalle condizioni stratigrafiche e morfologiche del sottosuolo.

Alla luce delle analisi sviluppate precedentemente, in cui l'area urbana di Potenza è stata suddivisa in zone omogenee dal punto di vista sismostratigrafico e per ciascuna di esse è stato definito un profilo sismo-stratigrafico equivalente del sottosuolo, il presente paragrafo è finalizzato alla definizione della domanda sismica locale mediante spettri di risposta specifici di zona. Tali spettri rappresentano l'input sismico da utilizzare nel successivo Capitolo 4 per la valutazione della capacità strutturale, dell'individuazione del performance point e, infine, della costruzione delle curve di fragilità (Masi et al., 2017; Vona et al., 2018).

In particolare, per ciascuna zona omogenea gli spettri di risposta sono ottenuti a partire da accelerogrammi di riferimento, opportunamente convoluti attraverso le sismo-stratigrafie sintetiche ricostruite. In questo modo, la domanda sismica non è più rappresentata da uno spettro normativo o uniforme su scala urbana al bedrock, ma da una grandezza fisicamente coerente con le condizioni locali del sottosuolo, in grado di riflettere le differenze di comportamento dinamico sismico emerse dall'analisi HVSr e dalla modellazione stratigrafica.

3.2.3.1 Selezione degli input sismici

La definizione dell'input sismico rappresenta un passaggio cruciale nelle analisi di risposta sismica locale, poiché condiziona direttamente la forma e l'intensità degli spettri di risposta e, di conseguenza, la stima della domanda strutturale agente sugli edifici. Nel presente studio, gli accelerogrammi utilizzati come input sono stati selezionati dal database ITACA ([Itaca - Italian ACcelerometric Archive](#), Paolucci et al., 2010), che costituisce il principale archivio nazionale di registrazioni accelerometriche di eventi sismici avvenuti sul territorio italiano e rappresenta un riferimento consolidato per studi di risposta sismica, pericolosità e rischio (Pacor et al., 2011; Luzi et al., 2016). Il database ITACA contiene registrazioni validate provenienti dalla Rete Accelerometrica Nazionale e da reti regionali, corredate da informazioni geologico-tecniche di sito, consentendo una selezione controllata e riproducibile degli input sismici.

La selezione degli accelerogrammi è stata effettuata adottando criteri coerenti con l'impostazione metodologica dello studio e con l'obiettivo di definire un input sismico rappresentativo del moto incidente al substrato. In primo luogo, sono state considerate esclusivamente registrazioni acquisite su suoli di categoria A secondo la classificazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni, corrispondenti a condizioni prossime al substrato sismico rigido ($V_s \geq 800$ m/s). Tale scelta consente di utilizzare accelerogrammi non influenzati dagli effetti di sito locali del punto di misura, rendendoli idonei alla successiva propagazione attraverso le stratigrafie delle quattro zone omogenee della città di Potenza.

Dal punto di vista sismologico, la selezione ha incluso eventi avvenuti sul territorio italiano con M_w compresa tra 4 e 6.9 e distanza epicentrale o ipocentrale inferiore a 100 km avvenuti in

differenti contesti tettonici del territorio nazionale e associati a meccanismi focali sia distensivi sia compressivi. Il limite inferiore di magnitudo (M_w) consente di escludere eventi di bassa energia, caratterizzati da un contenuto spettrale poco significativo ai fini della valutazione del danno strutturale, mentre il vincolo sulla distanza garantisce la selezione di registrazioni rappresentative di scenari di scuotimento potenzialmente dannosi per l'area di studio. L'intervallo temporale considerato si estende dal febbraio 1972, data della prima registrazione disponibile nel database ITACA, fino al novembre 2025, consentendo di disporre di un insieme di dati ampio e statisticamente significativo.

Tali criteri di selezione hanno portato all'individuazione di 483 accelerogrammi per ciascuna componente orizzontale, per un totale di 966 registrazioni. Tale numerosità permette di campionare in modo robusto la variabilità dell'input sismico, riducendo l'influenza di singoli eventi dominanti e garantendo una base statistica adeguata alla successiva costruzione delle curve di fragilità. Le registrazioni selezionate sono state organizzate e gestite in ambiente Python mediante procedure automatizzate, al fine di garantire la tracciabilità degli input, la coerenza delle operazioni di propagazione e l'uniformità del processo di analisi per tutte le zone sismostratigrafiche considerate. Questa impostazione consente un confronto diretto e sistematico della domanda sismica locale tra le diverse zone omogenee individuate.

Nei paragrafi successivi viene descritta la procedura di propagazione degli accelerogrammi selezionati attraverso i profili sismo-stratigrafici sintetici definiti nel §5.1, finalizzata alla costruzione degli spettri di risposta site-specific che rappresentano la domanda sismica locale per ciascuna zona omogenea.

3.2.3.2 Convoluzione dell'input alla superficie

La convoluzione degli input sismici selezionati è stata effettuata mediante il codice NC92Soil (Acunzo et al., 2024), software open-source per l'analisi monodimensionale della risposta sismica locale, sviluppato specificamente per applicazioni di microzonazione sismica. Il codice integra il motore computazionale del programma STRATA all'interno di un ambiente Python, consentendo un'elaborazione efficiente e strutturata di un elevato numero di simulazioni.

NC92Soil si basa sull'approccio lineare equivalente viscoelastico nel dominio della frequenza, ampiamente consolidato nella letteratura per la simulazione della propagazione verticale delle onde di taglio in mezzi stratificati. La non linearità dei terreni è rappresentata mediante curve di riferimento di degradazione del modulo di taglio normalizzato (G/G_0) e di incremento dello smorzamento equivalente $D(\gamma)$, entrambe espresse in funzione della deformazione di taglio ciclica γ . Tali relazioni sono utilizzate per aggiornare iterativamente le proprietà dinamiche degli strati fino al raggiungimento della convergenza, consentendo di riprodurre gli effetti macroscopici della non linearità.

Nel presente lavoro, la modellazione monodimensionale non costituisce lo strumento primario per l'interpretazione del comportamento dinamico dei terreni, bensì un passaggio successivo e derivato. Le frequenze fondamentali dei depositi sono infatti note sulla base di misure sperimentali (HVSR, indagini geofisiche e dati di microzonazione), che forniscono una caratterizzazione diretta e indipendente della risposta in frequenza dei suoli. In questo senso, il modello 1D non è utilizzato per inferire la frequenza di risonanza del sistema, ma per stimare in modo coerente l'ampiezza dell'amplificazione associata a configurazioni stratigrafiche già vincolate sperimentalmente. Tale impostazione riduce in modo significativo il rischio di interpretazioni fuorvianti tipico dei modelli 1D applicati in assenza di vincoli osservativi, pur lasciando aperta la questione, ben nota in letteratura, degli effetti 2D–3D legati alla geometria di bacino e alle eterogeneità laterali. Come mostrato, ad esempio, da Falcone et al. (2025) e da altri studi su contesti morfologicamente complessi, tali effetti possono modificare la distribuzione spaziale dell'amplificazione e la forma dei picchi spettrali, ma non invalidano l'uso di modelli 1D come strumento operativo per la stima della domanda sismica media, quando le frequenze caratteristiche del sistema sono già definite sperimentalmente. In questa prospettiva, il modello 1D adottato in questo lavoro va inteso come una approssimazione controllata, finalizzata a

quantificare l'amplificazione verticale dei moti al sito, consapevolmente limitata rispetto a una descrizione completa 2D–3D, che viene discussa come sviluppo naturale e necessario in prospettiva futura.

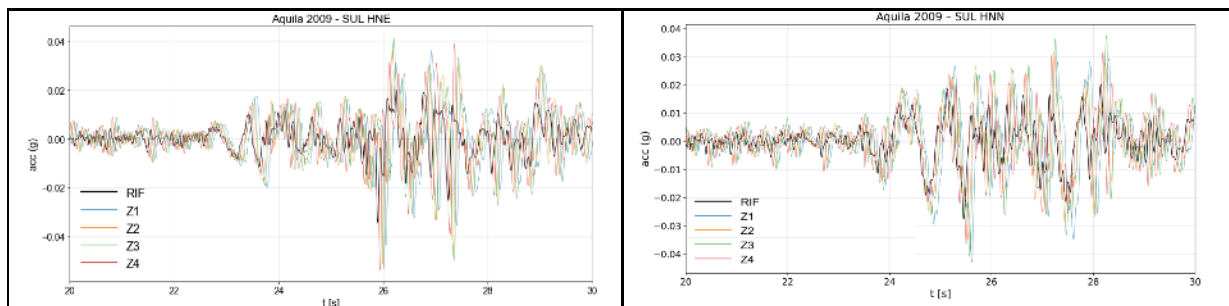
Nel presente studio, NC92Soil è stato utilizzato in modalità deterministica, assumendo per ciascuna zona omogenea il profilo sismo-stratigrafico definito precedentemente (§3.2.2). Gli accelerogrammi selezionati sono stati applicati come moto incidente al substrato sismico, modellato come semispazio deformabile caratterizzato da $V_s \geq 800$ m/s.

In Tabella 3.1 si riportano le caratteristiche di alcuni eventi di particolare rilevanza, quali: il terremoto dell'Irpinia–Basilicata del 23 novembre 1980, incluso in ragione della prossimità geografica all'area di studio e dell'impatto macrosismico documentato anche nella città di Potenza; il terremoto de L'Aquila del 6 aprile 2009 caratterizzato da una durata significativa del moto e da un contenuto energetico distribuito su un ampio intervallo di periodi; l'evento dell'Emilia del 20 maggio 2012 che presenta accelerazioni di picco relativamente contenute ma una durata prolungata, rappresentativa di input dominati da effetti di propagazione a media distanza.

Evento sismico	Mw	Stazione	Classe di suolo (EC8)	$V_{s,eq}$ (m/s)	Distanza epicent. (km)	PGA (cm/s ²)	Durata (s)
Irpinia 23/11/1980	6.9	(BSC)	A	972	28.3	78.4	76.2
L'Aquila 06/04/2009	6.1	(SUL)	A	ND	53.7	33.6	104.0
Emilia 20/05/2012	5.1	(ZOVE)	A	1013	71.1	3.1	150.0

Tab. 3.1 – Caratteristiche principali delle registrazioni accelerometriche selezionate come input sismico di riferimento. Per ciascun evento sono riportati la data, la magnitudo momento (M_w), la stazione di registrazione, la classe di suolo secondo EC8 e la relativa $V_{s,eq}$, la distanza epicentrale, il valore di accelerazione di picco (PGA) e la durata significativa del moto.

Le registrazioni sono state propagate verticalmente attraverso i profili sismo-stratigrafici sintetici rappresentativi delle quattro zone sismo-stratigrafiche individuate, mediante analisi monodimensionali di risposta sismica locale. Questa procedura consente di valutare come uno stesso input sismico, applicato al substrato rigido, venga modificato in funzione delle differenti condizioni dinamiche del sottosuolo, sia in termini di ampiezza del moto sia di contenuto in frequenza e durata efficace. In Figura 3.20 sono riportati, per i soli tre eventi dei 483 utilizzati, gli accelerogrammi di riferimento registrati su suolo di classe A e i corrispondenti segnali convoluti ottenuti per le quattro zone sismo-stratigrafiche. Il confronto diretto evidenzia modifiche sistematiche nella forma d'onda, nella durata del moto e nella distribuzione temporale dei massimi di accelerazione.



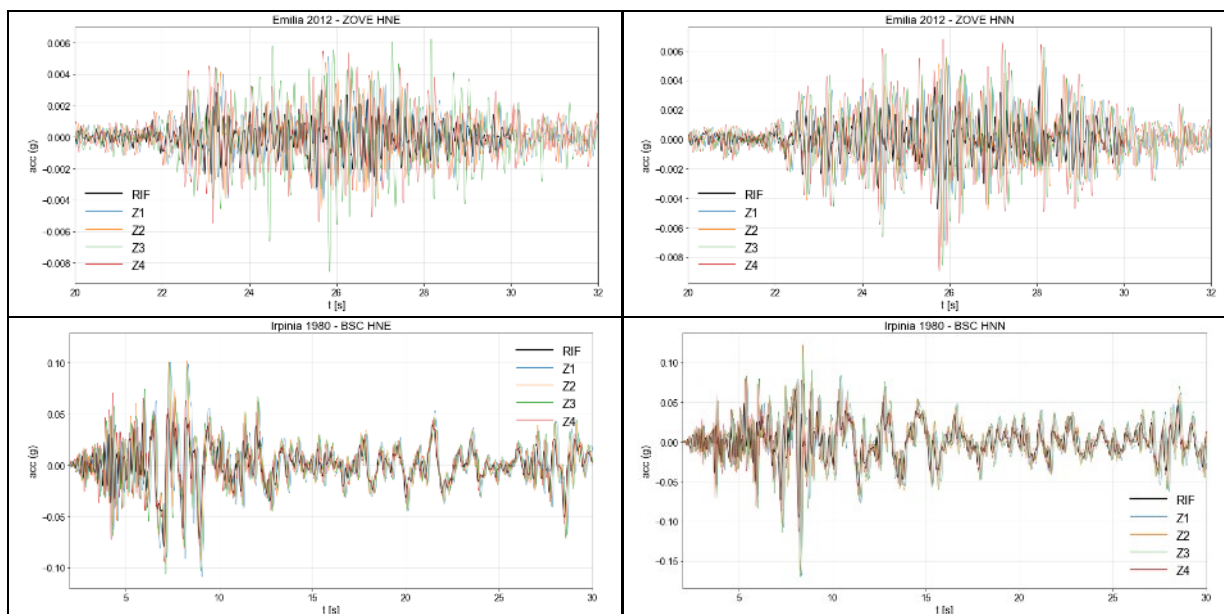


Figura 3.20– Accelerogrammi di riferimento dei quattro eventi sismici selezionati (Aquila 2009, Emilia 2012 e Irpinia 1980) e corrispondenti segnali convoluti rispetto alle stratigrafie sintetiche delle quattro zone sismostratigrafiche individuate. Per ciascun evento sono riportate le due componenti orizzontali (HNE e HNN): in nero il segnale di riferimento registrato su suolo di classe A, in colore i segnali risultanti dalla propagazione monodimensionale attraverso le stratigrafie rappresentative delle Zone 1, 2, 3 e 4.

Si sottolinea che i tre eventi illustrati in Figura 3.20 hanno esclusivamente finalità esemplificative e sono stati selezionati per rappresentare differenti caratteristiche cinematiche e spettrali del moto sismico. Essi non esauriscono l'insieme dei 483 input considerati nelle analisi, ciascuna analizzata nelle due componenti orizzontali, per un totale di 966 segnali convoluti per ciascuna zona sismo-stratigrafica.

A valle delle analisi condotte sull'intero insieme degli input sismici, è stata valutata la distribuzione del fattore di amplificazione riferito alla PGA (Haskell, 1953; Seed & Idriss 1969; Joyner & Boore 1981, Pitilakis et al., 2012).

Il fattore di amplificazione di picco è definito come il rapporto tra la Peak Ground Acceleration del moto in superficie e quella del moto di riferimento applicato al bedrock:

$$AF_{PGA} = \frac{PGA_{sup}}{PGA_{bed}}$$

In Figura 3.21 sono riportati i box plot degli AF_{PGA} ottenuti dalla propagazione monodimensionale di tutti i 966 segnali di riferimento attraverso le stratigrafie sintetiche rappresentative delle quattro zone sismo-stratigrafiche. Tali rappresentazioni statistiche forniscono una sintesi globale del comportamento amplificativo dei diversi profili, indipendentemente dai singoli eventi illustrati a scopo esemplificativo nel paragrafo precedente.

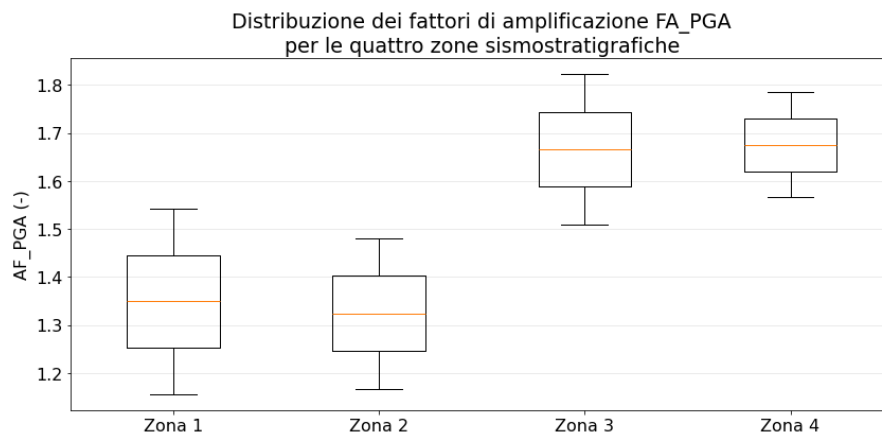


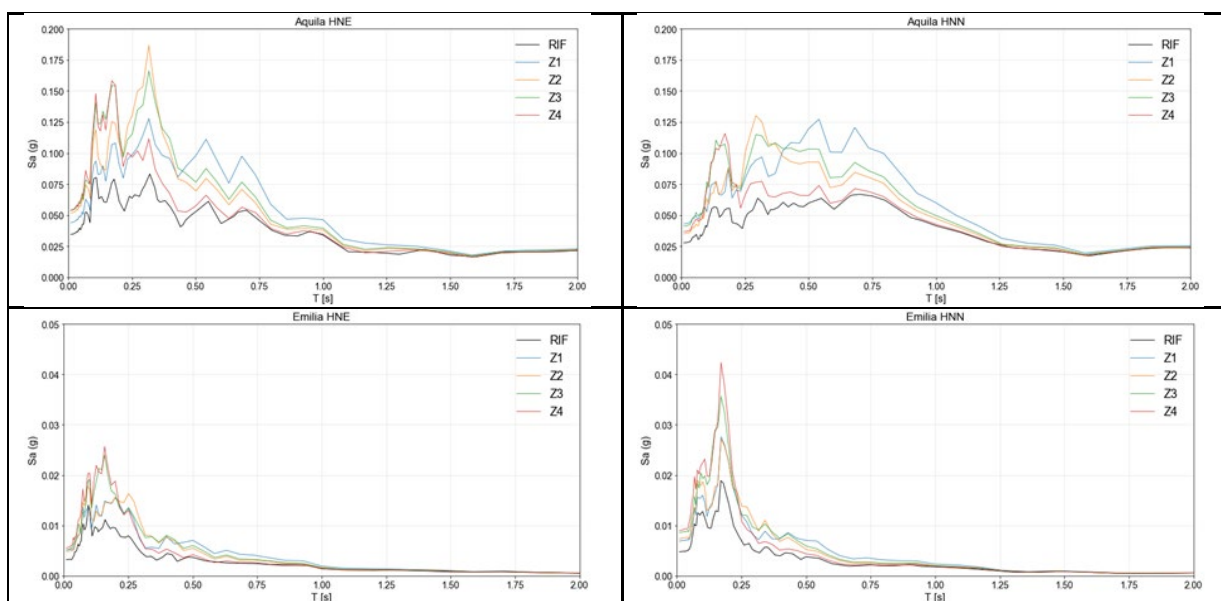
Figura 3.21 – Distribuzione dei fattori di amplificazione riferiti alla PGA (AF_{PGA}) per le quattro zone sismo-stratigrafiche individuate. I box plot sintetizzano i valori di AF_{PGA} ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale condotte con NC92Soil sull'intero insieme delle 966 componenti orizzontali derivate dalle 496 registrazioni accelerometriche selezionate su suolo di classe A.

È tuttavia opportuno sottolineare che l' AF_{PGA} , essendo legato a un massimo puntuale nel tempo, risulta fortemente sensibile alle componenti ad alta frequenza del segnale e non descrive direttamente l'amplificazione nei periodi di interesse strutturale. Valori elevati di FA_{PGA} possono pertanto manifestarsi anche in condizioni di sottosuolo relativamente rigido, come nel caso della Zona 4, in assenza di risonanze stratigrafiche significative.

3.2.3.3 Spettri di risposta

Per una valutazione più direttamente correlata alla domanda strutturale, l'interpretazione viene estesa agli spettri di risposta e ai fattori di amplificazione calcolati su intervalli di periodo (Housner, 1952; Newmark & Hall, 1969; Borchardt, 1970, 1976; Pitilakis et al., 2012).

In Figura 3.22 sono riportati gli spettri di risposta elastici dei segnali convoluti per gli stessi quattro eventi rappresentativi (Tab 3.1) e per tutte e quattro le zone dell'area urbana di Potenza. Il confronto tra gli spettri associati alle diverse zone, a parità di input sismico, consente di individuare comportamenti ricorrenti e sistematici attribuibili esclusivamente alla risposta sismica locale.



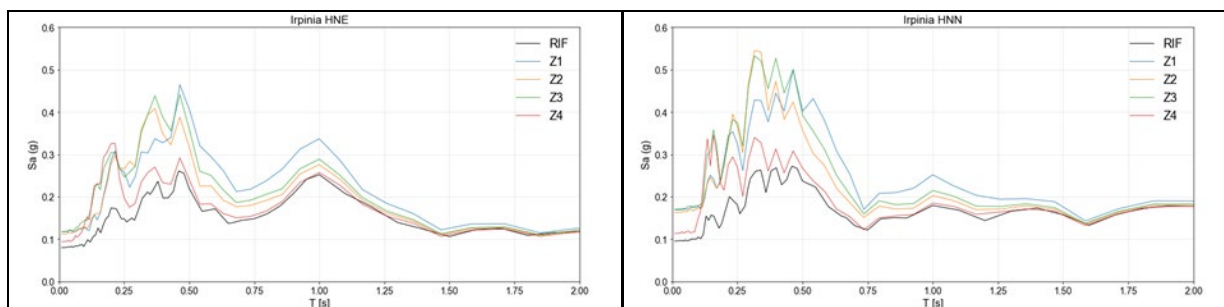
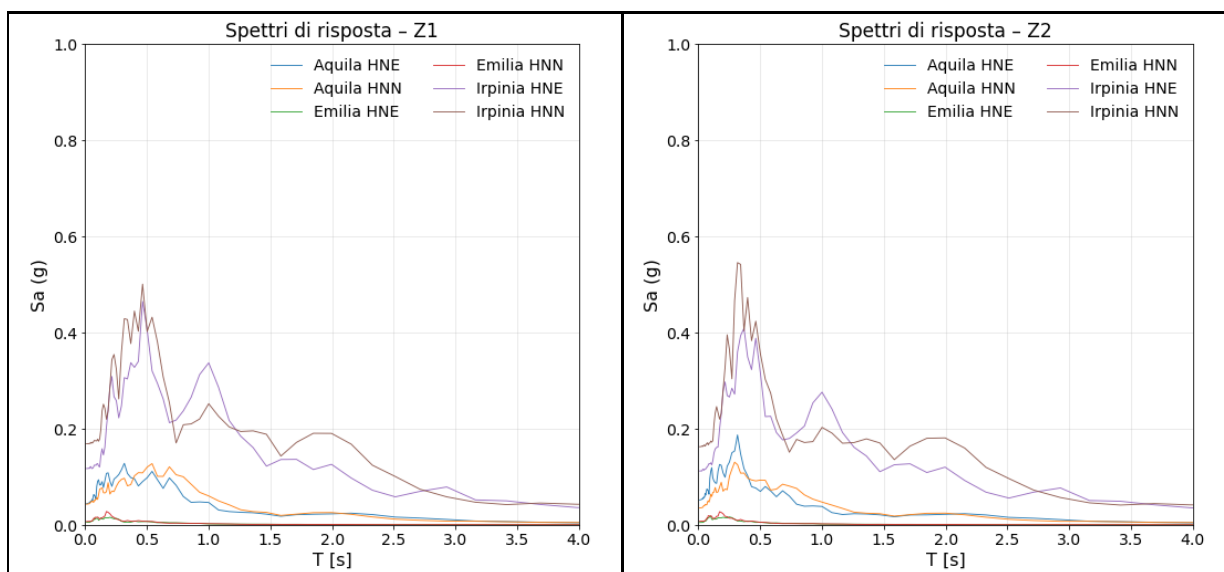


Figura 3.22 – Spettri di risposta elastici ottenuti dalla propagazione monodimensionale degli accelerogrammi di riferimento attraverso le stratigrafie sintetiche delle quattro zone sismo-stratigrafiche. Per ciascun evento selezionato (Amatrice 2016, L'Aquila 2009, Emilia 2012 e Irpinia 1980) sono riportate le due componenti orizzontali (HNE e HNN). In nero è rappresentato lo spettro di risposta del segnale di riferimento registrato su suolo di classe A, mentre le curve colorate corrispondono agli spettri ottenuti a seguito della convoluzione attraverso le stratigrafie rappresentative delle Zone 1, 2, 3 e 4.

Dall'analisi degli spettri (Figura 3.22), ottenuti per singolo evento e per ciascuna direzione orizzontale, emerge in modo chiaro come la domanda sismica sia fortemente controllata dalle proprietà dinamiche delle singole zone, con andamenti coerenti indipendentemente dal terremoto considerato. In questo senso, il confronto tra le zone sismo-stratigrafiche risulta più significativo del confronto tra i singoli eventi. Al fine di analizzare in modo più sistematico l'influenza delle condizioni sismo-stratigrafiche sulla domanda spettrale, in Figura 3.23 sono riportati, per ciascuna delle quattro zone individuate, gli spettri di risposta in accelerazione degli stessi quattro eventi esemplificativi precedentemente discussi, considerando entrambe le componenti orizzontali del moto.



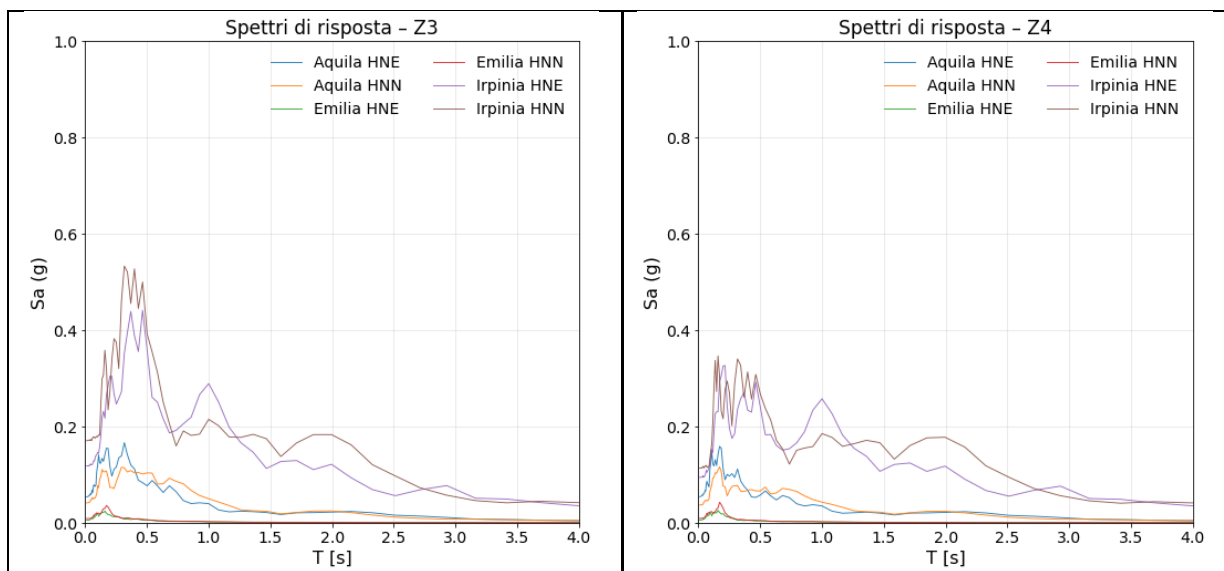


Figura 3.23 – Spettri di risposta in accelerazione (S_a , in g) ottenuti dalla propagazione monodimensionale degli input sismici attraverso le stratigrafie sintetiche rappresentative delle quattro zone sismo-stratigrafiche (Z1–Z4). In ciascun pannello sono riportati, per i quattro eventi selezionati (Irpinia 1980, L’Aquila 2009, Emilia 2012), gli spettri calcolati per le due componenti orizzontali del moto (HNE e HNN).

La rappresentazione congiunta degli spettri evidenzia come, all’interno di ciascuna zona, la forma degli spettri e la posizione dei principali picchi risultino relativamente stabili tra i diversi eventi, nonostante le differenze nelle caratteristiche cinematiche degli input. Al contrario, il confronto tra zone differenti mette in luce variazioni sistematiche sia nei valori massimi di accelerazione spettrale sia nella distribuzione dei picchi nel dominio dei periodi, confermando il ruolo dominante delle proprietà dinamiche locali nel controllo della risposta sismica. In particolare, la Zona 1 è caratterizzata da un’amplificazione ricorrente delle accelerazioni spettrali nel campo dei periodi brevi–intermedi, con massimi generalmente compresi tra circa 0.25 e 0.5 s e una dispersione relativamente contenuta tra gli eventi. Gli andamenti osservati indicano una risposta stabile e coerente con la presenza di depositi di copertura relativamente spessi e deformabili, che favoriscono meccanismi di risonanza del sistema terreno–substrato e un incremento significativo della domanda sismica per strutture con periodi propri medio-lunghi.

La Zona 2 mostra una risposta spettrale più dispersa, con amplificazioni distribuite su un intervallo di periodi più ampio e una maggiore variabilità intra-zona. Tale comportamento suggerisce una risposta più sensibile alle caratteristiche specifiche dell’input sismico e riflette la natura di transizione dinamica del sottosuolo, associata a una maggiore eterogeneità stratigrafica e a una geometria degli strati più complessa, in accordo con quanto emerso dalle analisi HVSr.

La Zona 3 presenta le amplificazioni più elevate in termini di accelerazione spettrale, concentrate in un intervallo di periodi relativamente ristretto, tipicamente compreso tra 0.3 e 0.5 s, con picchi ben definiti e ripetibili tra i diversi eventi. Questo comportamento indica la presenza di un contrasto dinamico efficace e superficiale, coerente con la natura alluvionale dei terreni, che favorisce meccanismi di risonanza selettiva e un’amplificazione marcata della domanda sismica.

La Zona 4, infine, è caratterizzata da una risposta complessivamente più rigida, con valori di accelerazione spettrale contenuti su tutto l’intervallo dei periodi analizzati e un rapido decadimento delle ordinate spettrali all’aumentare del periodo. Tale comportamento risulta coerente con condizioni di sottosuolo caratterizzate da spessori ridotti dei depositi superficiali e dalla prossimità del substrato rigido, che limitano lo sviluppo di effetti di sito significativi.

A completamento dell’analisi condotta sugli eventi rappresentativi, è stata effettuata una valutazione sistematica della domanda spettrale considerando tutti i 966 accelerogrammi convoluti disponibili per ciascuna delle quattro zone sismo-stratigrafiche. L’obiettivo è quello di confrontare la variabilità reale della domanda sismica locale, derivante dalle stratigrafie effettivamente presenti nell’area urbana di Potenza, con lo spettro di progetto NTC 2018

calcolato nella condizione più sfavorevole tra quelle previste per la nostra area di indagine, ovvero suolo di classe B e categoria topografica T3. In Figura 3.24 sono riportati, per l'intero set di simulazioni (3864 spettri), gli spettri di risposta elastici (S_a-T) ottenuti dalla propagazione monodimensionale degli accelerogrammi attraverso le stratigrafie sintetiche delle quattro zone. Le curve grigie rappresentano gli spettri convoluti filtrati, mentre in nero sono riportati i quattro spettri normativi NTC corrispondenti agli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC, differenziati mediante tratteggi.

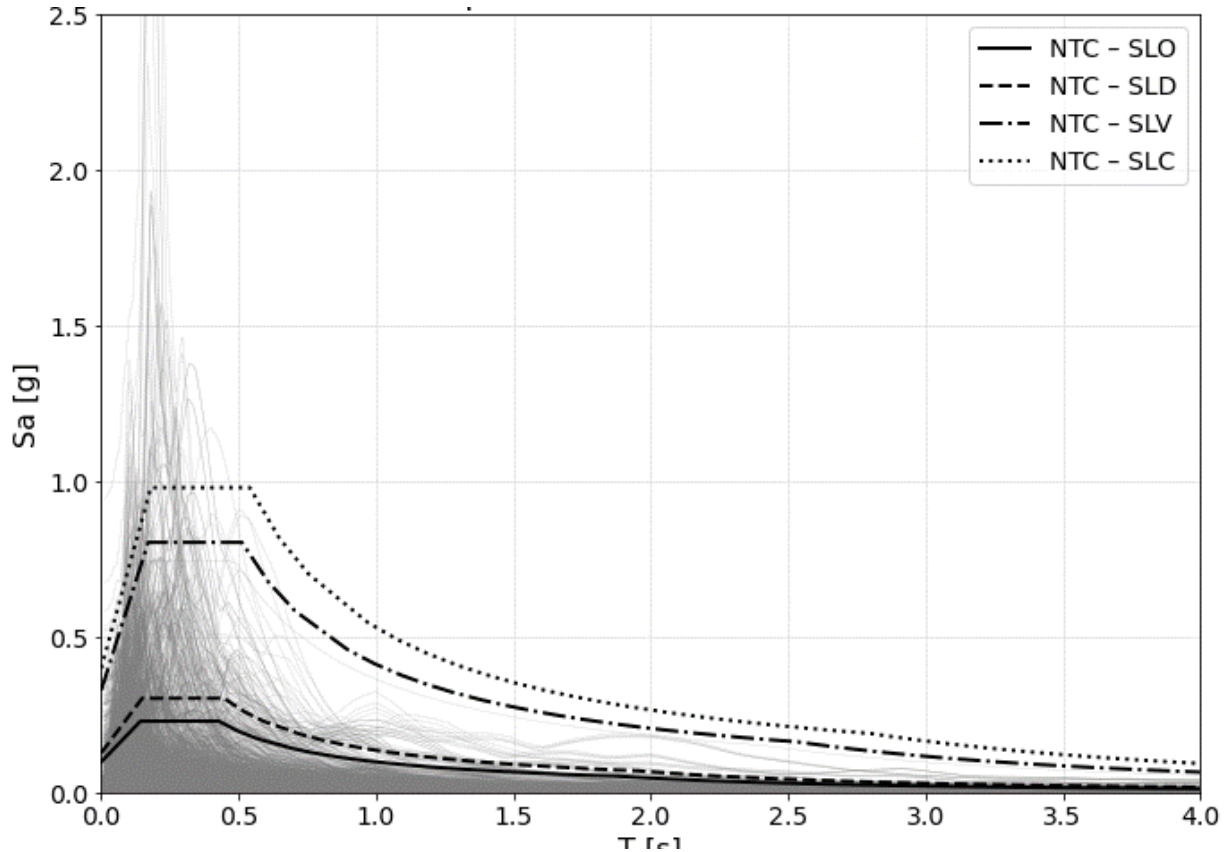


Figura 3.24 – Spettri di risposta elastici (S_a-T) ottenuti dalla propagazione monodimensionale dei 3864 accelerogrammi nelle due direzioni convoluti attraverso le stratigrafie rappresentative delle quattro zone sismo-stratigrafiche dell'area urbana di Potenza. Le curve grigie rappresentano gli spettri filtrati, mentre le curve nere tratteggiate riportano gli spettri di progetto NTC 2018 (SLO, SLD, SLV, SLC) calcolati nella configurazione più sfavorevole (suolo di classe E, categoria topografica T3).

Il confronto diretto tra domanda reale e domanda normativa mostra che in diversi intervalli di periodo, in particolare nel campo 0.2–0.6 s, gli spettri convoluti raggiungono valori paragonabili o superiori alle ordinate normative; gli eventi coinvolti sono: IT-1976-0030 (Friuli 1976), IT-1997-0004, IT-1997-0006 e IT-1997-0091 (sequenza Umbria–Marche 1997), IT-1998-0103, IT-2009-0105 (L'Aquila 2009), EMSC-20160903, EMSC-20161026, EMSC-20161101 ed EMSC-20170118 (sequenza Centro Italia 2016–2017). Per ciascuno di questi eventi sono state considerate entrambe le componenti orizzontali, già incluse nel set di 3864 simulazioni complessive. Nel complesso, la Figura 3.24 fornisce una visione d'insieme della domanda sismica locale effettiva, mostrando come la risposta dei terreni di Potenza possa, in specifici intervalli di periodo, risultare più penalizzante rispetto alla domanda prescrittiva normativa.

Poiché l'interpretazione diretta degli spettri di risposta per un numero elevato di simulazioni risulta poco agevole, l'analisi è stata ulteriormente sintetizzata mediante l'introduzione dei fattori di amplificazione spettrali (FA), definiti come rapporto tra gli spettri convoluti e quelli di riferimento su suolo rigido (Seed et al., 1976; Boore & Joyner, 1997; Pitilakis et al., 2012).

In particolare, il fattore di amplificazione spettrale relativo all'intervallo di periodo $[T_1, T_2]$ è definito come:

$$FA_{T_1-T_2} = \frac{\int_{T_2}^{T_1} Sa_{sup}(T) dT}{\int_{T_2}^{T_1} Sa_{bed}(T) dT}$$

Dove $Sa_{sup}(T)$ e $Sa_{bed}(T)$ rappresentano rispettivamente le pseudo-accelerazioni spettrali del moto in superficie e del moto di riferimento applicato al bedrock.

I FA sono stati calcolati in tre distinti intervalli di periodo, rappresentativi di differenti domini spettrali di interesse ingegneristico, e analizzati in forma statistica sull'insieme completo delle 966 simulazioni (Figura 3.25, Figura 3.26).

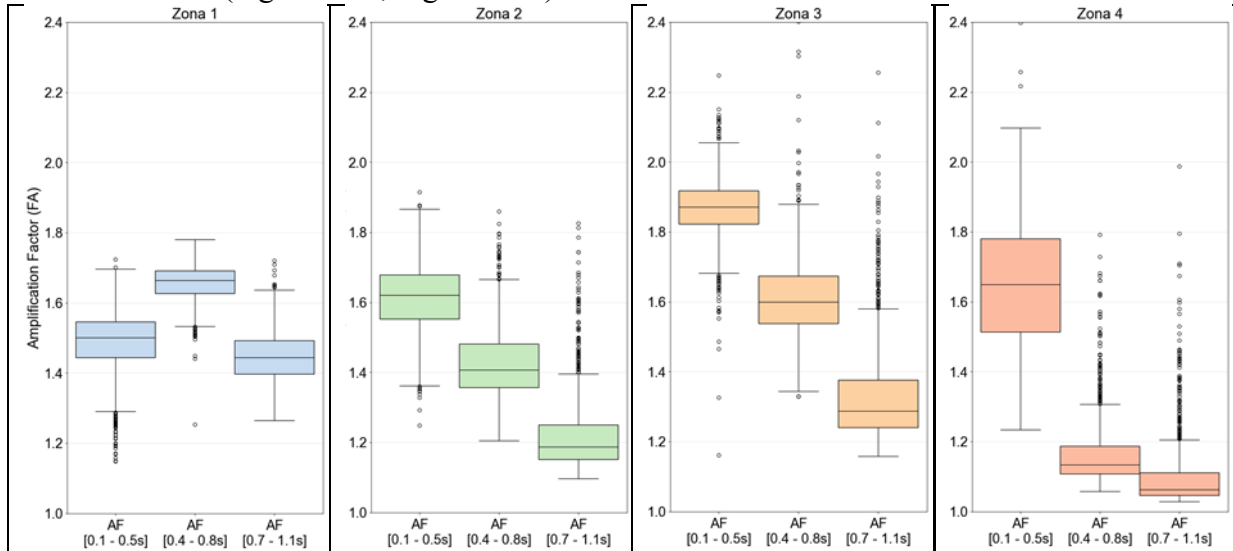


Figura 3.25 – Distribuzione statistica dei fattori di amplificazione (FA) calcolati nei tre intervalli di periodo considerati per le quattro zone sismo-stratigrafiche. I box plot sintetizzano i valori di FA ottenuti dalle 966 simulazioni di risposta sismica locale.

Confronto FA per banda di periodo (Z1–Z4)

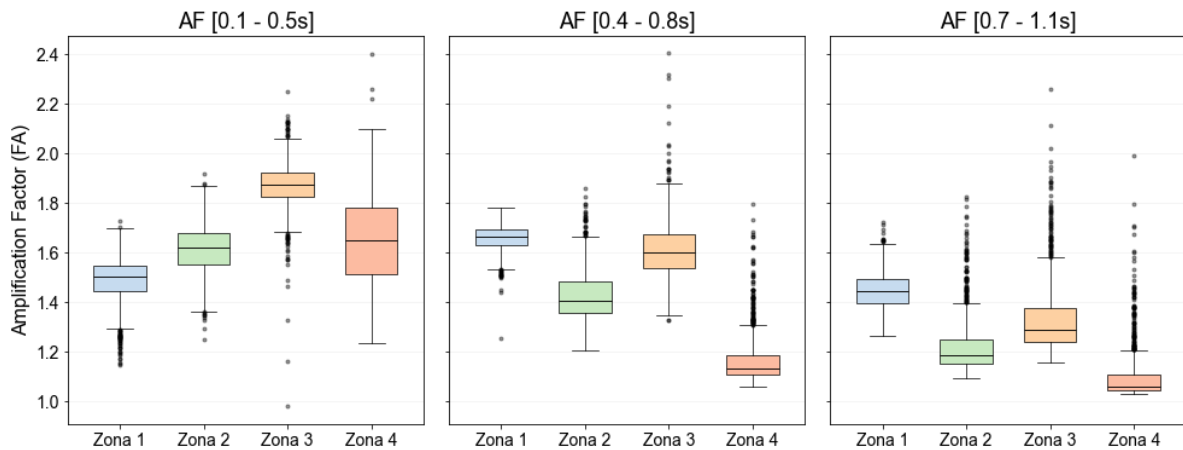


Figura 3.26 – Confronto dei fattori di amplificazione spettrale (FA) calcolati per le quattro zone sismo-stratigrafiche (Z1–Z4) in tre distinti intervalli di periodo: 0.1–0.5 s, 0.4–0.8 s e 0.7–1.1 s. I box plot sintetizzano la distribuzione dei valori di FA ottenuti dall'insieme completo delle 966 componenti orizzontali derivate dalle 496 registrazioni accelerometriche di riferimento.

I grafici di Figura 3.26 mostrano in modo chiaro che i fattori di amplificazione spettrale (FA) dipendono sia dalla banda di periodo considerata sia dalla zona sismo-stratigrafica, confermando la marcata selettività in frequenza della risposta sismica locale.

La Zona 1 è caratterizzata da valori di FA moderati e relativamente stabili nelle tre bande di periodo, con una lieve riduzione al crescere del periodo e una dispersione contenuta, indicativa di un comportamento dinamico piuttosto uniforme e di stratigrafie regolari con contrasti di impedenza non marcati.

La Zona 2 mostra invece una significativa amplificazione nella banda a periodo breve (0.1–0.5 s), seguita da una progressiva riduzione dei FA alle bande di periodo medio e lungo,

suggerendo un controllo prevalente degli strati superficiali, associato a frequenze proprie più elevate e a una risposta meno efficace alle oscillazioni a periodo maggiore.

La Zona 3 presenta i valori medi di FA più elevati e una dispersione più ampia, in particolare nelle bande 0.1–0.5 s e 0.4–0.8 s, evidenziando una maggiore complessità stratigrafica e un'elevata variabilità della risposta locale, con condizioni favorevoli a fenomeni di risonanza su un ampio intervallo di frequenze.

La Zona 4, al contrario, mostra un'amplificazione significativa alle basse frequenze ma valori prossimi all'unità nelle bande a periodo medio-lungo, comportamento compatibile con depositi più rigidi o con un bedrock relativamente superficiale, che limita l'amplificazione per periodi maggiori.

Considerando il confronto tra le zone per ciascuna banda di periodo, la banda 0.1–0.5 s risulta quella con i valori di FA più elevati e con la maggiore differenziazione tra le zone, confermando il ruolo dominante delle condizioni stratigrafiche superficiali sulle componenti ad alta frequenza del moto; nella banda 0.4–0.8 s le differenze permangono ma con una generale riduzione dei FA medi, mettendo in evidenza gli effetti di risonanza legati alla frequenza fondamentale dei depositi; infine, nella banda 0.7–1.1 s i FA risultano complessivamente più contenuti e prossimi all'unità, soprattutto per le Zone 2 e 4, indicando che per periodi più lunghi l'amplificazione è limitata e fortemente controllata dalla profondità del bedrock e dalla rigidità complessiva del deposito.

Nel complesso, l'analisi degli spettri di risposta in accelerazione e dei fattori di amplificazione spettrale evidenzia differenze sistematiche e coerenti tra le quattro zone sismo-stratigrafiche, riconducibili alle diverse condizioni dinamiche del sottosuolo. Le amplificazioni risultano concentrate in specifici intervalli di periodo e mostrano una buona ripetibilità al variare dell'input sismico, indicando un controllo prevalentemente stratigrafico della risposta sismica locale.

Questi risultati confermano che la risposta sismica locale non può essere efficacemente descritta mediante un unico parametro sintetico, ma richiede una valutazione articolata e dipendente dal periodo strutturale. Tutti i 966 spettri di risposta ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale sono stati pertanto utilizzati come domanda sismica nell'ambito del *Capacity Spectrum Method* e, in ultima analisi, per la costruzione di curve di fragilità realmente sensibili alle condizioni di sito.

3.3 L'ambiente costruito

L'espansione edilizia di Potenza si caratterizza per una netta distinzione tra il centro storico e le aree di espansione urbana, evidenziando una stratificazione delle tipologie costruttive che riflette le trasformazioni socio-economiche avvenute nel corso del XX secolo. Il centro storico conserva la maggior parte degli edifici in muratura portante, realizzati prevalentemente tra la fine del XIX secolo e la prima metà del XX secolo, costruiti con materiali tradizionali quali pietra locale e laterizio, senza l'adozione di criteri antisismici moderni, fattori che ne determinano una significativa vulnerabilità sismica (Calvi et al., 2014; ISPRA, 2018; Bilancia et al., 2006). Questi edifici, tipicamente di due-quattro piani, presentano murature rigide e poco duttili, con aperture irregolari e limitata capacità di dissipare energia durante eventi sismici (Sica et al., 2015). Il tessuto storico si configura quindi come una testimonianza architettonica e culturale di notevole rilievo ma anche come il segmento urbano maggiormente esposto a rischi di danno strutturale.

In particolare, nei quartieri centrali si conservano ancora edifici di pregio architettonico e residenziale, mentre le aree di espansione post-bellica hanno visto la diffusione di edifici in cemento armato, costruiti inizialmente con normative antisismiche meno rigorose e talvolta affetti da carenze progettuali o degrado (Melis et al., 2008; Meletti et al., 2014; Bilancia et al., 2006). Nel secondo dopoguerra, la crescita demografica e la forte richiesta abitativa hanno determinato un ampliamento significativo delle periferie, con la nascita di nuovi quartieri come Santa Maria e San Rocco, caratterizzati da edifici più alti e moderni. L'evoluzione urbanistica ha portato alla formazione di nuovi quartieri quali Poggio Tre Galli, Carmine e Macchia Romana.

Dalla fine degli anni '90, l'introduzione di normative antisismiche più stringenti, ha influenzato le nuove costruzioni nelle zone periferiche, che sono state progettate con criteri antisismici avanzati e con l'adozione di tecniche di rinforzo strutturale e materiali innovativi, migliorando la duttilità e la capacità dissipativa degli edifici (Calvi et al., 2014). Parallelamente, è cresciuta la sensibilità verso la tutela del patrimonio storico, con l'avvio di importanti interventi di consolidamento e restauro nel centro storico, che includono rinforzi delle murature e miglioramenti delle fondazioni, al fine di ridurre la vulnerabilità sismica delle strutture più antiche (Sica et al., 2015).

L'esperienza dell'abitare (Bilancia et al., 2006) offre una documentazione dettagliata dell'evoluzione edilizia in provincia di Potenza, sottolineando come la città rappresenti un mosaico complesso di epoche e tecniche costruttive. Il patrimonio edilizio urbano testimonia la convivenza di edifici storici in muratura, spesso con elementi decorativi e soluzioni costruttive legate alle tradizioni locali, e di strutture più recenti in cemento armato, con diverse tipologie funzionali, dall'abitativo al commerciale e agli spazi pubblici. La stratificazione storica dei quartieri si accompagna a differenze marcate nelle caratteristiche strutturali, che influenzano direttamente il comportamento sismico complessivo dell'ambiente costruito.

Oggi, l'ambiente urbano di Potenza presenta quindi un paesaggio edilizio eterogeneo che richiede un'analisi integrata delle caratteristiche strutturali e della vulnerabilità sismica per una gestione efficace del rischio urbano. Per analizzare più dettagliatamente l'ambiente costruito urbano, sono stati utilizzati due database fondamentali: il Database Geotopografico della Regione Basilicata ([GeoPortale – RSDI Basilicata](#), 2015) che contiene informazioni sull'altezza e sull'uso degli edifici, e i censimenti del 2011 effettuati dall'ISTAT ([Basi territoriali e variabili censuarie – Istat](#)) che forniscono dati su epoca di costruzione e tipologia edilizia.

I dati del Censimento ISTAT 2011 (Figura 3.27) consentono di delineare con precisione quantitativa le principali caratteristiche del patrimonio edilizio del Comune di Potenza, che risulta costituito da un totale di 4.308 edifici, di cui 4.089 effettivamente utilizzati per scopi residenziali o produttivi, pari a circa il 95% del totale, a indicare una quota molto limitata di costruzioni inutilizzate. Gli edifici a destinazione residenziale sono 3.367, corrispondenti a circa l'82% del patrimonio edilizio utilizzato, mentre quelli produttivi ammontano a 722 unità, pari a circa il 18%, evidenziando la netta prevalenza della funzione abitativa nell'organizzazione urbana. Con riferimento alle tipologie strutturali degli edifici residenziali, 897 unità (27%) risultano realizzate in muratura portante, 2.125 unità (63%) in cemento armato e 345 unità (10%) con altri materiali costruttivi, confermando come la struttura portante prevalente sia riconducibile al cemento armato, tipico delle fasi di espansione urbana del secondo dopoguerra, mentre la muratura mantiene un peso rilevante soprattutto nei settori più consolidati della città.

Prima del 1945 sono stati costruiti 319 edifici (Figura 3.27d), pari al 7% del totale. Nel periodo post-bellico (1946-1980) si concentra la maggior parte delle costruzioni, con circa 2.300 edifici, ovvero il 53%. Nel ventennio successivo al sisma dell'Irpinia (1981-2000) si registrano circa 1.200 edifici, corrispondenti al 28%, mentre dal 2000 ad oggi le nuove costruzioni rappresentano poco più del 3% del totale. L'analisi evidenzia come l'espansione edilizia più significativa si sia verificata nel periodo compreso tra il secondo dopoguerra e il 1980, fase in cui oltre metà degli edifici è stata realizzata, probabilmente legata alla ricostruzione e allo sviluppo urbano del dopoguerra. Successivamente, tra gli anni '80 e il 2000, si è avuto un ulteriore, seppur più contenuto, incremento delle costruzioni, forse influenzato anche dalla ricostruzione post-sisma dell'Irpinia. Dal 2000 in poi, invece, la crescita edilizia si è notevolmente rallentata, segnalando una stabilizzazione o una minore pressione sulla nuova edificazione.

La distribuzione in altezza degli edifici residenziali (Figura 3.27e) indica inoltre che 398 edifici (12%) presentano un solo piano, 606 edifici (18%) due piani, 789 edifici (23%) tre piani, mentre 1.574 edifici (47%) superano i quattro piani, confermando una significativa verticalizzazione dell'edificato, tipica dei quartieri di espansione del secondo Novecento. Nel complesso, il patrimonio edilizio residenziale di Potenza risulta quindi dominato da edifici in cemento armato, realizzati prevalentemente nel periodo di massima crescita urbana e

caratterizzati da altezze medio-elevate, aspetti che assumono un ruolo centrale nell'analisi della vulnerabilità sismica e del comportamento dinamico complessivo dell'ambiente costruito (ISTAT, 2011).

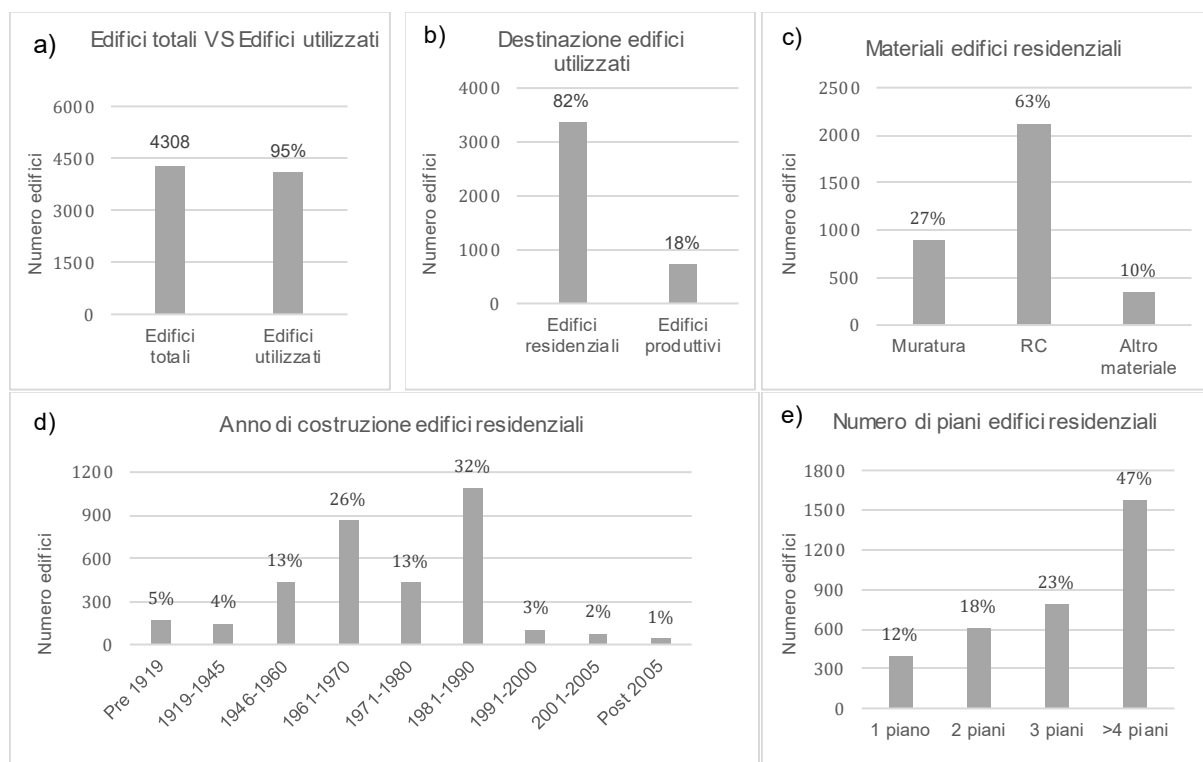


Figura 3.27 — Distribuzione dell'edificato nel comune di Potenza in funzione di: (a) stato di utilizzo degli edifici; (b) destinazione d'uso; (c) materiale costruttivo dei soli edifici residenziali; (d) anno di costruzione degli edifici residenziali; (e) numero di piani degli edifici residenziali (Censimento ISTAT 2011).

Inoltre, l'ISTAT, attraverso le sezioni censuarie georiferite ed editabili in ambiente GIS, consente di analizzare in modo spazializzato la distribuzione delle principali caratteristiche del patrimonio edilizio all'interno dell'area di indagine. Come mostrato nelle due mappe successive (Figura 3.28), si osserva che le zone con prevalenza di edifici in muratura portante risultano concentrate soprattutto nel centro storico e in limitate porzioni circostanti, senza una diffusione omogenea sul territorio, mentre la gran parte dell'area urbana è caratterizzata dalla predominanza di edifici in cemento armato (Figura 3.28a). Nella seconda mappa sono riportate le sezioni censuarie espresse in funzione del decennio di costruzione (Figura 3.28b), rappresentate mediante un gradiente cromatico dal rosso più chiaro per le zone con gli edifici costruiti a partire dal 1919 fino alle tonalità più intense per quelle con edifici realizzati dopo il 2000; emerge con chiarezza come le costruzioni più antiche siano localizzate principalmente nel nucleo storico e nella sua immediata fascia di contorno, mentre procedendo verso i quartieri periferici, in particolare nella zona settentrionale, la colorazione diventa progressivamente più intensa, evidenziando una netta prevalenza di edifici di più recente edificazione (ISTAT, 2011).

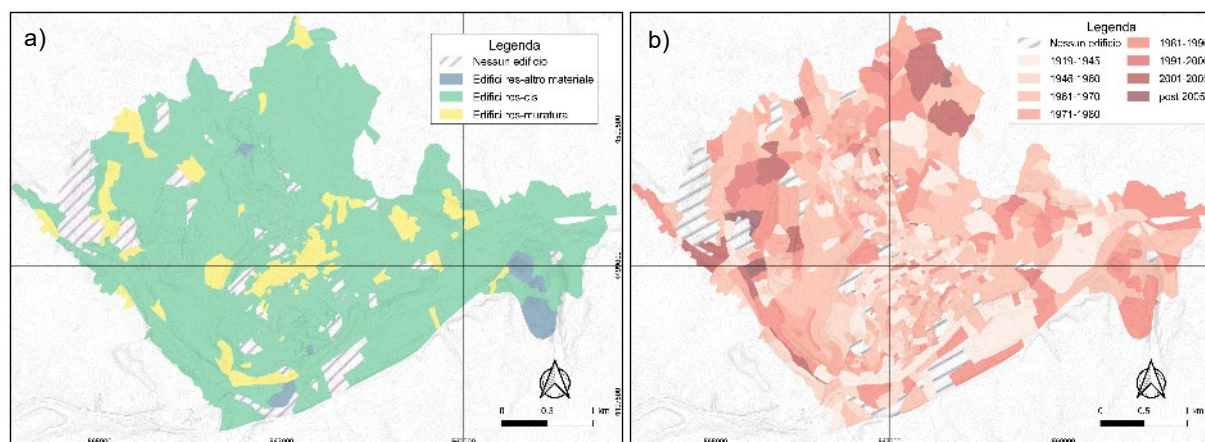


Figura 3.28 — Distribuzione spaziale dell'edificato nel comune di Potenza in funzione di: (a) materiale costruttivo degli edifici residenziali; (b) anno di costruzione degli edifici residenziali (Censimento ISTAT 2011).

Inoltre, il Geoportale della Regione Basilicata (RSDI) mette a disposizione le unità volumetriche, così come denominate nei dataset scaricabili, che consentono di rappresentare in modo puntuale l'ingombro planimetrico degli edifici attraverso geometrie vettoriali poligonali. Per ciascun volume edilizio, oltre all'area in pianta, è inoltre associata l'informazione relativa all'altezza fuori terra, permettendo una restituzione tridimensionale semplificata dell'edificato e un'analisi più accurata delle caratteristiche geometriche del tessuto urbano.

Dal confronto preliminare tra i due dataset emerge una rilevante discrepanza numerica: il censimento ISTAT riporta 4.308 edifici nel comune di Potenza, mentre il dataset regionale RSDI include 8.368 geometrie poligonali. Tale differenza non riflette una reale variazione del patrimonio edilizio, ma deriva dal fatto che nel database geotopografico un singolo edificio è spesso suddiviso in più poligoni che rappresentano elementi accessori o porzioni architettoniche indipendenti, come balconi, corpi scala, torrette o vani tecnici. Per rendere i due archivi confrontabili e ottenere una base coerente con gli obiettivi dell'analisi, è stata applicata una procedura di rielaborazione dei dati in ambiente GIS. In particolare, le geometrie riferibili allo stesso edificio, identificate tramite lo stesso codice unico “cediuv” e originariamente presenti come poligoni separati nel database RSDI, sono state individuate e unite in un'unica geometria rappresentativa dell'edificio nel suo insieme. A ogni nuova geometria è stata quindi attribuita l'altezza massima tra quelle dei poligoni originali, scelta come valore rappresentativo dell'altezza fuori terra dell'edificio. Per fare ciò, si è considerata soprattutto l'area dei singoli poligoni, associando l'altezza del poligono con l'area maggiore. In questo modo si sono esclusi elementi accessori di dimensioni ridotte, come ad esempio torrioni scala emergenti. Al termine di questo processo di ricostruzione volumetrica il numero complessivo degli edifici si risultò pari a 3.312 unità, sulle quali sono state condotte tutte le elaborazioni successive (Figura 3.29).

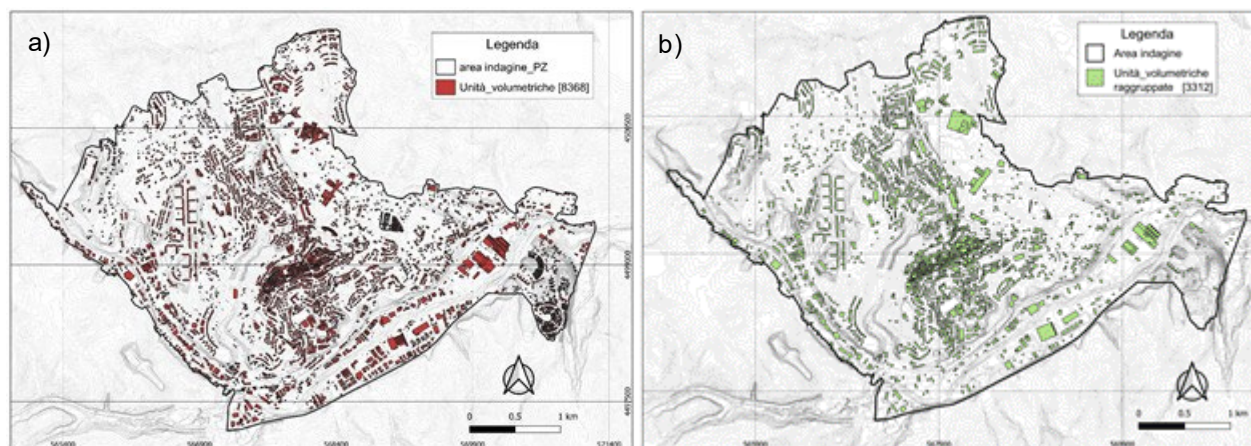


Figura 3.29 — a): distribuzione spaziale delle unità volumetriche presenti nel comune di Potenza (in rosso), così come derivate dal database RSDI della Regione Basilicata (2015); b): le stesse geometrie sono state raggruppate e fuse in un'unica entità per ciascun edificio (in verde), includendo anche tutte le superfici accessorie.

3.3.1 Acquisizione ed analisi delle misure di rumore ambientale a stazione singola sugli edifici

Per quanto riguarda il patrimonio edilizio, è stato selezionato un campione costituito da 153 edifici, scelto con l'obiettivo di rappresentare in modo significativo l'edificato urbano della città di Potenza. La selezione è stata effettuata tenendo conto delle principali variabili che influenzano il comportamento dinamico delle strutture, quali la tipologia costruttiva, il materiale strutturale, l'epoca di costruzione, l'altezza dell'edificio e le caratteristiche del terreno di fondazione (Figura 3.30).

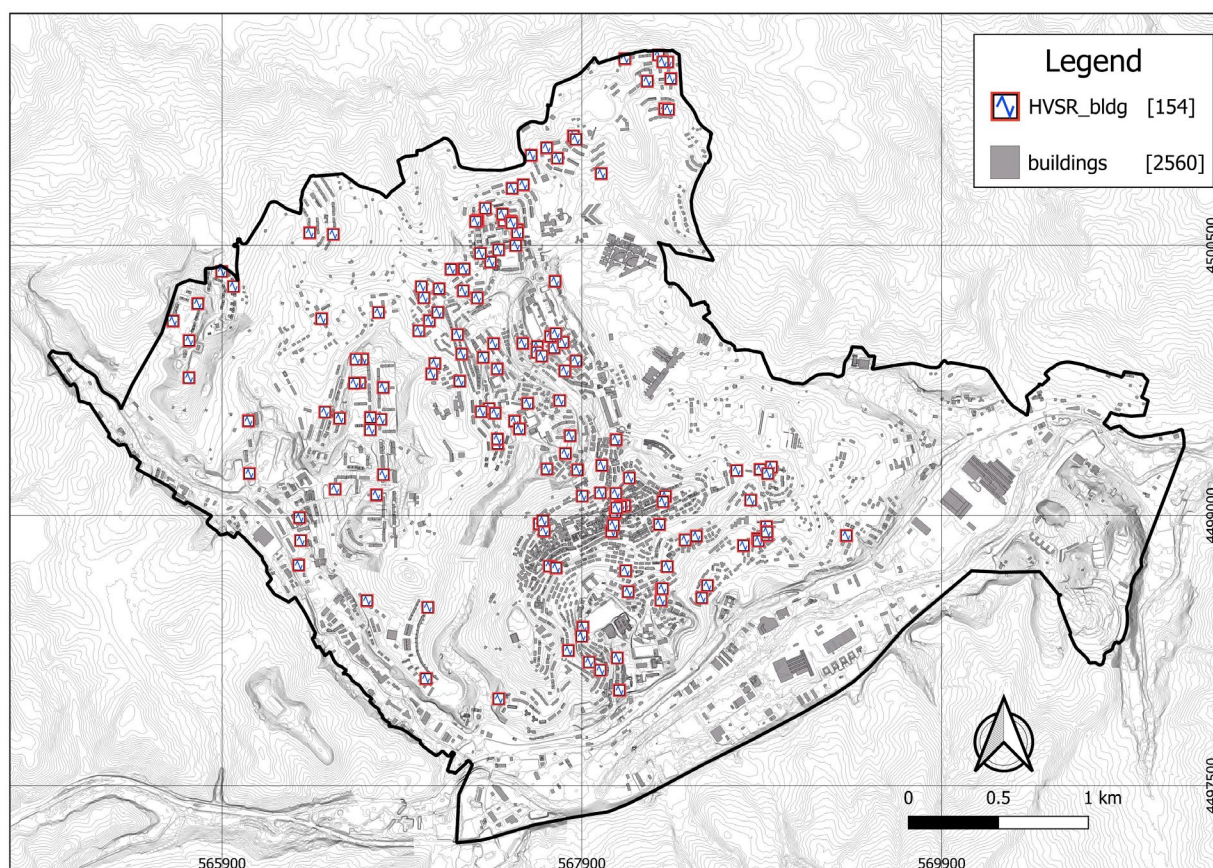


Figura 3.30 - Localizzazione delle misure di rumore sismico ambientale a stazione singola eseguite all'interno dei 153 edifici monitorati, sovrapposta alla carta geologica di dettaglio. Sono inoltre riportate per completezza i punti di misura sui suoli di fondazione.

Il campione include edifici con altezze comprese tra 9.40 m e 45.80 m, con un valore mediano pari a circa 22 m, coprendo quindi un intervallo rappresentativo di strutture basse, medio-alte e alte tipiche del tessuto urbano potentino. Tale distribuzione consente di analizzare in modo robusto la variabilità delle frequenze fondamentali in funzione delle principali caratteristiche geometriche e costruttive. Le Figure 3.31 e 3.32 descrivono in modo complementare la composizione del campione dei 153 edifici monitorati. In particolare, la Figura 3.31 fornisce una lettura monovariata dei principali parametri descrittivi del campione, mentre la Figura 3.32 consente una lettura incrociata degli stessi, evidenziando le relazioni tra caratteristiche costruttive, geometriche e condizioni di fondazione.

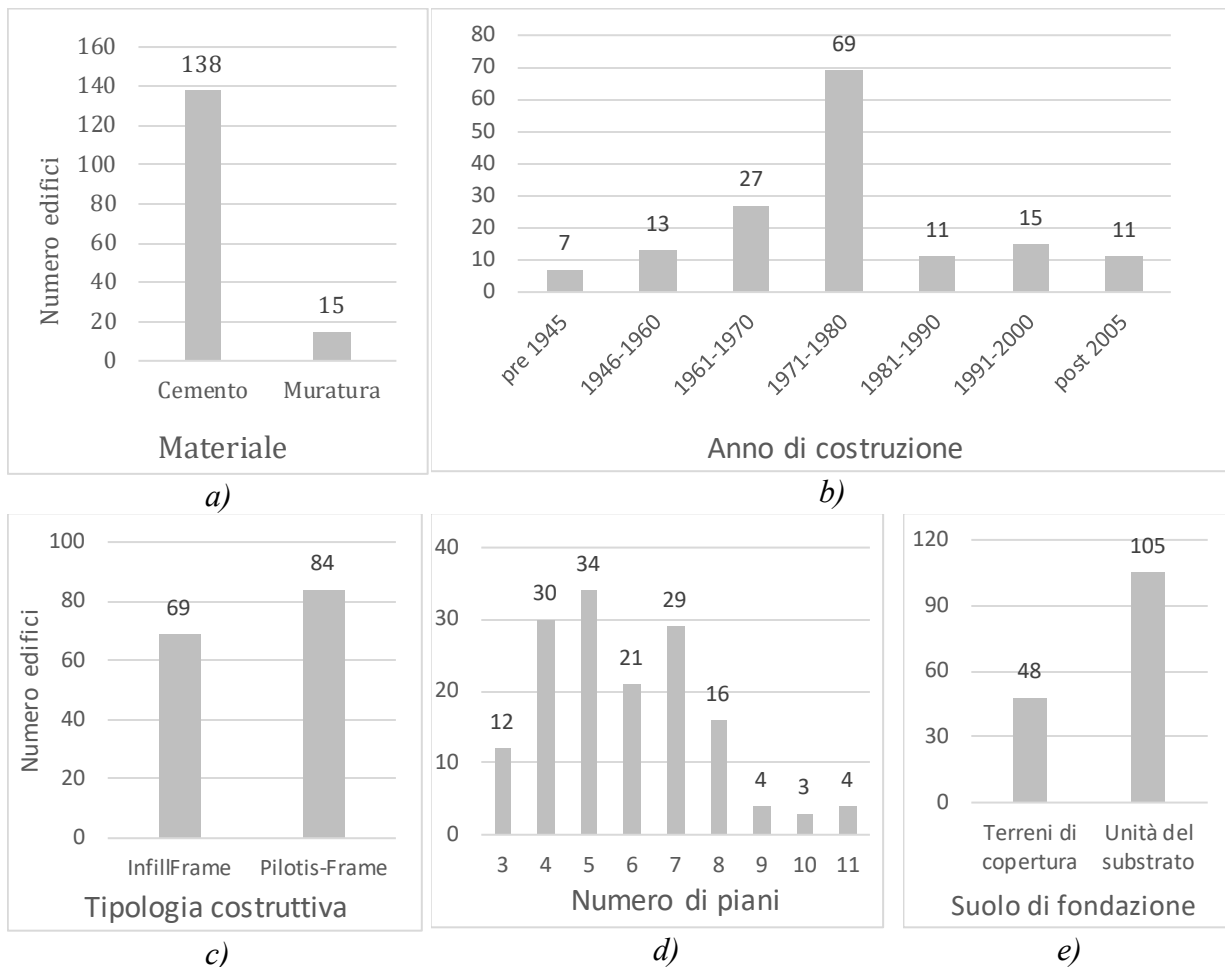
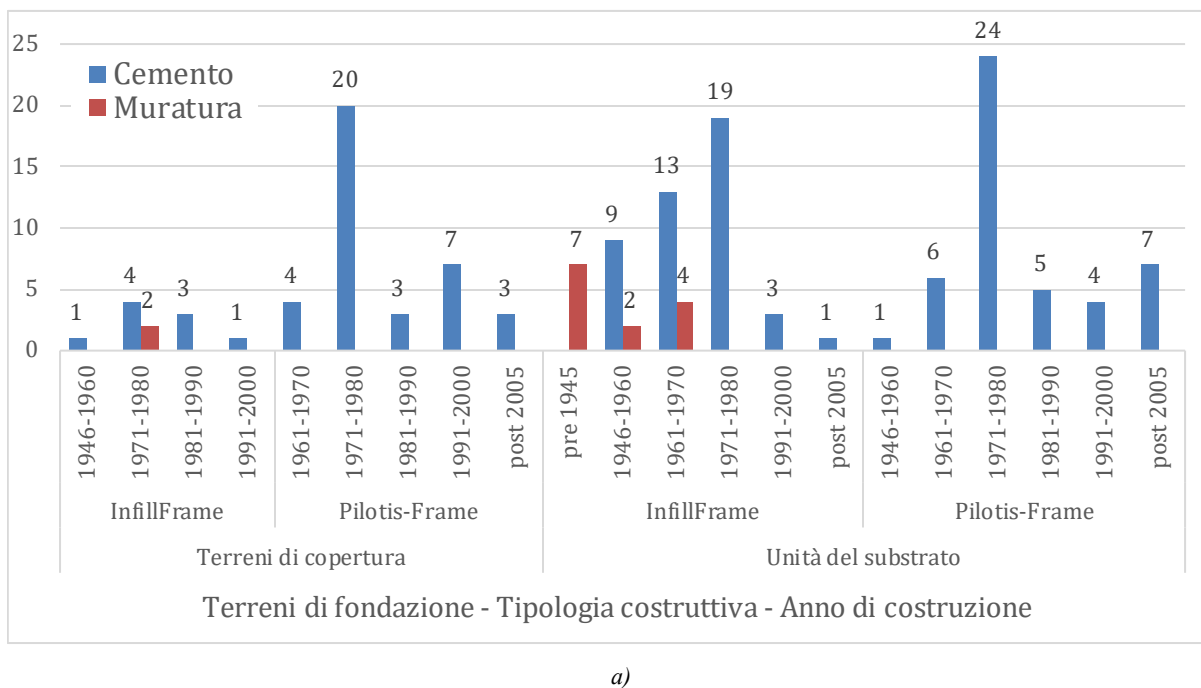


Figura 3.31 — Distribuzione dei 153 edifici monitorati in funzione di: (a) materiali di costruzione; (b) decennio di costruzione; (c) tipologia costruttiva; (d) numero di piani fuori terra; (e) tipologia di terreno sulla quale poggiano.



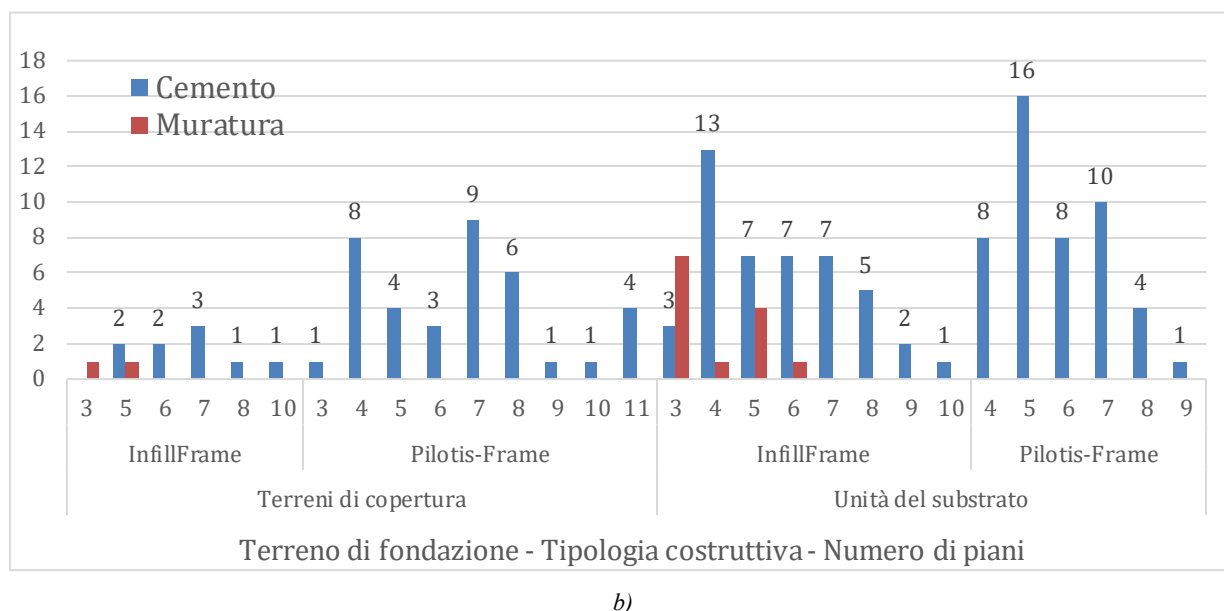


Figura 3.32 — Distribuzione del campione dei 153 edifici monitorati ottenuta mediante analisi incrociata di più parametri. Il pannello (a) mostra la distribuzione degli edifici in relazione al materiale costruttivo e alla tipologia del terreno di fondazione, consentendo al tempo stesso una lettura integrata con la tipologia strutturale (infill frame e pilotis frame) e con il periodo di costruzione. Il pannello (b) rappresenta invece la distribuzione del numero di piani fuori terra in funzione degli stessi parametri principali, ovvero materiale costruttivo, terreno di fondazione e tipologia strutturale.

Dal punto di vista del materiale di costruzione, il campione è fortemente dominato da edifici in cemento armato (138 casi), mentre le strutture in muratura risultano nettamente minoritarie (15 casi) (Figura 3.31a). Tale distribuzione riflette l'evoluzione recente del tessuto edilizio urbano e costituisce un elemento chiave per l'interpretazione delle analisi successive.

Per quanto riguarda l'epoca di costruzione, la maggior parte degli edifici è concentrata nel periodo compreso tra il 1971 e il 1980 (Figura 3.31b), in accordo con la fase di maggiore espansione urbanistica della città di Potenza. Le costruzioni precedenti al 1945 risultano limitate e coincidono quasi esclusivamente con edifici in muratura, mentre le fasi più recenti sono caratterizzate dalla prevalenza del cemento armato.

In termini di tipologia strutturale, il campione risulta suddiviso principalmente tra edifici infill frame e pilotis frame (Figura 3.31c). L'analisi incrociata mostrata in Figura 3.32a evidenzia una forte associazione tra strutture in cemento armato, tipologia pilotis frame ed epoche di costruzione successive al secondo dopoguerra. Gli edifici in muratura risultano invece confinati alla tipologia infill frame e alle fasi costruttive più datate, sottolineando il legame tra materiale, schema strutturale ed epoca di realizzazione.

Il numero di piani fuori terra introduce un ulteriore livello di differenziazione del campione (Figura 3.31d). Gli edifici in muratura presentano un'altezza limitata, con una distribuzione concentrata prevalentemente tra 3 e 5 piani. Al contrario, le strutture in cemento armato mostrano una maggiore variabilità geometrica, con edifici che raggiungono anche 9–10 piani. L'analisi incrociata di Figura 3.32b mette in evidenza come le strutture pilotis frame siano generalmente associate a edifici più alti rispetto agli infill frame, mentre il numero di piani risulta fortemente controllato dal materiale costruttivo e dalla tipologia strutturale, più che dal solo tipo di terreno di fondazione.

Dal punto di vista del terreno di fondazione, il campione si distribuisce tra edifici fondati su terreni di copertura (48 casi) e su unità del substrato (105 casi) (Figura 3.31e). Gli edifici su terreni di copertura sono quasi esclusivamente in cemento armato e risultano dominati dalla tipologia pilotis frame, associata a edifici mediamente più alti, con un numero di piani prevalentemente compreso tra 4 e 8. Gli edifici infill frame su terreni di copertura sono meno numerosi e presentano una distribuzione più limitata del numero di piani, mentre la muratura è praticamente assente, confermando il carattere recente del costruito su questo tipo di terreno.

Gli edifici fondati sulle unità del substrato rappresentano invece il gruppo più eterogeneo. In questo contesto è presente la totalità delle strutture in muratura del campione, tutte appartenenti alla tipologia infill frame e caratterizzate da un numero di piani ridotto, coerente con il carattere storico del costruito. Le strutture in cemento armato su substrato comprendono sia infill frame sia pilotis frame e mostrano una distribuzione più ampia del numero di piani, evidenziando una maggiore varietà tipologica e geometrica.

Nel complesso, l'analisi evidenzia come la variabilità del numero di piani e, più in generale, delle caratteristiche geometriche degli edifici sia principalmente controllata dal materiale costruttivo e dalla tipologia strutturale, mentre il tipo di terreno di fondazione esercita un'influenza indiretta, mediata dalla storia edilizia e dalle scelte costruttive. Questo inquadramento fornisce il contesto necessario per interpretare correttamente la variabilità delle frequenze proprie e, più in generale, della risposta dinamica osservata negli edifici monitorati.

3.3.2 Frequenze fondamentali di vibrazione degli edifici

Come discusso nel Capitolo 2, per ciascun edificio è stata effettuata una registrazione della durata di 12 minuti (frequenza di campionamento di 128 Hz), posizionando il sensore all'ultimo piano in prossimità del nodo trave-pilastro per gli edifici in cemento armato, in prossimità della parete portante per quelli in muratura, e sempre (ad eccezione degli edifici a pianta quadrata) allineato con l'asse principale, ovvero con quello più rigido, della struttura (Gallipoli et al., 2010; Castellaro, 2016). Le registrazioni effettuate sugli edifici sono state elaborate seguendo la stessa procedura adottata per i suoli, con l'unica differenza che, nel caso delle strutture, l'identificazione del picco di risonanza non si basa esclusivamente sulla funzione HVSF. Per ottenere una stima più robusta della frequenza fondamentale, il valore del picco viene confermato anche attraverso l'analisi degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali del moto e dell'SSR ove possibile.

Questo approccio consente di ridurre le ambiguità interpretative, distinguere tra contributi strutturali e contributi legati al sottosuolo e ottenere una stima più affidabile delle reali proprietà dinamiche degli edifici, aspetto particolarmente rilevante in contesti urbani complessi come quello della città di Potenza. Sulla base di queste considerazioni, la determinazione della frequenza fondamentale è stata estesa in modo sistematico a tutti i 153 edifici monitorati, applicando criteri di interpretazione omogenei e coerenti con la letteratura scientifica.

Le frequenze fondamentali associate al primo modo di vibrare dei 153 edifici monitorati mostrano una variabilità compresa tra 1.2 Hz e 6.4 Hz, con un valore mediano di 3.2 Hz (Figura 3.33). Tale intervallo risulta pienamente coerente con i valori attesi per edifici in calcestruzzo armato e in muratura presenti nei contesti urbani italiani (Gallipoli et al., 2020, Gangone et al., 2023, Gallipoli et al., 2023), caratterizzati da altezze simili e da tipologie strutturali analoghe.

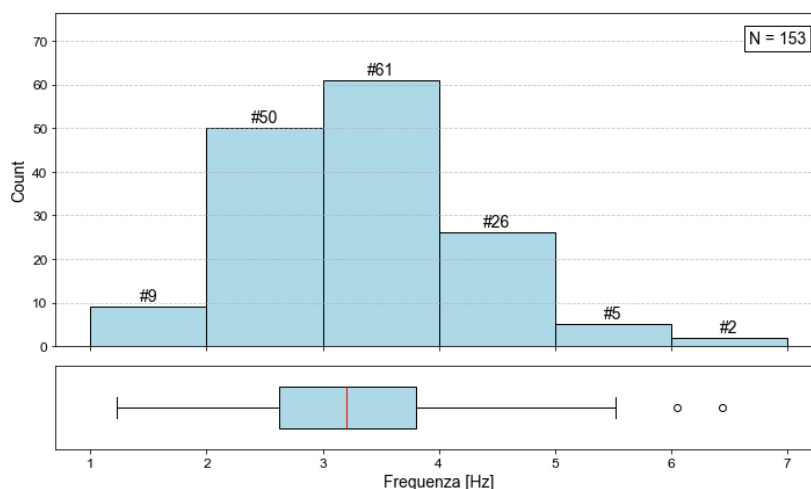


Figura 3.33 Distribuzione delle frequenze proprie del primo modo di vibrare dei 153 edifici monitorati.

Sono state inoltre analizzate le variazioni delle frequenze proprie in funzione delle diverse caratteristiche degli edifici, quali il materiale, la tipologia costruttiva, l'anno di costruzione, la natura del suolo di fondazione, il numero di piani fuori terra ed infine l'area in pianta (Figura 3.34). Tale confronto ha permesso di identificare possibili correlazioni tra le frequenze vibrazionali e le caratteristiche geometriche e costruttive degli edifici, le condizioni litostratigrafiche e meccaniche del suolo di fondazione.

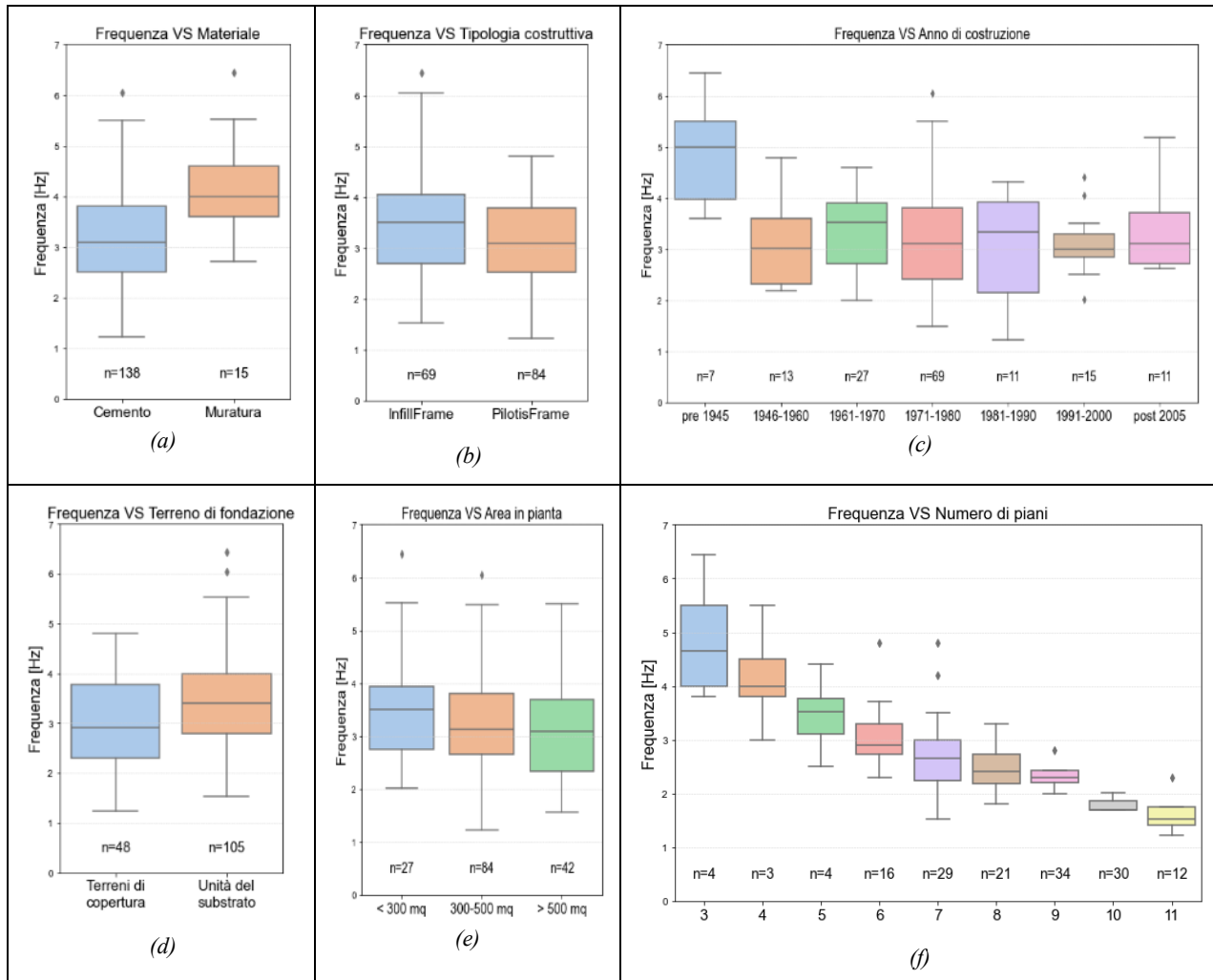


Figura 3.34 — Distribuzione delle frequenze proprie degli edifici analizzati in funzione del materiale costruttivo (a), della tipologia strutturale (b), del periodo di edificazione (c), della litologia semplificata del terreno di fondazione (d), della dimensione in pianta (e) e del numero di piani fuori terra (f).

La distribuzione delle frequenze proprie degli edifici analizzati evidenzia tendenze significative in relazione ai diversi fattori rappresentati nelle Figure 3.34a-f. In particolare, dalla figura 3.34a emerge chiaramente che gli edifici in muratura presentano frequenze fondamentali più elevate, spesso superiori a 5 Hz e fino a circa 6.4 Hz, rispecchiando la loro maggiore rigidezza e l'altezza generalmente ridotta rispetto agli edifici in cemento armato. Quest'ultimi, invece, mostrano una gamma più ampia di frequenze, solitamente comprese tra 2 e 4 Hz, con alcuni picchi che raggiungono circa 5.5 Hz. La figura 3.34b conferma ulteriormente come la tipologia strutturale influenzi in modo netto la risposta dinamica: gli edifici con struttura infill frame, caratterizzati da tamponature collaboranti lungo tutta l'altezza, si collocano su frequenze più elevate rispetto a quelli con struttura pilotis frame, in cui la presenza del cosiddetto "piano debole" alla base determina una maggiore flessibilità e frequenze più basse.

Considerando invece il periodo di edificazione, come mostrato nella figura 3.34c, gli edifici costruiti prima del 1945, prevalentemente in muratura, presentano frequenze elevate, mentre quelli realizzati tra il 1946 e gli anni '80, periodo caratterizzato da un massiccio sviluppo del

cemento armato, mostrano una maggiore variabilità nelle frequenze, che si estendono da circa 2 Hz fino a valori superiori a 4.5 Hz. Questa ampia dispersione riflette la diversità delle tecniche costruttive, dei materiali utilizzati e delle condizioni di fondazione, oltre che delle altezze degli edifici.

La litologia semplificata del terreno di fondazione, rappresentata nella figura 3.34d, indica invece un andamento meno definito: gli edifici fondati su terreni di copertura tendono ad avere frequenze più basse, spesso inferiori a 3 Hz, mentre quelli posizionati su terreni del substrato mostrano una maggiore variabilità, con frequenze che oscillano tra 2 e 6 Hz. È importante sottolineare che questa categoria non tiene conto degli aspetti strutturali e geometrici degli edifici, pertanto non è possibile attribuire in modo univoco le differenze di frequenza al solo tipo di terreno. Relativamente alla dimensione in pianta, illustrata nella figura 3.34e, si osserva che edifici con maggiori superfici tendono ad avere frequenze fondamentali più basse, probabilmente a causa dell'aumento della massa e della complessiva flessibilità strutturale.

Infine, la figura 3.34f mette in evidenza un chiaro trend tra il numero di piani fuori terra e la frequenza propria degli edifici: all'aumentare dell'altezza, la frequenza fondamentale diminuisce in modo consistente. Gli edifici più bassi, con 3-4 piani, mostrano frequenze più elevate, mentre le strutture più alte, con oltre 7-8 piani, si collocano tipicamente nell'intervallo compreso tra 2 e 3 Hz. Sebbene questa evidenza sia un risultato atteso, la sua conferma rappresenta un indicatore della qualità e affidabilità delle misure effettuate.

In sintesi, la frequenza propria di un edificio emerge dall'interazione complessa tra caratteristiche tipologiche e geometriche dell'edificio, sottolineando l'importanza di un approccio integrato per una corretta valutazione delle proprietà dinamiche del patrimonio edilizio urbano.

3.3.3 Stima della relazione sperimentale per 153 edifici monitorati

Per quantificare in modo oggettivo il ruolo dei parametri geometrici e dimensionali degli edifici sulla determinazione del loro periodo (o frequenza) fondamentale, è stata costruita una matrice di correlazione basata sul coefficiente di Pearson (Pearson, 1895) (Figura 3.35). Tale misura consente di valutare la forza e la direzione della relazione lineare tra coppie di variabili quantitative.

Per garantire un'analisi coerente, la matrice è stata costruita esclusivamente sulle variabili esprimibili in forma quantitativa, mentre l'effetto delle variabili qualitative — quali tipologia strutturale, materiale costruttivo, natura del suolo di fondazione e periodo di edificazione — è stato discusso nel precedente §3.3.2 mediante analisi comparative tramite boxplot.

Le variabili quantitative utilizzate per la matrice di correlazione sono le seguenti:

- $f0_b$: frequenza del primo modo di vibrare lungo la direzione principale;
- H : altezza fuori terra dell'edificio (m), compresi sia il seminterrato che le strutture presenti nella parte superiore dell'edificio (ad esempio i vani ascensore);
- B : larghezza dell'edificio, rappresenta la dimensione più corta di un poligono circoscritto;
- L : lunghezza dell'edificio, rappresenta la dimensione più lunga di un poligono circoscritto.
- B/L : rapporto tra la larghezza e la lunghezza dell'edificio, che è un indicatore della regolarità della pianta (Bertero 1996);
- B/H , L/H , H/L : rapporti adimensionali tra le dimensioni in pianta e l'altezza, utili a descrivere la snellezza della struttura;
- $Area$: area in pianta dell'edificio (m^2) calcolata in base all'impronta dell'edificio;
- $Area\ poligono$: area del poligono circoscritto all'edificio (m^2);

Il procedimento si articola in tre passaggi:

- (i) Standardizzazione delle variabili: per ogni variabile X , si calcola la variabile standardizzata Z come

$$Z_i = \frac{X_i - \bar{X}}{s_X}$$

dove X_i è il valore osservato, $\bar{X}$ la media della variabile e s_X la deviazione standard di X .

- (ii) Calcolo della covarianza tra due variabili X e Y :

$$Cov(X, Y) = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})$$

La covarianza è positiva se le due variabili tendono ad aumentare o diminuire insieme, negativa se si muovono in direzioni opposte.

- (iii) Normalizzazione della covarianza per ottenere il coefficiente di correlazione di Pearson r :

$$r_{XY} = \frac{Cov(X, Y)}{s_X s_Y}$$

dove $s_X s_Y$ sono le deviazioni standard delle variabili X e Y . Il coefficiente r_{XY} assume valori compresi tra -1 e 1 , indicando la forza e la direzione della correlazione lineare.

La matrice così ottenuta è riportata in Figura 3.35.

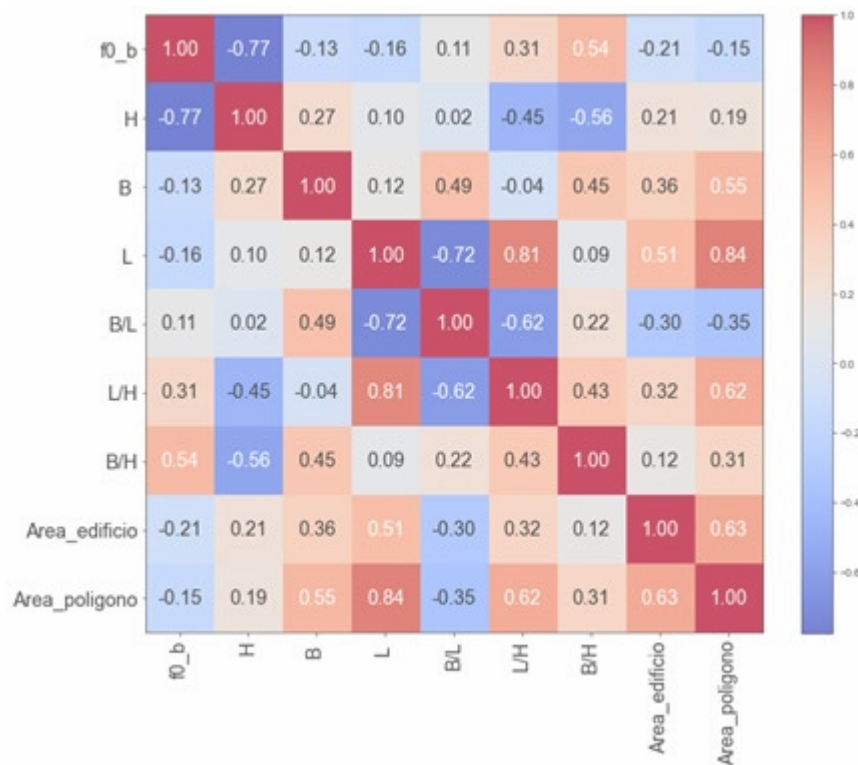


Figura 3.35. - Matrice delle correlazioni tra la frequenza fondamentale del primo modo di vibrazione dei 153 edifici monitorati e i principali parametri geometrici associati.

L'analisi delle correlazioni mostra che la frequenza fondamentale dell'edificio fo_b presenta relazioni di diversa intensità con i principali parametri geometrici. La correlazione negativa più marcata si osserva con l'altezza H (-0.77), confermando che edifici più alti tendono a possedere frequenze proprie più basse, in accordo con il comportamento dinamico atteso. Le dimensioni in pianta B e L mostrano correlazioni deboli e negative (-0.13 e -0.16), indicando che l'estensione planimetrica influisce solo marginalmente sulla risposta dinamica rispetto all'altezza. Di

conseguenza, il rapporto in pianta B/L presenta una correlazione molto debole (0.11), indicando un ruolo secondario dell'allungamento in pianta.

I rapporti tra dimensioni in pianta e in elevazione mostrano invece correlazioni più significative: L/H (0.31), ciò suggerisce che edifici relativamente bassi e orizzontalmente estesi tendono ad avere frequenze leggermente più elevate, mentre B/H (0.54), più pronunciata, riflette ancora una volta l'influenza dominante dell'altezza sulla risposta dinamica.

Diversamente, i rapporti L/H (0.31) e B/H (0.54) presentano correlazioni più elevate. Questo comportamento è coerente con il fatto che tali parametri riportano direttamente l'altezza al denominatore: poiché H è la variabile geometricamente e dinamicamente più influente, la presenza dell'altezza in questi rapporti amplifica la correlazione con la frequenza. Di conseguenza, i valori più alti osservati per L/H e B/H non indicano una maggiore rilevanza della pianta in sé, ma riflettono principalmente il ruolo predominante dell'altezza nella definizione del periodo strutturale.

Tra i parametri planimetrici dimensionali, l'area dell'edificio è quello che mostra la correlazione più consistente (-0.22). Pur trattandosi di un valore severo, esso integra l'informazione complessiva sulle dimensioni in pianta e contribuisce, seppure in misura inferiore rispetto all'altezza, alla rigidità globale della struttura. Questa evidenza giustifica l'impiego di una relazione a potenza che lega il periodo sia all'altezza che all'area: l'altezza rimane il principale fattore governante, ma l'area fornisce un contributo aggiuntivo non trascurabile nella descrizione del comportamento dinamico degli edifici.

Per indagare la relazione tra il periodo fondamentale di vibrazione T , l'altezza H e l'area della pianta A dell'edificio, è stata condotta un'analisi di regressione non lineare basata su un modello di tipo a potenza (Figura 3.36), espresso dalla formula:

$$T = a * H^b * A^c$$

dove la stima dei parametri a , b e c è stata eseguita mediante il metodo dei minimi quadrati non lineari.

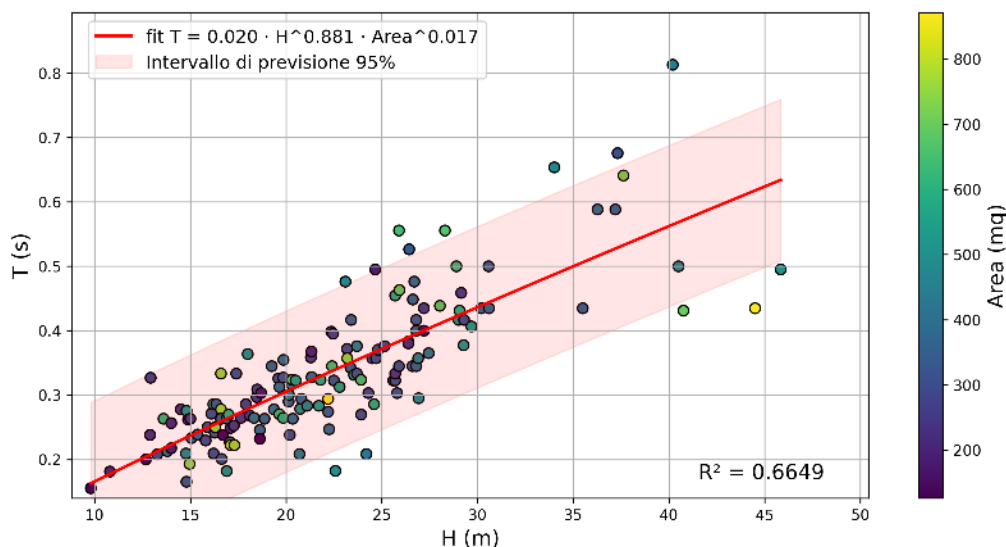


Figura 3.36. - Relazione sperimentale ottenuta mediante regressione non lineare con legge a potenza $T = a * H^b * A^c$ (curva rossa), utilizzata per stimare il periodo fondamentale a partire dall'altezza e dall'area degli edifici monitorati. La fascia in rosso chiaro rappresenta l'intervallo di previsione al 95%.

La relazione ottenuta è la seguente:

$$T = 0.020 * H^{0.881} * A^{0.017}$$

con un coefficiente di determinazione $R^2=0.6651$, che indica una buona capacità del modello di spiegare la variabilità osservata del periodo fondamentale in funzione delle variabili geometriche considerate. Questa relazione conferma l'importanza di includere parametri planimetrici nel calcolo del periodo fondamentale, specialmente quando si analizzano edifici con forme planimetriche molto diverse. Tuttavia, il valore molto basso dell'esponente relativo all'area ($c=0.017$) indica che il suo effetto è limitato, e dunque l'altezza resta il parametro geometrico di riferimento principale per la caratterizzazione dinamica degli edifici monitorati.

Per quantificare l'affidabilità della stima, è stato calcolato l'intervallo di previsione al 95%, impiegando la distribuzione t di Student e la deviazione standard residua del modello. Il risultato può essere espresso come:

$$T = 0.020 * H^{0.881} * A^{0.017} \pm 0.125$$

Questo intervallo individua la fascia entro cui ci si attende che il valore reale del periodo cada con una probabilità del 95%, offrendo quindi una misura quantitativa dell'incertezza associata alla previsione. In modo del tutto analogo a quanto osservato per il suolo, anche per gli edifici la stima non fornisce un singolo valore puntuale di frequenza, ma una gamma di valori plausibili, entro cui ricade la frequenza fondamentale con un livello di confidenza definito.

Per valutare l'accuratezza della relazione sperimentale ottenuta è stato effettuato un confronto tra le principali relazioni empiriche e normative che collegano il periodo fondamentale T all'altezza H degli edifici (Fig 3.34).

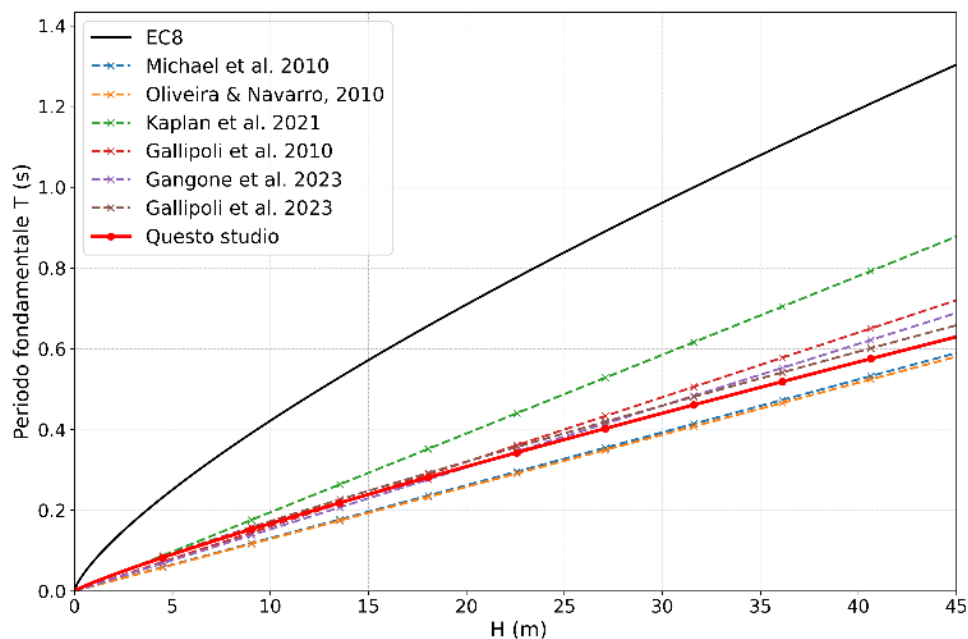


Figura 3.37– Confronto tra le principali relazioni empiriche e normative per il periodo fondamentale T in funzione dell'altezza H degli edifici. La linea rossa rappresenta il modello proposto nel presente studio, mentre la linea nera indica la relazione normativa EC8. Le curve tratteggiate colorate corrispondono a relazioni sperimentali estratte dalla letteratura.

L'analisi comparativa delle relazioni empiriche tra il periodo fondamentale T e l'altezza H degli edifici, presentata nel grafico in figura 3.37, evidenzia che la relazione trovata in questo studio è in buon accordo con quelle stimate sperimentalmente da altri autori. La relazione di normativa (EC8), espressa come $T=0.075 \cdot H^{3/4}$, mostra un andamento sublineare con esponente inferiore a 1, tipico dei modelli teorici adottati nei codici sismici. Tuttavia, come riportato in letteratura (Gallipoli et al., 2010; Parolai et al., 2023), questo modello tende a sovrastimare sistematicamente il periodo fondamentale rispetto alle relazioni sperimentali, con scostamenti superiori al 100% per edifici in cemento armato con telaio multipiano (RC-MRF). Tale sovrastima è imputabile a fattori non completamente considerati nei modelli numerici tradizionali, quali la fessurazione del calcestruzzo, il contributo degli elementi non strutturali (ad esempio tamponamenti) e l'interazione suolo-struttura (Kose, 2009; Masi & Vona, 2010).

Le relazioni empiriche lineari riportate in figura 3.37 (Michael, 2010; Oliveira & Navarro, 2010; Kaplan, 2021; Gangone, 2023) mostrano una dipendenza sostanzialmente lineare, con coefficienti di proporzionalità compresi tra 0.013 e 0.0195. Tale linearità rappresenta un'approssimazione sufficientemente accurata per una vasta gamma di edifici, come confermato dal database FRIBAS (Gallipoli et al., 2023). Tuttavia, nel database FRIBAS si osserva che per edifici con altezza superiore a circa 30 m, i modelli lineari tendono a sovrastimare il periodo con un aumento dei residui, suggerendo che un modello con legge a potenza potrebbe offrire una migliore rappresentatività per strutture più alte.

Il modello proposto nel presente studio, che introduce una relazione con legge a potenza con esponente $b \approx 0.881$ e una dipendenza molto debole dall'area in pianta dell'edificio, fornisce una stima del periodo in ottima concordanza con modelli di riferimento consolidati, come FRIBAS (Gallipoli, 2023), e con le evidenze sperimentali. Questo approccio coniuga la semplicità della linearità con la flessibilità di un esponente inferiore a 1, risultando particolarmente adatto a un ampio intervallo di altezze, senza sovrastimare sistematicamente T .

In conclusione, l'analisi conferma come le relazioni empiriche basate su dati sperimentali offrano stime più precise del periodo fondamentale rispetto ai modelli normativi tradizionali, specialmente per edifici con altezze variabili. Ciò suggerisce che, sebbene l'altezza rimanga il fattore predominante nella determinazione del periodo strutturale, l'area della pianta apporta un contributo aggiuntivo, seppur modesto, che migliora la capacità predittiva del modello rispetto a una formulazione basata esclusivamente sull'altezza. L'adozione di modelli *power-law* con parametri calibrati su ampi database rappresenta un passo importante verso una migliore caratterizzazione del comportamento dinamico reale degli edifici, con potenziali benefici nella valutazione del patrimonio edilizio esistente.

3.3.4 Mappa delle prime frequenze di vibrazione per 2560 edifici presenti nell'area urbana

Grazie alla disponibilità dei dati relativi all'altezza e all'area in pianta dell'intero patrimonio edilizio urbano (RSDI - Regional Spatial Data Infrastructure of the Basilicata Region, 2015), è stato possibile applicare la relazione sperimentale precedentemente definita per stimare la frequenza fondamentale del primo modo di vibrazione di tutti i 2560 edifici ricadenti nell'area urbana e compresi nel dominio di validità del modello. La stima è stata effettuata per tutti gli edifici con altezza compresa tra 9,8 e 42 metri e con un'area in pianta variabile tra 125 e 860 m², ovvero per le strutture che presentano caratteristiche geometriche compatibili con il campione utilizzato nella regressione. I valori così ottenuti sono stati quindi riportati in forma cartografica, permettendo di costruire una mappa delle frequenze fondamentali dell'edificato urbano (Figura 3.38). In questo modo si è ottenuta una stima della frequenza fondamentale per 2560 edifici, su un totale di 3.312 presenti nell'area di studio, coprendo quindi una porzione ampia e rappresentativa del patrimonio edilizio urbano.

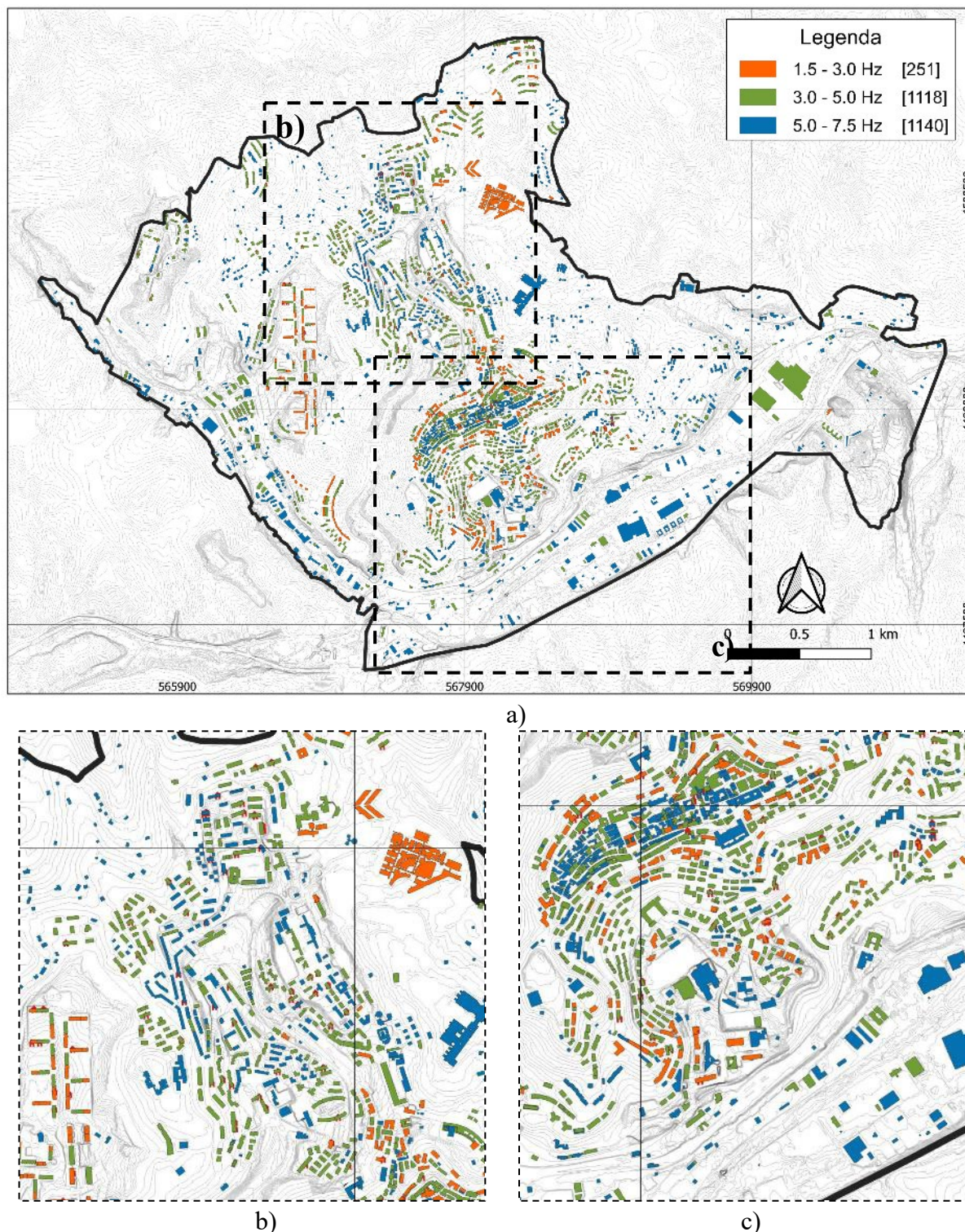


Figura 3.38. – a) Mappa delle frequenze fondamentali del primo modo di vibrazione stimate per i 2560 edifici ricadenti nell'area urbana; b) - c) ingrandimento delle due zone urbane con maggiore densità dell'edificato.

La distribuzione spaziale delle frequenze fondamentali degli edifici, rappresentata nella mappa (Figura 3.38a), descrive in modo puntuale le variazioni spaziali della frequenza fondamentale di tutti gli edifici (2560) presenti all'interno dell'area urbana.

Nel centro storico, evidenziato in Figura 3.38b, gli edifici con frequenze fondamentali più elevate (5.0–7.5 Hz, indicati in blu) si dispongono prevalentemente lungo la fascia centrale dell'aggregato, riconoscibile dalla compattezza tipica delle unità edilizie dei centri storici italiani. Adiacenti a questa fascia si osservano edifici con frequenze intermedie (3.0–5.0 Hz, rappresentati in verde), mentre lungo il perimetro dell'aggregato, in corrispondenza della pendenza del

versante topografico, sono localizzati principalmente edifici con frequenze più basse (1.5–3.0 Hz, in arancio).

Nell'area immediatamente a nord del centro storico, illustrata in Figura 3.38c, si distingue una netta separazione funzionale tra due quartieri: il quartiere Europa, a ovest, caratterizzato da edifici con frequenze fondamentali comprese tra 1.5 e 3.0 Hz, e il quartiere Verderuolo, nella zona centrale, dove prevalgono edifici con frequenze più elevate, comprese tra 3.0 e 7.5 Hz.

La distribuzione delle frequenze fondamentali stimate è stata ulteriormente analizzata considerando congiuntamente i due parametri geometrici utilizzati nella relazione sperimentale, ovvero il numero di piani fuori terra e l'area in pianta degli edifici, distinguendo inoltre tra terreni del substrato e terreni di copertura (Figura 3.39).

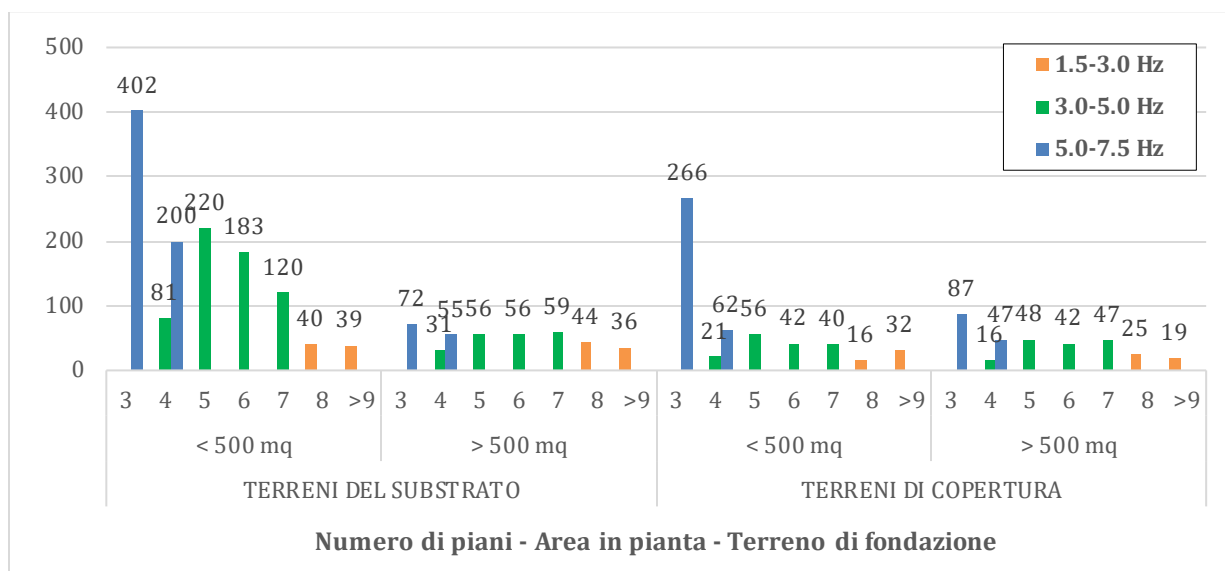


Figura 3.39 — Distribuzione delle frequenze fondamentali stimate degli edifici presenti nell'area urbana, suddivise in classi di frequenza (con cromatismo così come in mappa) in funzione del numero di piani fuori terra e dell'area in pianta, distinguendo tra edifici fondati su terreni del substrato e su terreni di copertura.

Per entrambi i gruppi di suolo, la dipendenza principale delle frequenze fondamentali dal numero di piani risulta chiaramente confermata. Gli edifici con 3 piani fuori terra sono quasi interamente concentrati nella classe di frequenza più elevata (5.0–7.5 Hz), indipendentemente dall'area in pianta, mentre già a partire da 4 piani si osserva una distribuzione che coinvolge anche l'intervallo 3.0–5.0 Hz. Al crescere dell'altezza, la frequenza fondamentale tende progressivamente a diminuire, con edifici di 7–8 piani e oltre che ricadono prevalentemente nella classe 1.5–3.0 Hz, coerentemente con l'aumento della deformabilità globale della struttura.

La suddivisione in classi di area (< 500 m² e > 500 m²) mostra un'influenza secondaria sulla distribuzione delle frequenze rispetto a quella esercitata dall'altezza. A parità di numero di piani, edifici con diversa estensione in pianta tendono infatti a collocarsi nelle stesse classi di frequenza, sia sui terreni del substrato sia su quelli di copertura. Tuttavia, si osserva una lieve tendenza degli edifici con area maggiore a presentare una distribuzione più ampia nelle classi di frequenza medio-basse, in particolare per strutture con 4–6 piani, suggerendo un possibile contributo dell'estensione planimetrica alla risposta dinamica complessiva.

Nel complesso, questi risultati indicano che il controllo dominante sulla frequenza fondamentale degli edifici è esercitato dall'altezza, espressa attraverso il numero di piani fuori terra. L'analisi congiunta dei due parametri consente tuttavia una lettura più completa e coerente della distribuzione delle frequenze a scala urbana, rafforzando l'affidabilità delle stime utilizzate nella successiva valutazione degli effetti di risonanza suolo-struttura.

3.4 Mappa della risonanza suolo–edificio

Per quantificare la probabilità dell'effetto di doppia risonanza tra le frequenze fondamentali degli edifici e le frequenze caratteristiche del suolo, sono state valutate le entità delle sovrapposizioni delle rispettive bande di frequenza.

In una prima fase, la risonanza suolo–edificio è stata esaminata confrontando le distribuzioni univariate delle frequenze fondamentali misurate sul campione di 153 edifici monitorati con quelle relative al suolo di fondazione. È importante sottolineare che, in questa fase preliminare, il confronto è stato condotto considerando i due insiemi – edifici e punti di misura del suolo – come gruppi distinti e indipendenti. L'analisi evidenzia una significativa sovrapposizione delle due distribuzioni, suggerendo che le frequenze fondamentali di vibrazione della maggior parte degli edifici si collocano all'interno del range delle frequenze caratteristiche del suolo di fondazione (Figura 3.40). Questa evidenza suggerisce che una parte consistente del patrimonio edilizio presenta frequenze proprie molto prossime a quelle del suolo, condizione preliminare per il verificarsi di fenomeni di doppia risonanza e quindi di un possibile incremento di danno durante l'azione sismica.

Tale sovrapposizione potrebbe indurre un aggravio di danneggiamento al fenomeno di doppia risonanza, che merita un approfondimento nelle fasi successive dell'analisi.

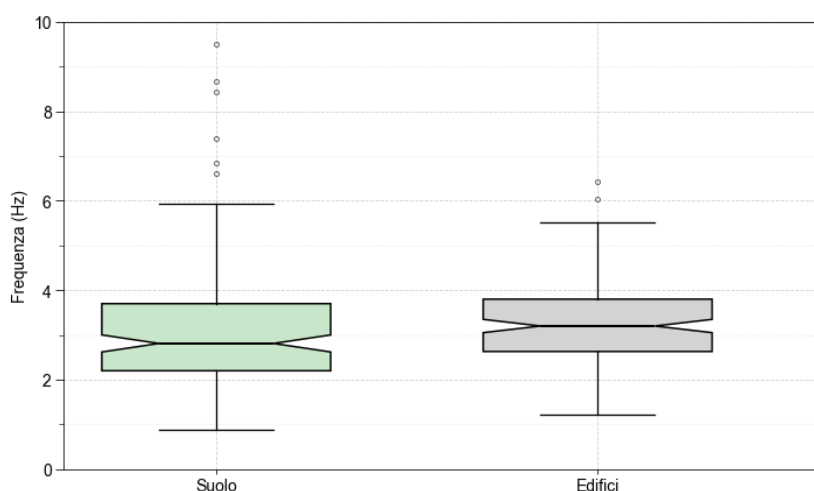


Figura 3.40. - Distribuzione empirica delle frequenze caratteristiche dei suoli (in verde) e delle frequenze fondamentali degli edifici (in grigio).

Per quantificare la sovrapposizione tra le due bande di frequenze, sono state analizzate tutte le possibili intersezioni tra gli intervalli di frequenza del suolo ($f_{smin} - f_{smax}$) e degli edifici ($f_{bmin} - f_{bmax}$) classificandole in tre casi principali (Figura 3.41):

- CASO 1 - assenza di risonanza: quando l'intervallo di frequenze degli edifici risulta completamente disgiunto da quello del suolo, quindi non si dovrebbe verificare alcun effetto di risonanza.
- CASO 2 - risonanza parziale: quando gli intervalli di amplificazione si sovrappongono parzialmente, si manifesta un effetto di doppia risonanza limitato a una gamma ristretta di frequenze.
- CASO 3 - risonanza completa: quando l'intervallo di frequenze di amplificazione degli edifici è completamente contenuto in quello del suolo, oppure viceversa, si verifica un effetto di doppia risonanza esteso su tutta la banda interessata

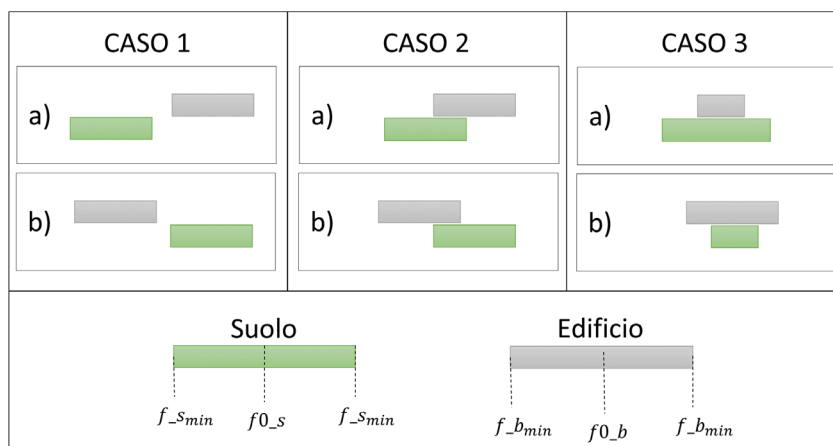
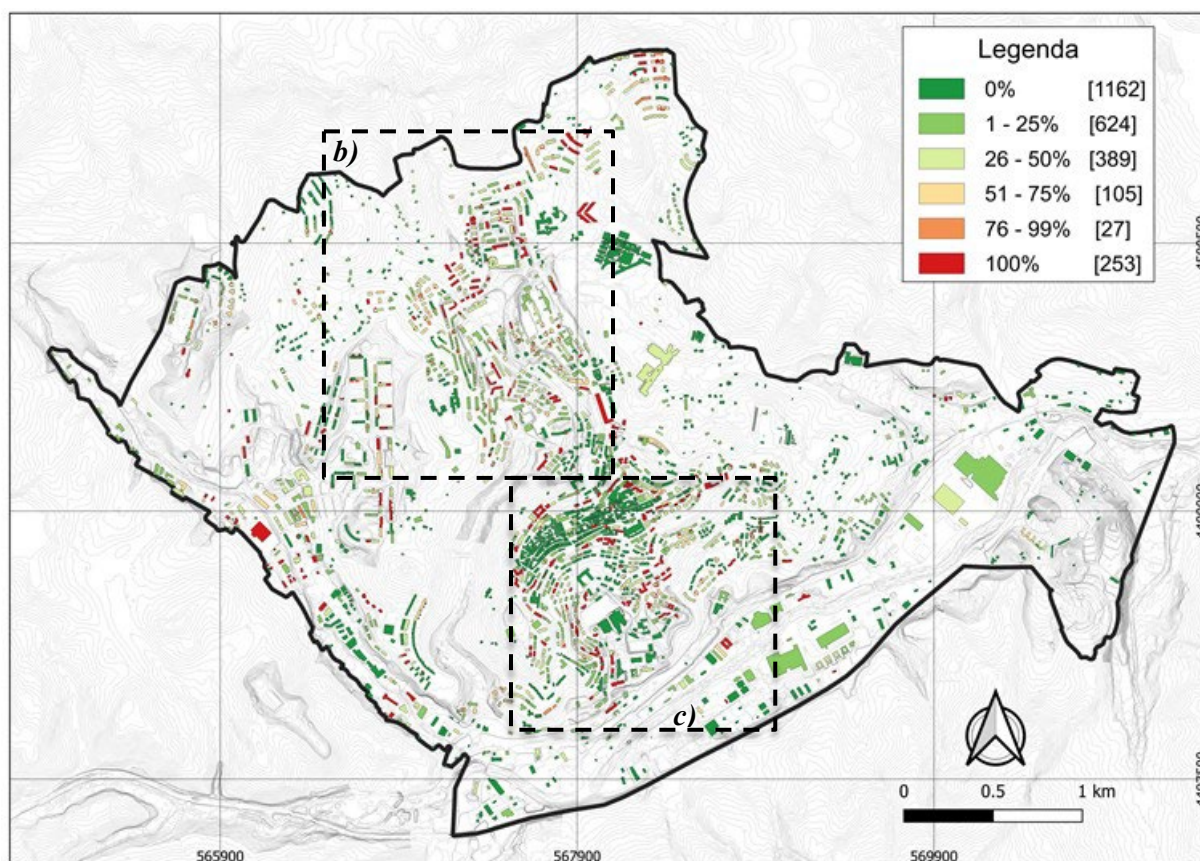


Figura 3.41 - Casi di intersezione tra l'intervallo delle frequenze di amplificazione di un edificio (in grigio) e del suolo sottostante (in verde).

Sulla base dei livelli di risonanza stimati è stata prodotta una rappresentazione grafica attraverso uno schema cromatico a semaforo dove il rosso indica che il fenomeno della doppia risonanza ha un elevato potenziale di verificarsi, mentre il verde scuro la possibilità è virtualmente nulla. Di conseguenza, la componente di rischio associata a questo fenomeno è massima nel primo caso e minimo (o nulla) nel secondo caso con valori intermedi per gli altri cromatismi utilizzati in Figura 3.42.



a)

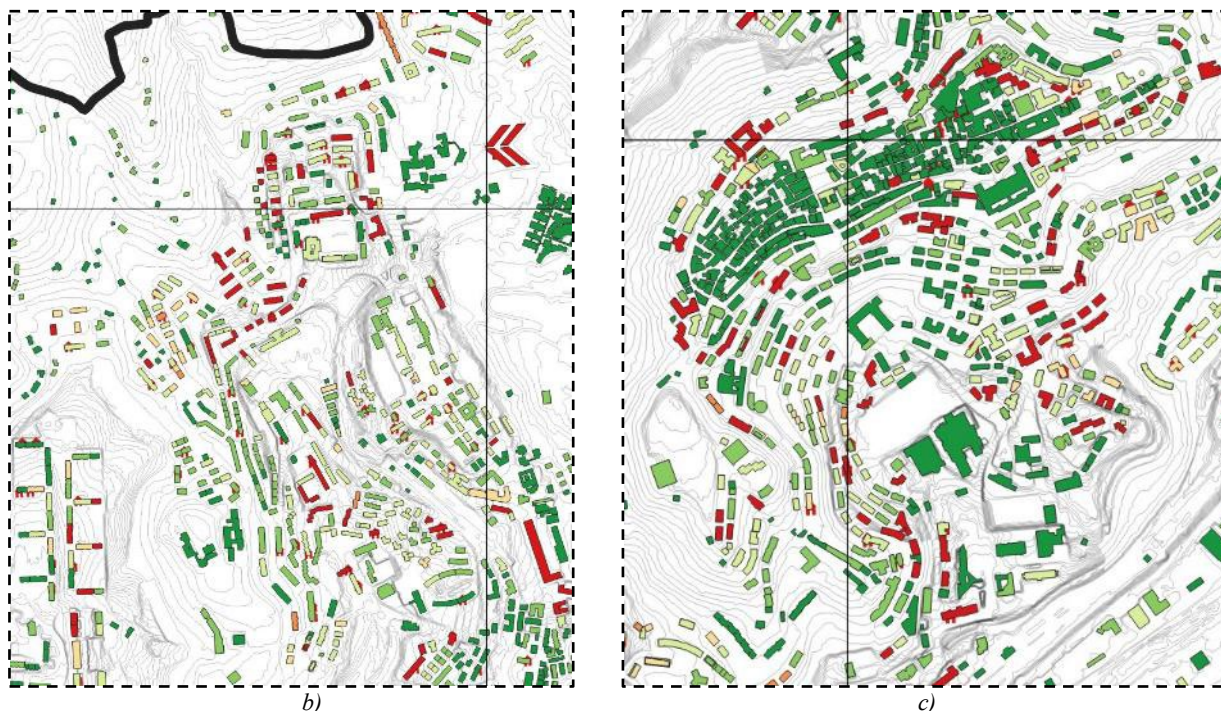


Figura 3.42. *Mappa di risonanza suolo-struttura per l'intera area urbana della città di Potenza(a); b) e c) ingrandimento delle due zone urbane con maggiore densità dell'edificato. Le frequenze vibrazionali degli edifici e del suolo sono state classificate con lo stesso gradiente cromatico: il colore verde indica un potenziale nullo di risonanza, mentre il rosso segnala una probabilità elevata che tale effetto si verifichi.*

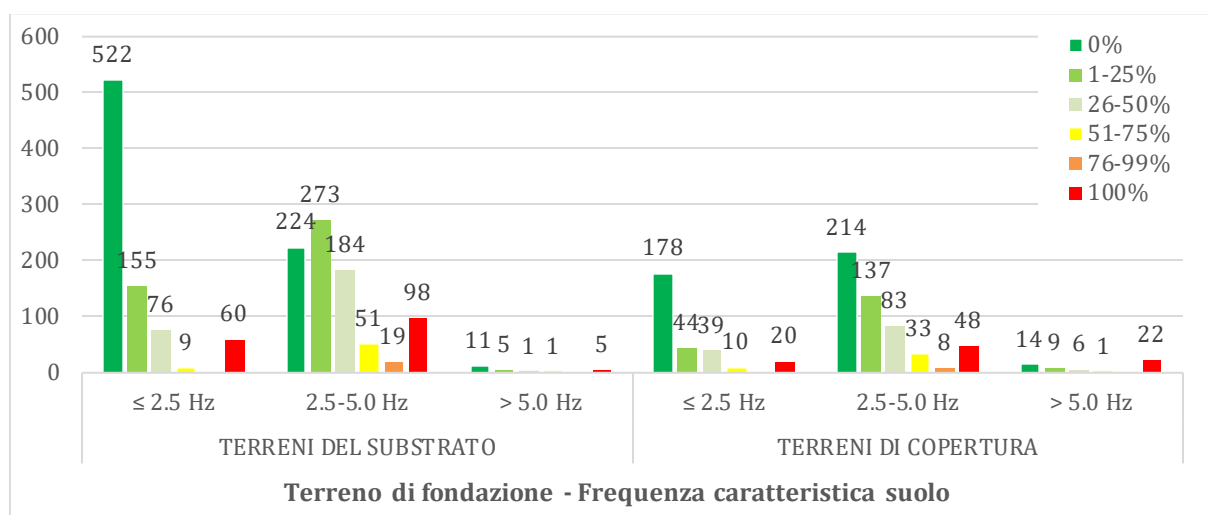
L'analisi della mappa della doppia risonanza tra suolo e strutture mostra che:

- per 253 edifici (9.7%) si verifica una completa sovrapposizione (caso 3) tra le bande di frequenza del suolo e quelle dell'edificio. Questi edifici, colorati in rosso in Figura 3.42, si distribuiscono in modo eterogeneo principalmente nell'intorno delle unità aggregate del centro storico e a sud (Figura 3.42c) e in modo discontinuo ed eterogeneo nella porzione a nord del centro urbano inquadrata in Figura 3.42b.
- circa il 44.5% degli edifici (1145), riportati con colori intermedi, mostra una parziale sovrapposizione tra le due bande di frequenza (caso 2). Anch'essi si distribuiscono in modo omogeneo all'interno dell'area urbana.
- infine, sono 1162 (45.8%) gli edifici che non mostrano alcuna sovrapposizione tra le frequenze del suolo e quelle dell'edificio; questi si distribuiscono principalmente nel centro storico e nella zona sud-ovest della città.

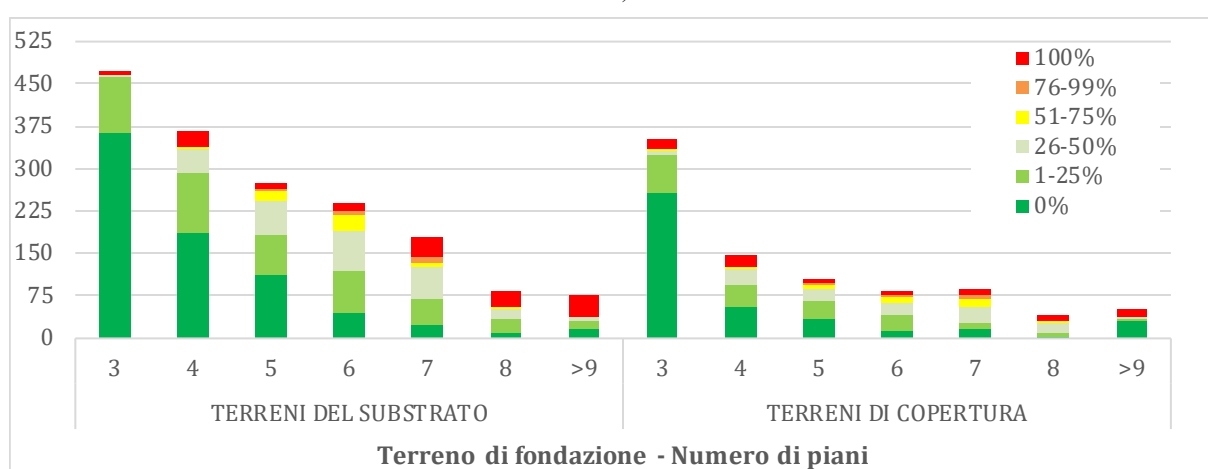
La mappa della doppia risonanza tra suolo e struttura è utile a identificare gli edifici e le aree della città ove gli effetti di tale fenomeno possono indurre un aumento dei danni durante un terremoto. Avere a disposizione una distribuzione spaziale dettagliata di tali informazioni permette di indirizzare in modo più mirato ed efficace gli interventi di pianificazione urbanistica e di adeguamento sismico, ottimizzando le risorse e migliorando la resilienza complessiva del tessuto urbano.

È importante specificare che le stime del grado di doppia risonanza ottenute, possono essere affetti da inevitabili incertezze relative a: i) l'incertezza delle misure, ii) l'analisi HVSR delle misure in termini di frequenza e ampiezza di risonanza, iii) la tecnica di interpolazione spaziale utilizzata per la frequenza di risonanza dei suoli, iv) l'inferenza statistica nella relazione periodo (T) altezza (H) area (A), v) la scelta delle gamme di frequenze, vi) la delimitazione spaziale delle diverse litologie e la relativa digitalizzazione in ambiente GIS.

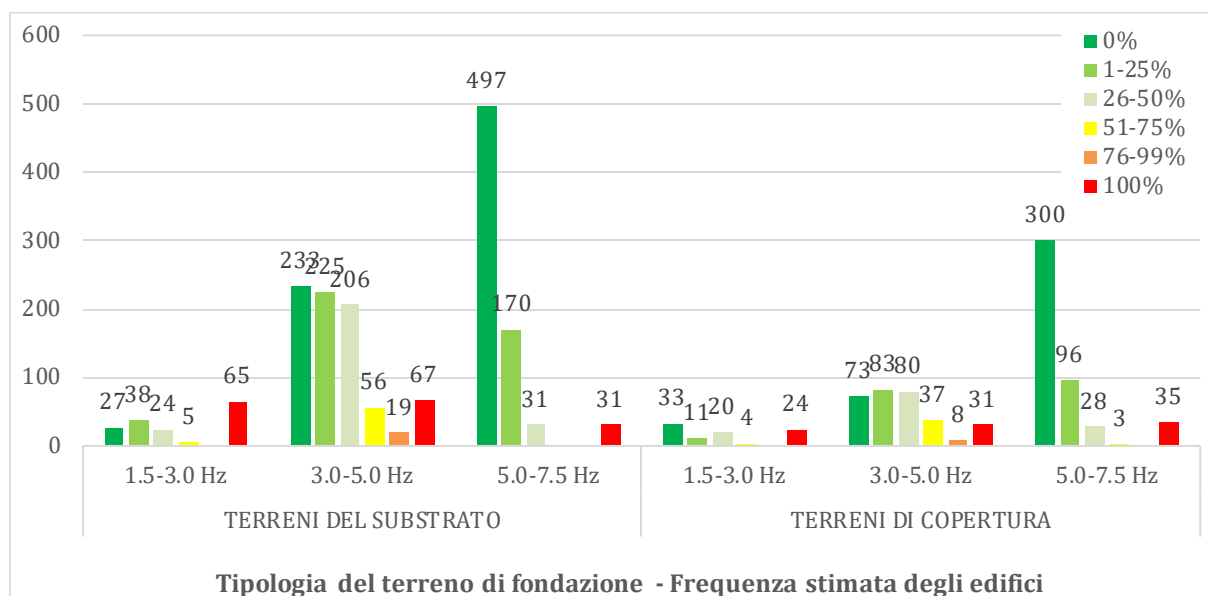
Nel seguito, i risultati rappresentati nei grafici (Figura 3.43) consentono di integrare la lettura spaziale fornita dalla mappa di risonanza suolo-struttura con un'analisi quantitativa della distribuzione delle frequenze proprie degli edifici e dei relativi livelli di sovrapposizione con la risposta dinamica del suolo.



a)



b)



c)

Figura 3.43 — Distribuzione dei livelli di sovrapposizione tra le bande di frequenza del suolo e degli edifici: (a) in funzione della frequenza caratteristica del terreno di fondazione, distinguendo tra terreni del substrato e terreni di copertura; (b) in funzione del numero di piani fuori terra degli edifici, separatamente per i due gruppi di suolo; (c) in funzione della frequenza fondamentale degli edifici, stimata mediante relazione empirica, per edifici fondati su terreni del substrato e su terreni di copertura.

Il primo grafico (Fig 3.43a) mostra come i diversi livelli di sovrapposizione si distribuiscano in funzione della frequenza caratteristica del terreno di fondazione, distinguendo tra terreni del substrato e terreni di copertura. In entrambi i casi, la maggior parte degli edifici ricade in condizioni di assenza di sovrapposizione o di sovrapposizione debole (0% e 1–25%), in accordo con quanto evidenziato dalla mappa di risonanza. Tuttavia, sui terreni del substrato si osserva un incremento significativo dei casi di sovrapposizione intermedia (26–50% e 51–75%) per edifici fondati su suoli con frequenze comprese tra 2.5 e 5.0 Hz, indicando una maggiore compatibilità dinamica tra le frequenze proprie del costruito e quelle del terreno in questa fascia. Un aspetto particolarmente rilevante riguarda i casi di sovrapposizione totale (100%), che, sebbene numericamente limitati, si concentrano quasi esclusivamente nella fascia di frequenza del suolo 2.5–5.0 Hz, sia per i terreni del substrato sia per quelli di copertura. Questi edifici rappresentano le condizioni più critiche in termini di potenziale amplificazione della risposta sismica, poiché indicano una coincidenza quasi completa tra le bande di frequenza del suolo e della struttura.

Il secondo grafico (Fig 3.40b) analizza la distribuzione dei livelli di sovrapposizione in funzione del numero di piani degli edifici, fornendo una lettura indiretta della variazione della frequenza del primo modo di vibrare. Gli edifici più bassi (3–4 piani), caratterizzati da frequenze proprie più elevate, risultano prevalentemente associati a condizioni di sovrapposizione nulla o debole. Al contrario, i casi di sovrapposizione totale (100%) si concentrano principalmente in edifici di altezza intermedia ed elevata, in particolare tra 6 e oltre 9 piani, coerentemente con una riduzione della frequenza fondamentale che la rende confrontabile con quella dei terreni più frequenti nell'area urbana. Anche in questo caso, la maggior parte degli edifici con sovrapposizione completa è localizzata sui terreni del substrato, mentre nei terreni di copertura tali condizioni risultano più sporadiche, pur essendo presenti.

Infine, la Figura 3.43c mostra la distribuzione dei livelli di sovrapposizione in funzione della frequenza fondamentale degli edifici, stimata mediante relazione empirica già discussa (§3.3.3). Gli edifici sono stati raggruppati in tre classi di frequenza (così come nella mappa di frequenza degli edifici in Figura 3.38) distinguendo tra edifici fondati su terreni del substrato e su terreni di copertura. Per gli edifici ubicati su terreni del substrato, emerge una chiara dipendenza tra la frequenza propria dell'edificio e il livello di sovrapposizione. In particolare, gli edifici con frequenze fondamentali più elevate (5.0–7.5 Hz) risultano prevalentemente associati a assenza di sovrapposizione (0%), indicando una scarsa compatibilità dinamica con le frequenze caratteristiche del suolo. Al contrario, gli edifici con frequenze intermedie (3.0–5.0 Hz) mostrano una distribuzione più ampia dei livelli di sovrapposizione, con una presenza significativa nelle classi 1–25%, 26–50% e, in misura minore, nelle classi superiori. Gli edifici con frequenze più basse (1.5–3.0 Hz), sebbene numericamente meno rappresentati, presentano una quota rilevante di casi con sovrapposizione totale (100%), evidenziando condizioni potenzialmente critiche dal punto di vista della risonanza suolo-struttura. Un comportamento analogo, seppur con alcune differenze quantitative, si osserva per gli edifici fondati su terreni di copertura. Anche in questo caso, le frequenze più elevate (5.0–7.5 Hz) risultano prevalentemente associate a valori nulli o molto bassi di sovrapposizione, mentre la classe 3.0–5.0 Hz mostra una distribuzione più equilibrata tra i diversi livelli di sovrapposizione.

Gli edifici caratterizzati da frequenze fondamentali più basse (1.5–3.0 Hz) concentrano invece una parte significativa dei casi con sovrapposizione elevata e totale, confermando il ruolo chiave della frequenza propria dell'edificio nel controllo del fenomeno. Nel complesso, i grafici evidenziano come gli edifici con frequenze fondamentali medio-basse, indipendentemente dal tipo di terreno di fondazione, siano maggiormente predisposti a condizioni di compatibilità dinamica con il suolo e quindi a potenziali effetti di risonanza, mentre gli edifici più rigidi e con frequenze elevate risultano generalmente meno suscettibili. I casi caratterizzati da sovrapposizione del 100%, sebbene numericamente limitati, si concentrano quasi esclusivamente nelle classi di frequenza più basse e rappresentano le situazioni più critiche, meritevoli di particolare attenzione in termini di valutazione della vulnerabilità sismica e di possibili interventi di mitigazione.

Nel complesso, pur rappresentando una frazione minoritaria del campione totale, gli edifici caratterizzati da sovrapposizione del 100% assumono un ruolo chiave nella valutazione della pericolosità locale, in quanto identificano le situazioni di massima interazione dinamica tra suolo e struttura. L'analisi congiunta dei grafici e della mappa di risonanza consente quindi non solo di riconoscere le aree maggiormente interessate dal fenomeno, ma anche di individuare le tipologie edilizie e le condizioni geologiche per le quali il rischio di amplificazione degli effetti sismici risulta potenzialmente più elevato, fornendo indicazioni utili per la pianificazione urbana e la definizione di priorità di intervento.

Un'ulteriore prospettiva, utile per descrivere in modo più rappresentativo l'esposizione del patrimonio edilizio agli effetti della doppia risonanza suolo-struttura, consiste nel valutare la sovrapposizione delle bande di frequenza del suolo e dell'edificio non soltanto in termini di numero di edifici, ma in termini di volume di costruito potenzialmente coinvolto.

Come già evidenziato, il tessuto edilizio della città di Potenza è caratterizzato da una marcata eterogeneità tipologica e dimensionale, con edifici che presentano ampie variazioni sia in termini di superficie in pianta sia di altezza. In un contesto di questo tipo, una valutazione basata esclusivamente sul conteggio degli edifici può risultare fuorviante, poiché edifici significativamente diversi per dimensioni e volume contribuiscono in modo non comparabile all'esposizione complessiva del sistema urbano agli effetti di amplificazione.

Per tenere conto di tale eterogeneità, noti l'area in pianta e l'altezza di ciascun edificio (RSDI, 2005), è stato calcolato in ambiente GIS il volume geometrico lordo di tutti i 2560 edifici analizzati. L'operazione ha restituito un volume complessivo pari a circa 26.04 milioni di m³. Tale valore è da intendersi come volume geometrico lordo del costruito e non tiene conto dei vuoti interni, ma fornisce una misura coerente dell'entità del patrimonio edilizio potenzialmente esposto al fenomeno di doppia risonanza. In Figura 3.44 è riportata la distribuzione dei diversi livelli di sovrapposizione suolo-struttura espressa in termini di volume di costruito.

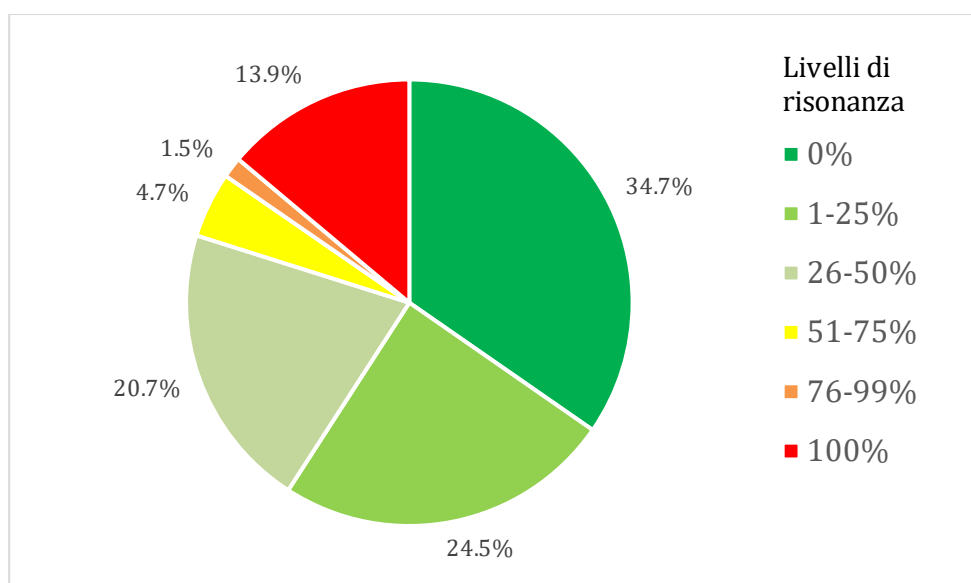


Figura 3.4- Distribuzione del volume totale di costruito associato alle diverse classi di risonanza suolo-struttura, espressa in termini percentuali rispetto al volume edilizio complessivo.

Il grafico evidenzia come la quota maggiore del volume edilizio urbano sia associata a edifici che non presentano doppia risonanza (classe 0%), che rappresentano circa 34.7% del volume complessivo. Le classi di sovrapposizione 1–25% e 26–50% contribuiscono rispettivamente per 24.5% e 20.7% del volume totale, indicando che una parte significativa del patrimonio edilizio urbano è caratterizzata da livelli di sovrapposizione bassi o moderati. Le classi con sovrapposizione parziale superiore al 50% risultano invece volumetricamente meno

rappresentate, contribuendo complessivamente per il 6.2%. Infine, la classe di completa sovrapposizione (100%) rappresenta 13.9% del volume complessivo.

Un aspetto rilevante che emerge dal grafico è la differenza sostanziale tra questa distribuzione volumetrica e quella ottenuta dalla valutazione per singolo edificio attraverso la mappa di risonanza suolo-struttura. Nell'analisi basata sul numero di edifici, la classe 0% rappresenta circa 45.8% del totale, mentre la classe di completa sovrapposizione (100%) costituisce circa 9.7% degli edifici. Nella valutazione volumetrica, tali percentuali si modificano sensibilmente: la quota di costruito senza sovrapposizione si riduce a circa 35%, mentre la classe 100% aumenta fino a rappresentare quasi 14% del volume totale.

Questa discrepanza è spiegabile considerando che le classi di sovrapposizione più elevate includono edifici mediamente più grandi e più alti, che, pur essendo numericamente meno numerosi, concentrano una frazione significativa del volume edilizio complessivo. Al contrario, la classe 0% comprende un numero elevato di edifici di dimensioni mediamente più contenute, il cui contributo volumetrico risulta proporzionalmente inferiore.

Il confronto mette quindi in evidenza come una valutazione basata esclusivamente sul conteggio degli edifici possa fornire una rappresentazione parziale dell'esposizione urbana alla doppia risonanza, mentre l'analisi volumetrica consente di cogliere in modo più efficace il peso reale delle diverse classi in termini di entità del costruito potenzialmente coinvolto.

I dati sperimentali raccolti e analizzati in questo capitolo rappresentano un contributo significativo per la caratterizzazione dinamica del patrimonio edilizio e delle interazioni suolo-struttura nella città di Potenza. L'integrazione delle frequenze fondamentali degli edifici con le caratteristiche geologiche e geotecniche del terreno di fondazione fornisce una base solida per una valutazione più accurata della risposta sismica locale.

Queste informazioni saranno presto organizzate all'interno di un geodatabase dedicato, che permetterà una consultazione efficiente e un'analisi integrata dei dati relativi sia al suolo sia agli edifici, offrendo un valido supporto a tecnici, pianificatori e amministratori per strategie di mitigazione del rischio sismico e gestione delle emergenze. L'approccio proposto si ispira a esperienze consolidate come quella del CLARA WebGIS per Matera, descritto in Tragni et al. (2021), dove la condivisione e l'integrazione di dati geofisici su suoli ed edifici hanno contribuito a migliorare significativamente la conoscenza del rischio sismico urbano. L'obiettivo è sviluppare uno strumento dinamico e aggiornabile, capace di supportare interventi di pianificazione urbana fondati su dati rigorosi e integrati.

Capitolo 4: Valutazione site-specific della domanda e della capacità sismica delle classi tipologiche degli edifici e classificazione del rischio

La valutazione del comportamento sismico degli edifici esistenti in cemento armato rappresenta uno dei nodi centrali dell'ingegneria sismica contemporanea, in particolare nei contesti urbani caratterizzati da un patrimonio edilizio eterogeneo in termini di epoche e tipologie strutturali. Nel quadro delle metodologie di valutazione esistenti, le curve di capacità costituiscono uno strumento di sintesi largamente utilizzato per descrivere il comportamento globale delle strutture oltre il campo elastico, mettendo in relazione la forza sismica resistente con la capacità di deformazione. Storicamente, tali curve sono derivate quasi esclusivamente da analisi numeriche non lineari, statiche o dinamiche, che consentono di simulare l'evoluzione del danneggiamento strutturale sotto azioni sismiche crescenti (FEMA 356; ATC-40). Tuttavia, l'applicazione di questi approcci agli edifici esistenti è affetta da incertezze significative, legate sia alla modellazione delle proprietà meccaniche reali dei materiali sia alla rappresentazione delle condizioni al contorno e degli elementi non strutturali, il cui contributo alla rigidità globale è spesso difficile da quantificare in modo affidabile.

Nonostante il potenziale informativo delle misure sperimentali, queste ultime sono state finora utilizzate prevalentemente per la calibrazione di modelli elastici o per analisi comparative tra edifici simili, mentre il loro impiego diretto nella costruzione di modelli di capacità non lineari è rimasto limitato. Questo capitolo si colloca precisamente in questo spazio di ricerca, proponendo un approccio integrato che combina dati sperimentali e risultati di analisi numeriche non lineari al fine di sviluppare curve di capacità rappresentative e fisicamente coerenti per diverse tipologie di edifici esistenti in cemento armato. L'obiettivo è un affinamento metodologico che consenta di valorizzare in modo sistematico le informazioni derivanti sia dalle misure in sito sia dalle simulazioni numeriche, adattandole al livello di dettaglio del presente studio.

Nello specifico, il presente capitolo si articola secondo una sequenza logica che riflette tale impostazione. In una prima fase viene introdotta la classificazione tipologica dell'ambiente costruito della città di Potenza, finalizzata all'individuazione di classi di edifici omogenee dal punto di vista strutturale, definite in funzione dell'epoca di costruzione, della tipologia costruttiva e dell'altezza. Successivamente, vengono illustrati i criteri di modellazione numerica e le modalità di interpretazione dei risultati delle analisi dinamiche non lineari, utilizzati per la definizione dei livelli di danno e per la costruzione delle curve di capacità. In questo ambito, il periodo fondamentale di vibrazione stimato sperimentalmente viene assunto come riferimento empirico per la calibrazione del tratto elastico delle curve di capacità, consentendo di affrontare in modo esplicito la discrepanza tra la rigidità iniziale dedotta dai modelli numerici e quella osservata sperimentalmente, ampiamente documentata in letteratura (Hans et al., 2005; Masi e Vona, 2010; Michel et al., 2010; Di Cesare et al., 2014; Gallipoli et al., 2016).

A partire dalle curve di capacità così definite e dagli spettri di domanda sismica site-specific, viene quindi effettuata l'intersezione domanda-capacità in coordinate spettrali, secondo i principi del Capacity Spectrum Method (ATC-40, 1996; FEMA 440, 2005), al fine di individuare i performance point per ciascuna combinazione tra classe tipologica e zona sismostratigrafica.

Sulla base dell'insieme dei performance point ottenuti, vengono quindi costruite le curve di fragilità sismica per le diverse classi tipologiche e per le differenti condizioni di sito, espresse come probabilità di superamento di prefissati stati di danno al variare dell'azione sismica, rappresentata mediante parametri scalari quali la Peak Ground Acceleration.

Infine, le curve di fragilità così ottenute vengono utilizzate per la definizione di indicatori sintetici di rischio sismico e per la successiva rappresentazione spaziale del rischio a scala urbana, fornendo uno strumento operativo per il confronto tra diverse tipologie edilizie e condizioni di sito e per il supporto alle strategie di pianificazione territoriale e mitigazione del rischio sismico.

4.1 Classificazione tipologica dell'ambiente costruito della città di Potenza

L'ambiente urbano della città di Potenza è caratterizzato da un patrimonio edilizio fortemente eterogeneo, risultato di fasi di espansione successive e di pratiche costruttive sviluppatesi in contesti normativi e tecnologici differenti. Tale complessità rende necessaria un'analisi integrata che tenga conto sia delle caratteristiche geometriche e strutturali degli edifici sia degli aspetti legati alla loro vulnerabilità sismica, al fine di supportare una valutazione più consapevole e sistematica del rischio urbano. In assenza di tale classificazione strutturata, qualsiasi descrizione della capacità sismica risulterebbe infatti priva di un chiaro riferimento fisico, poiché edifici apparentemente simili possono esibire comportamenti profondamente differenti in funzione delle scelte progettuali, dei dettagli costruttivi, dei materiali impiegati e delle epoche di realizzazione.

Numerosi studi hanno mostrato come la risposta sismica di questi edifici sia fortemente condizionata non solo dalla geometria e dall'altezza, ma soprattutto dal livello di progettazione e dalla configurazione del sistema resistente laterale, inclusa la presenza e la distribuzione delle tamponature (Masi e Vona, 2010; Asteris et al., 2017).

Nel presente studio, l'analisi e la definizione delle classi tipologiche degli edifici in cemento armato sono state condotte facendo riferimento a tre insiemi principali di criteri, selezionati in quanto direttamente influenti sul comportamento dinamico e sulla capacità non lineare degli edifici:

- criteri temporali, legati all'epoca di costruzione, adottati per tenere conto dell'evoluzione dei regolamenti tecnici e dei criteri di progettazione antisismica;
- criteri strutturali, relativi alla tipologia costruttiva e al sistema resistente laterale, con particolare riferimento a telai in cemento armato con o senza irregolarità indotte dalla distribuzione delle tamponature;
- criteri geometrici, principalmente connessi all'altezza dell'edificio, espressa in termini di numero di piani, parametro che influenza in modo diretto il periodo fondamentale, la partecipazione modale e la distribuzione della domanda di deformazione lungo l'altezza.

Tale approccio è ampiamente adottato negli studi di vulnerabilità e rischio sismico su scala urbana e territoriale, dove l'uso di tipologie consente di coniugare realismo strutturale e sostenibilità computazionale (Borzi et al., 2013; Martins e Silva, 2021).

Per conseguire tale obiettivo, sono stati utilizzati in modo congiunto due principali database informativi, complementari tra loro per natura e livello di dettaglio: il Database Geotopografico della Regione Basilicata (RSDI – Regional Spatial Data Infrastructure of the Basilicata Region, 2015) e i dati del Censimento ISTAT 2011.

Il database geotopografico RSDI fornisce una descrizione geometrica dettagliata degli edifici presenti nell'area urbana, rappresentati sotto forma di poligoni georeferenziati (unità volumetriche) digitalizzati ed editabili in ambiente GIS. Per ciascun edificio sono disponibili informazioni quali l'area di ingombro in pianta e l'altezza, elementi fondamentali per la stima del numero di piani, della snellezza e della configurazione geometrica complessiva degli organismi edilizi.

Il censimento ISTAT 2011 integra queste informazioni geometriche con dati di natura più qualitativa, tra cui il periodo di costruzione, il materiale strutturale prevalente e il numero di piani fuori terra. Inoltre, il censimento fornisce una rappresentazione del tessuto urbano attraverso l'aggregazione in sezioni censuarie (Fig. 4.1), che costituiscono unità territoriali omogenee e direttamente gestibili in ambiente GIS. L'integrazione dei due dataset è stata realizzata attraverso l'associazione spaziale tra le unità volumetriche del RSDI e le sezioni censuarie ISTAT, consentendo di attribuire a ciascuna sezione censuaria le informazioni qualitative derivanti dal censimento. Questa operazione ha permesso di superare i limiti insiti nell'utilizzo di ciascun

database singolarmente, ottenendo una base informativa unificata e coerente, capace di descrivere in modo più completo e realistico il tessuto edilizio urbano.

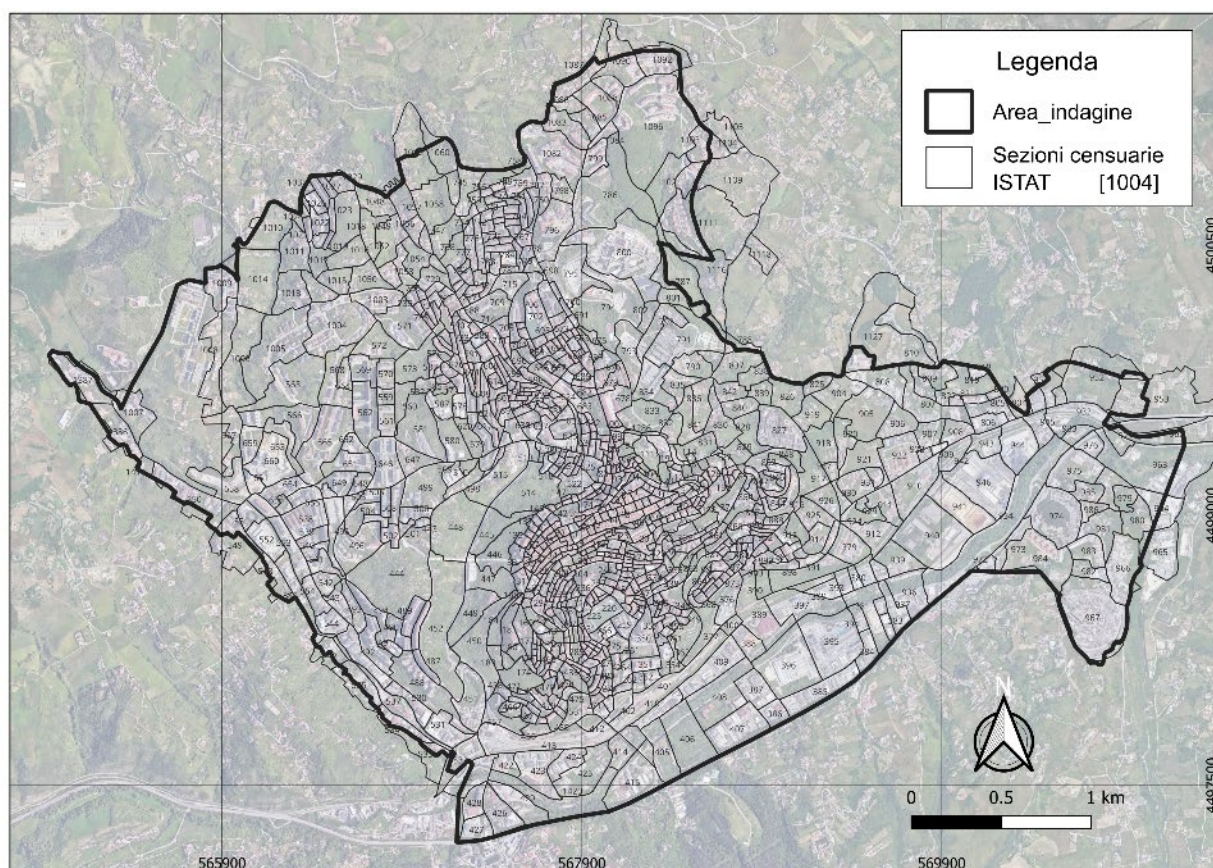


Figura 4.1 – Mappa dell’area urbana della città di Potenza con indicazione dell’estensione dell’area di indagine; all’interno sono rappresentate le 1004 sezioni censuarie, ciascuna identificata dal relativo numero di riferimento (ISTAT, 2011).

L’analisi delle 1004 sezioni censuarie nell’area urbana di Potenza, rappresentate in Figura 4.1, mostra che per ciascuna di esse sono presenti in media circa 4-5 edifici. In accordo con le modalità di sviluppo urbano della città di Potenza, avvenuto prevalentemente per comparti e quartieri, ciascuna sezione censuaria presenta edifici molto simili sotto il profilo architettonico, geometrico e strutturale. Tale distribuzione, omogenea sotto il profilo della singola sezione censuaria, agevola l’attribuzione di una specifica classe tipologica a ciascuna sezione. L’obiettivo è una rappresentazione su base tipologica dell’ambiente urbano della città di Potenza che costituisce il riferimento fondamentale per le successive analisi di risposta sismica, per la costruzione di modelli di capacità rappresentativi e per la valutazione della vulnerabilità su scala urbana.

4.1.1 Distribuzione degli edifici in funzione del periodo di costruzione

L’evoluzione della normativa sismica italiana ha inciso in modo determinante sulle caratteristiche del patrimonio edilizio esistente, poiché la gran parte degli edifici oggi in esercizio è stata progettata e realizzata in epoche in cui i criteri antisismici erano assenti, parziali o fortemente semplificati. Di conseguenza, la capacità strutturale osservabile nel costruito riflette in larga misura limiti concettuali e tecnici propri dei riferimenti normativi vigenti al momento della costruzione, più che le potenzialità offerte dalle norme moderne.

Un aspetto centrale di tale evoluzione riguarda la definizione delle azioni sismiche di progetto, storicamente quantificate in modo approssimativo o del tutto assente. Prima dell’introduzione della Legge 64/1974, la progettazione strutturale non prevedeva una formalizzazione quantitativa della domanda sismica, né faceva riferimento a parametri come l’accelerazione orizzontale di

progetto a_g , con il risultato di edifici dimensionati prevalentemente per carichi verticali e azioni orizzontali convenzionali (Modena & Tena, 2006; Vona, 2011).

Questi limiti si riflettono direttamente nei criteri di verifica adottati per gran parte del patrimonio esistente. Le strutture progettate secondo normative antecedenti agli anni Ottanta sono generalmente verificate con metodi elastici semplificati, privi di una rappresentazione esplicita del comportamento non lineare e della duttilità. La capacità dissipativa è pertanto affidata implicitamente alla sovrarresistenza dei materiali o a meccanismi non controllati, piuttosto che a una progettazione consapevole della risposta ciclica sotto azioni sismiche (ATC, 1996; FEMA-356, 2000). Analogamente, la concezione strutturale e i dettagli costruttivi degli edifici in cemento armato più datati evidenziano criticità sistematiche. Gli schemi strutturali risultano spesso irregolari, con telai progettati senza criteri di gerarchia delle resistenze e nodi trave-pilastro privi di adeguato confinamento. La staffatura è frequentemente insufficiente, con interassi elevati e assenza di staffe chiuse nei nodi, mentre gli ancoraggi delle barre longitudinali non sono dimensionati per sostenere elevate sollecitazioni cicliche, favorendo meccanismi di collasso fragile (Zembaty et al., 2006; Di Cesare et al., 2014).

La qualità dei materiali costituisce un ulteriore elemento discriminante nel patrimonio edilizio esistente. Il calcestruzzo impiegato nelle costruzioni più datate è spesso caratterizzato da basse resistenze meccaniche, scarsa omogeneità e limitati controlli in fase di produzione e posa in opera. Allo stesso modo, l'uso diffuso di acciaio liscio riduce significativamente l'aderenza acciaio-calcestruzzo, penalizzando la capacità di trasferimento degli sforzi e la risposta ciclica della struttura (Al-Nimry et al., 2014; Guler et al., 2008).

I più recenti sviluppi normativi, a partire dall'OPCM 3274/2003 fino alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008, hanno introdotto un cambio di paradigma, imponendo una progettazione sismica basata su azioni definite in modo probabilistico, verifiche agli stati limite e requisiti stringenti in termini di duttilità, gerarchia delle resistenze e dettaglio costruttivo. Sebbene tali norme rappresentino oggi un riferimento consolidato per le nuove costruzioni, il loro richiamo in questo studio assume esclusivamente un valore comparativo, utile a quantificare il divario prestazionale esistente tra il patrimonio edilizio storico e i livelli di sicurezza attualmente richiesti.

Per questa ragione, il patrimonio edilizio viene suddiviso in due classi temporali: edifici "Pre'72", costruiti prima del 1972, e edifici "Post'72", realizzati successivamente. La scelta del 1972 come data di separazione è strategica: da un lato rappresenta una soglia temporale che precede l'entrata in vigore delle prime norme antisismiche significative (L. 64/1974) e, dall'altro, consente di includere in modo più coerente gli edifici progettati con standard e dettagli costruttivi ancora non orientati alla sicurezza sismica, ma già prossimi a un'evoluzione normativa in corso. La classe Pre'72, quindi, comprende strutture caratterizzate da schemi progettuali essenziali, scarsa considerazione della duttilità e materiali di qualità limitata, mentre la classe Post-'72 rappresenta un primo passo verso criteri antisismici più rigorosi, pur con limiti e carenze nella completa applicazione delle pratiche moderne. Tale distinzione consente un'analisi più mirata e significativa delle vulnerabilità strutturali e dei rischi associati al patrimonio edilizio potentino.

La suddivisione delle sezioni censuarie è stata effettuata a partire dalle informazioni del censimento ISTAT del 2011; le successive analisi si riferiscono alle sole sezioni popolate da edifici ovvero 991 su 1004. Nello specifico, tutti gli edifici presenti all'interno di ciascuna sezione sono stati censiti in funzione del decennio di costruzione; il raggruppamento di tali decenni in funzione delle due classi temporali adottate ha prodotto la distribuzione spaziale riportata nella mappa di Figura 4.2.

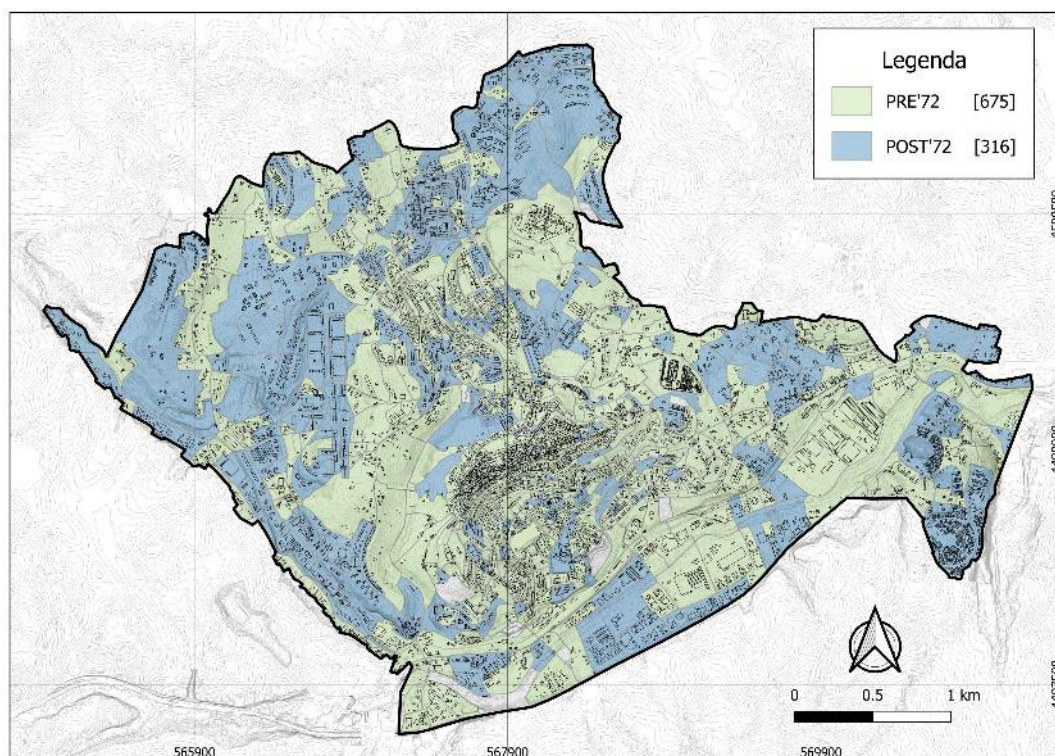


Figura 4.2. Distribuzione spaziale delle sezioni censuarie dell'area urbana di Potenza in funzione del periodo di costruzione prevalente degli edifici, con distinzione tra sezioni caratterizzate da edifici realizzati prevalentemente prima del 1972 e dopo il 1972.

Le sezioni censuarie caratterizzate da una prevalenza di edifici costruiti prima del 1972 risultano concentrate, come atteso, nei settori urbani di più antica urbanizzazione. In particolare, tali aree si sviluppano in modo continuo nel centro storico, che rappresenta il nucleo originario della città, e si estendono verso sud in direzione della stazione ferroviaria centrale, riflettendo le prime fasi di espansione urbana legate allo sviluppo infrastrutturale. Ulteriori concentrazioni di edifici pre-1972 si riscontrano nel settore centrale della valle del Basento, in prossimità della zona industriale, nonché nei quartieri Risorgimento, a est del centro storico, Verderuolo, a nord dello stesso, e Macchia Romana, che testimoniano una crescita urbana progressiva avvenuta nel secondo dopoguerra ma antecedente all'introduzione di una normativa sismica organica.

Al contrario, le sezioni censuarie con una prevalenza di edifici costruiti dopo il 1972 risultano localizzate principalmente nelle aree di espansione più recente, collocate in posizione periferica o semicentrale rispetto al nucleo storico. Tra queste si distinguono il quartiere di Bucleto a est, l'area del quartiere Gallitello a ovest, il quartiere Europa a nord rispetto al Gallitello, nonché i comparti di più recente formazione in prossimità del Parco Albino Pierro, situati all'estremo limite occidentale dell'area di studio.

Questa distribuzione spaziale evidenzia una chiara dicotomia tra il tessuto urbano consolidato, sviluppatosi in epoche antecedenti alla prima classificazione sismica, e le aree di espansione più recenti, progettate in un contesto normativo progressivamente più consapevole delle problematiche legate alla sicurezza strutturale. Tale configurazione conferma la forte relazione tra periodo di costruzione, assetto urbano e potenziale vulnerabilità sismica, rafforzando la necessità di analisi differenziate per epoche costruttive all'interno della stessa città.

In Figura 4.3 sono riportati alcuni esempi di edifici presenti nell'area urbana di Potenza costruiti prima e dopo il 1972. Gli edifici, descritti nel volume *L'esperienza dell'abitare* (Bilancia, 2006), documentano alcuni casi esemplificativi del patrimonio edilizio esistente. La sequenza degli edifici costruiti prima del 1972 include gli edifici del Rione Castello (Figura 4.3a), progettati e realizzati tra la metà degli anni Sessanta e il 1970, e l'edificio direzionale su Via Pretoria (Figura 4.3b), completato nei primi anni Sessanta come parte del completamento del Rione Addone e sede attuale degli uffici della Regione Basilicata e il complesso edilizio

“Omnibus” (Figura 4.3c), realizzato negli anni Sessanta lungo via Mazzini, realizzato negli anni '60 come edificio multipiano di notevoli dimensioni destinato ad abitazioni e uffici.

La sequenza degli edifici costruiti dopo il 1972 comprende il blocco “Del Favero” in Via Tirreno (Figura 4.3d), un intervento edilizio realizzato nel 1975 e costituito da due complessi residenziali per un totale di 271 alloggi, rappresentativo delle nuove esigenze abitative dell'epoca. Seguono gli alloggi in località Cocuzzo Poggio Tre Galli, Piazza Adriatico (Figura 4.3e), un progetto dell'IACP di Potenza degli anni '80 destinato all'edilizia economica e popolare, caratterizzato da tipologie residenziali funzionali e più compatte. Infine, i fabbricati ATER in via Giuseppe Verdi (Figura 4.3f), ricostruiti a seguito del sisma del 1980, evidenziano le scelte progettuali e costruttive adottate per rispondere alle nuove normative antisismiche e alle necessità di ricostruzione post-evento, con strutture più moderne e migliorate sotto il profilo della sicurezza sismica.



Figura 4.3 – Selezione di edifici rappresentativi dell'area urbana di Potenza. Le immagini (a), (b) e (c) mostrano edifici costruiti prima del 1972, rispettivamente: gli edifici del Rione Castello, l'edificio su Via Pretoria sede della Regione Basilicata, e il complesso “Omnibus” in Via Mazzini. Le immagini (d), (e) e (f) riportano invece esempi di edifici realizzati successivamente al 1972, rispettivamente il blocco “Del Favero” in Via Tirreno (1975), gli alloggi in località Cocuzzo Poggio Tre Galli (anni '80) e i fabbricati ATER in via Giuseppe Verdi, ricostruiti dopo il sisma del 1980 (Bilancia, 2006).

4.1.2 Distribuzione degli edifici in funzione della tipologia costruttiva

Le tipologie costruttive in termini di resistenza laterale degli edifici possono essere classificate principalmente in due tipologie diffuse: i telai tamponati (*Infill frame*) e i telai con piano pilotis (*Pilotis frame*). Questa distinzione riveste particolare importanza in quanto le due configurazioni presentano comportamenti sismici significativamente diversi, influenzando la distribuzione delle rigidezze e delle deformazioni lungo l'altezza della struttura (Fardis et al., 2002; Zembaty et al., 2006).

Gli edifici *Pilotis frame* si distinguono per la presenza di un piano terra quasi privo di tamponature o pareti di irrigidimento laterale, spesso motivata da esigenze funzionali come spazi commerciali o parcheggi. Questa configurazione genera una forte discontinuità nella rigidezza verticale: il piano pilotis risulta significativamente più deformabile rispetto ai piani superiori, che invece presentano una maggiore rigidezza dovuta alla presenza di tamponature. Qualitativamente, la presenza del piano debole induce meccanismi di collasso fragili: le colonne del piano pilotis sono soggette a sollecitazioni cicliche concentrate, che favoriscono la formazione di cerniere plastiche e la possibile instabilità locale (Chopra, 2012; Clough & Penzien, 1993). Questo meccanismo, noto come *soft storey*, è associato a un rischio elevato di perdita della capacità portante e di danno irreversibile anche per terremoti di moderata intensità, come ampiamente documentato da osservazioni post-sisma (FEMA, 2000; EERI, 2010).

La variabilità e la complessità del comportamento del piano pilotis derivano inoltre dalla mancanza di confinamento e di adeguati dettagli di armatura nei nodi trave-pilastro, nonché dalla scarsa presenza di elementi strutturali secondari in grado di contribuire alla redistribuzione delle azioni sismiche (Priestley et al., 1996; Fardis, 2009). Questo rende la vulnerabilità del piano debole un fattore critico nella valutazione della sicurezza sismica degli edifici esistenti, in particolare per quelli progettati secondo normative antecedenti agli anni '70, che non prevedevano criteri espliciti di duttilità e gerarchia delle resistenze (ATC-40, 1996; Eurocode 8, 2004).

Gli edifici *Infill Frame*, ovvero a telaio tamponato, rappresentano una delle configurazioni strutturali più comuni nel patrimonio edilizio urbano, in particolare per le costruzioni realizzate nel XX secolo. Questi sistemi si caratterizzano per la presenza diffusa di tamponature in muratura all'interno del telaio portante in cemento armato che, pur essendo tradizionalmente considerate elementi non strutturali, influenzano in modo significativo la risposta sismica globale dell'edificio (Paulay & Priestley, 1966; Fardis, 2009).

Dal punto di vista qualitativo, le tamponature determinano un incremento della rigidezza laterale iniziale della struttura, con una conseguente riduzione degli spostamenti in campo elastico. Tuttavia, questo effetto introduce problematiche rilevanti legate alla non linearità e alla fragilità del comportamento delle murature (Mainstone, 1971; Smith & Carter, 1969). Le tamponature sono infatti caratterizzate da una risposta fragile e altamente variabile, dipendente dalle proprietà meccaniche della muratura, dalla qualità esecutiva, dalla presenza e distribuzione delle aperture (porte e finestre) e dalle modalità di interazione con il telaio in cemento armato (Asteris et al., 2011; Cavaleri & Di Trapani, 2014).

Dal punto di vista quantitativo, numerosi studi sperimentali e numerici hanno evidenziato che la presenza delle tamponature può incrementare la rigidezza laterale complessiva dell'edificio fino al 30–50% (Asteris et al., 2017; Decanini & Fantin, 1986). Tuttavia, tale incremento di rigidezza non si traduce necessariamente in un miglioramento della sicurezza globale, poiché le tamponature tendono a sviluppare meccanismi di danneggiamento locali quali il distacco o l'espulsione dei pannelli (*panel expulsion*), la fessurazione diagonale della muratura e la crisi fragile dei nodi trave-pilastro adiacenti, generando comportamenti fortemente irregolari e un aumento della vulnerabilità del sistema strutturale (Fardis et al., 2002; Dolšek & Fajfar, 2008).

Inoltre, la variabilità delle condizioni al contorno delle tamponature e l'assenza di un collegamento strutturale rigido e controllato con il telaio principale rendono particolarmente complessa la modellazione numerica del sistema, inducendo spesso a sottostimare o sovrastimare gli effetti delle tamponature sulla risposta globale dell'edificio (Crisafulli et al., 2000; Asteris et al., 2013). Tale incertezza costituisce un fattore critico nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti e richiede una conoscenza approfondita dello stato reale delle tamponature, soprattutto nel contesto di analisi di sicurezza e interventi di miglioramento o adeguamento sismico (Eurocode 8, 2004; Fardis, 2009).

Riconoscere e distinguere queste tipologie è fondamentale per comprendere le modalità di danno e vulnerabilità tipiche degli edifici, e per sviluppare analisi di rischio sismico più precise e mirate.

Per analizzare la distribuzione di queste due tipologie all'interno dell'area urbana di Potenza, è stata elaborata una mappa tematica (Figura 4.4) in cui le sezioni censuarie sono classificate in funzione della tipologia strutturale prevalente. Poiché né il Database Geotopografico Regionale (RSDI, 2015) né i censimenti ISTAT forniscono informazioni dirette sulla configurazione delle tamponature, la classificazione è stata effettuata mediante osservazioni dirette condotte in campo. Tale attività è stata svolta nel corso delle campagne di rilievo e di registrazioni di rumore ambientale sugli edifici, che hanno comportato una ricognizione estesa dell'intero tessuto urbano oggetto di studio. L'osservazione sistematica degli edifici ha consentito di individuare la presenza o meno del piano pilotis e di attribuire, a scala di sezione censuaria, la tipologia costruttiva prevalente. Questa procedura, di natura speditiva e orientata alla scala urbana, risulta adeguata agli obiettivi dello studio, finalizzati alla valutazione della vulnerabilità sismica di primo livello e alla definizione di classi tipologiche rappresentative dell'ambiente costruito esistente. Questo processo ha permesso di ricostruire una rappresentazione coerente della distribuzione delle principali tipologie strutturali all'interno dell'area urbana di Potenza, fornendo una base conoscitiva indispensabile per le successive analisi della risposta sismica a scala tipologica.

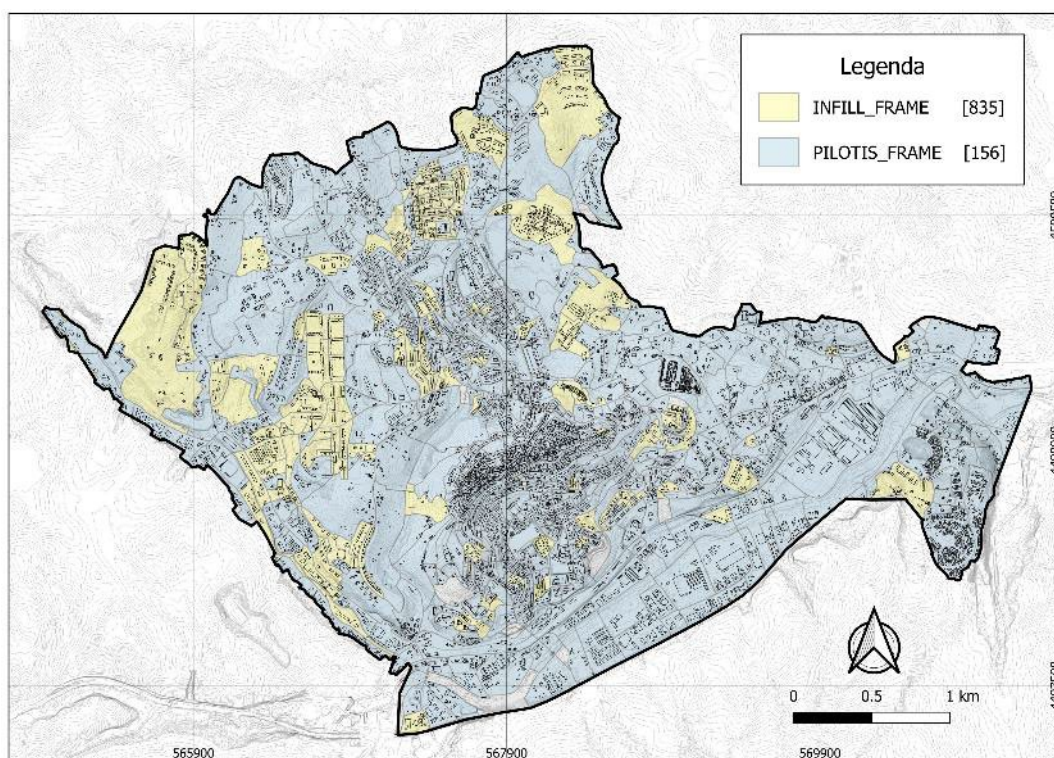


Figura 4.4. Mappa di classificazione tipologica dell'area urbana di Potenza: le sezioni censuarie a prevalenza di edifici *Infilled frames* sono rappresentate in giallo, mentre quelle caratterizzate dalla presenza prevalente di edifici con piano *pilotis* sono evidenziate in arancio.

L'analisi della mappa evidenzia una netta prevalenza di sezioni con all'interno edifici prevalentemente a tipologia *Infill frame*, diffusi uniformemente su gran parte dell'area urbana. Al contrario, le sezioni in cui si riscontra una presenza più consistente di edifici *Pilotis Frame* sono in totale 155 (circa il 15%) e appaiono sparse in modo irregolare e frammentato all'interno dell'area di studio. Questi ultimi sono concentrati principalmente lungo la valle del Basento, in corrispondenza di via del Gallitello e nelle sezioni adiacenti in località Cucuzzo. Nella stessa area, il quartiere Europa Unità a nord e il parco Albino Pierro più a ovest, al limite dell'area di indagine. Nel settore settentrionale la presenza di edifici *Pilotis frame* è ancora più contenuta, ma comunque presente in punti specifici, quali in contrada Serra, nella vicina Macchia Romana a ovest e a nord del parco Elisa Claps. Ad est, la tipologia *Pilotis* si limita alla sede universitaria di viale dell'Ateneo Lucano e una porzione ristretta a sud nel quartiere Bucleto.

Il confronto con la distribuzione temporale degli edifici, riportata nella precedente mappa di Figura 4.3, non evidenzia un legame significativo tra il periodo di costruzione e la tipologia strutturale predominante. Questo suggerisce che la scelta tra *Infill* e *Pilotis frame* sia influenzata da una combinazione di fattori funzionali, morfologici e progettuali, piuttosto che da una semplice evoluzione normativa o cronologica. Pur essendo un'osservazione preliminare, questa rappresenta un dato per comprendere la complessità e la varietà del tessuto edilizio urbano, fornendo una base solida per indirizzare future analisi di vulnerabilità più dettagliate.

In Figura 4.5 sono riportati esempi rappresentativi delle due tipologie strutturali presenti nell'area urbana di Potenza. Tra gli edifici con tipologia *Infill frame* si evidenziano il complesso edilizio di Rione Libertà (Figura 4.5a), le case popolari del Rione Lucania (Figura 4.5b) e l'edificio del 1962 destinato ai dipendenti del Banco di Napoli (Figura 4.5c). Per la tipologia *Pilotis frame*, sono mostrati tre esempi significativi: gli uffici della S.E.T., realizzati a metà degli anni '60 dall'IACP su commissione della Società Esercizi Telefonici di Napoli (Figura 4.5d); l'edificio di Parco Tre Fontane, costruito nel 1970 dall'Istituto Case Popolari (Figura 4.5e); e le residenze universitarie di Largo della Torre Guevara (Figura 4.9f), edifici degli anni '60 sottoposti nel 2005 a un intervento di riqualificazione funzionale, comprendente opere di consolidamento, rinforzo statico e miglioramento sismico.



Figura 4.5 – Esempi di edifici rappresentativi delle tipologie strutturali nell'area urbana di Potenza. Per la tipologia *Infill frame*: complesso edilizio di Rione Libertà (a), case popolari del Rione Lucania (b) e edificio per i dipendenti del Banco di Napoli (c). Per la tipologia *Pilotis frame*: uffici S.E.T. (d), edificio di Parco Tre Fontane (e) e residenze universitarie di Largo della Torre Guevara (f).

4.1.3 Distribuzione degli edifici in funzione dell'altezza

L'altezza fuori terra dell'edificio rappresenta un fattore determinante nella definizione del comportamento dinamico della struttura, influenzando in modo diretto il periodo fondamentale di vibrazione, la partecipazione modale delle diverse masse e la distribuzione delle deformazioni lungo l'altezza dell'edificio (Chopra, 2012; Clough & Penzien, 2003). Anche nel caso di edifici appartenenti alla stessa epoca costruttiva e dotati di analoghe caratteristiche tipologiche, le

differenze in altezza possono generare risposte sismiche sostanzialmente diverse, incidendo sulla domanda di spostamenti, sulle sollecitazioni interne e sulle modalità di danneggiamento (Masi e Vona, 2010; Borzi et al., 2013; Martins e Silva, 2021). In particolare, gli edifici di media altezza generalmente sono caratterizzati da una risposta più rigida e con deformazioni distribuite in modo relativamente uniforme lungo l'elevazione (FEMA P-750, 2009). Questi edifici tendono a sviluppare spostamenti e sollecitazioni più contenuti, con una minore complessità nella partecipazione modale, che spesso può essere approssimata efficacemente con un modello a singolo grado di libertà (SDOF).

Al contrario, gli edifici di altezza maggiore manifestano una maggiore deformabilità e un coinvolgimento significativo delle modalità di vibrazione superiori nella risposta dinamica (Chopra, 2012). Questa maggiore complessità modale determina una distribuzione più marcata delle deformazioni lungo l'altezza, con picchi localizzati che possono concentrarsi in piani specifici, aumentando la probabilità di danneggiamenti localizzati.

Questa distinzione tra edifici di media e maggiore altezza è quindi fondamentale per migliorare l'accuratezza delle analisi di risposta strutturale e per ridurre la variabilità nei parametri dinamici. Per questi motivi, il terzo criterio selettivo riguarda quindi l'altezza degli edifici, con particolare riferimento alla distinzione tra edifici di media altezza, tipicamente intorno ai 4 piani, ed edifici alti, con un'altezza media di circa 8 piani.

Nel presente studio, l'analisi della distribuzione degli edifici in funzione dell'altezza è stata condotta utilizzando le informazioni relative all'altezza delle unità volumetriche, derivate dal database geotopografico regionale (RSDI, 2015), integrate con i dati disponibili del Censimento ISTAT 2011: i risultati riportati nella mappa di Figura 4.6.

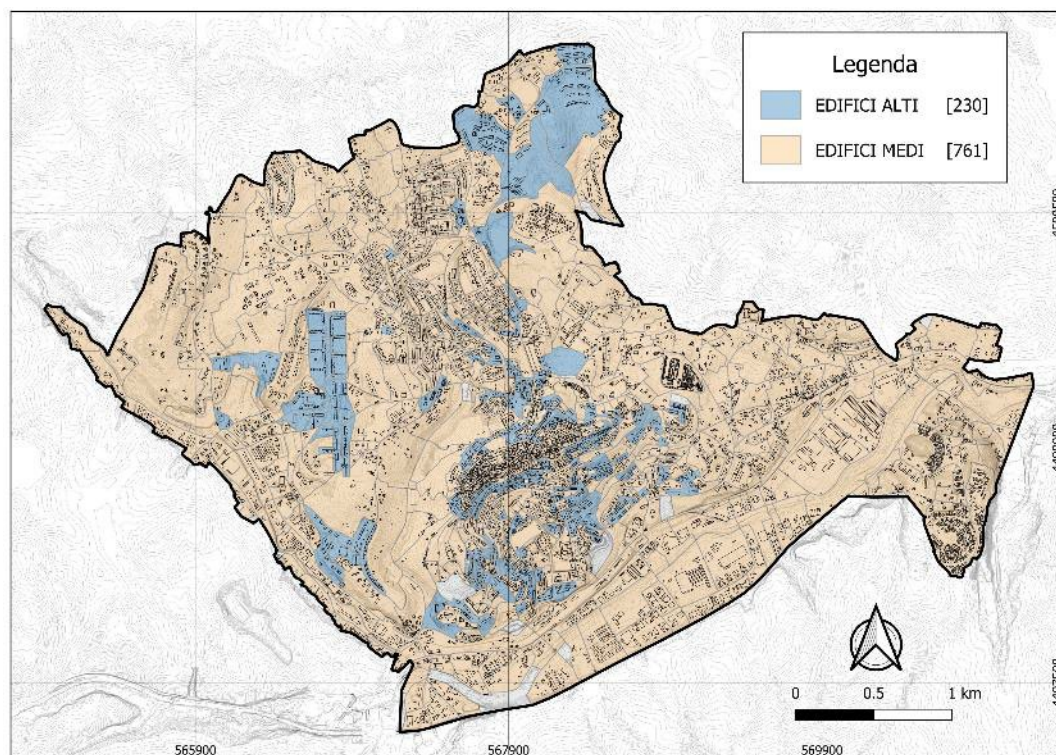


Figura 4.6. Distribuzione spaziale delle sezioni censuarie dell'area urbana di Potenza in funzione dell'altezza prevalente degli edifici, con distinzione tra sezioni caratterizzate da edifici alti (in blu) ed edifici bassi (in azzurro).

La mappa evidenzia una netta prevalenza di sezioni censuarie caratterizzate da edifici di media altezza (rappresentate in celeste), con un numero medio di piani fuori terra pari a circa quattro e comunque non superiore a sei, in accordo con lo sviluppo urbanistico della città. Le sezioni contraddistinte da una prevalenza di edifici alti, con un numero medio di piani pari a circa otto, sono invece indicate in blu. Le sezioni censuarie caratterizzate da una prevalenza di edifici alti si concentrano principalmente nel settore orientale dell'area urbana, in particolare nella zona centrale del quartiere Gallitello e nel quartiere Europa Unita; ulteriori concentrazioni sono

osservabili a nord, nella parte sommitale di Macchia Romana. Risulta inoltre significativo osservare che, in corrispondenza del perimetro del centro storico e nelle aree immediatamente a sud dello stesso, si registra una marcata prevalenza di edifici classificati come alti. Tale distribuzione è strettamente connessa alle caratteristiche morfologiche del territorio: come evidenziato dalle curve di livello riportate in mappa, queste zone sono interessate da versanti con pendenze elevate. In tali contesti, gli edifici presentano spesso altezze differenti a seconda del fronte considerato, risultando più contenuti dal lato strada e significativamente più sviluppati sul fronte a valle. Questa configurazione è generalmente ottenuta mediante la realizzazione di uno o più piani interrati o seminterrati, che consentono un migliore adattamento dell'edificio alla morfologia del versante e contribuiscono in modo sostanziale all'altezza complessiva e al comportamento strutturale globale.

4.1.4 Mappa delle classi tipologiche dell'ambiente urbano della città di Potenza

La combinazione dei tre criteri di classificazione – periodo di costruzione, tipologia strutturale e altezza degli edifici – ha permesso di ottenere 8 classi tipologiche (Figura 4.7).

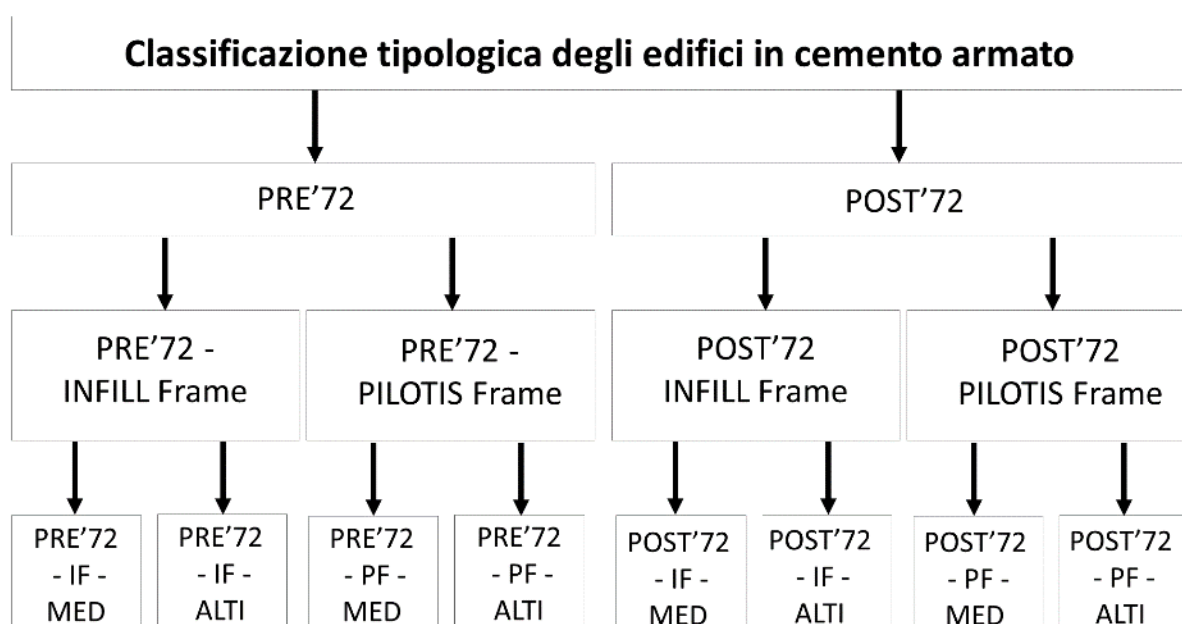


Figura 4.7 - Diagramma di flusso che illustra il processo di classificazione nelle otto classi tipologiche, basato sulla combinazione di periodo costruttivo (Pre'72 o Post'72), tipologia strutturale (Infill frame o Pilotis frame) e altezza dell'edificio (media o alta).

Tale suddivisione ha permesso di definire la mappa delle classi tipologiche per l'ambiente urbano della città di Potenza (Figura 4.8). La rappresentazione cromatica adottata consente di distinguere, a scala urbana, sia le differenze legate all'epoca di costruzione sia quelle associate alla tipologia strutturale e all'altezza degli edifici, evidenziando pattern spaziali coerenti con le fasi di sviluppo urbanistico e con le caratteristiche morfologiche del territorio.

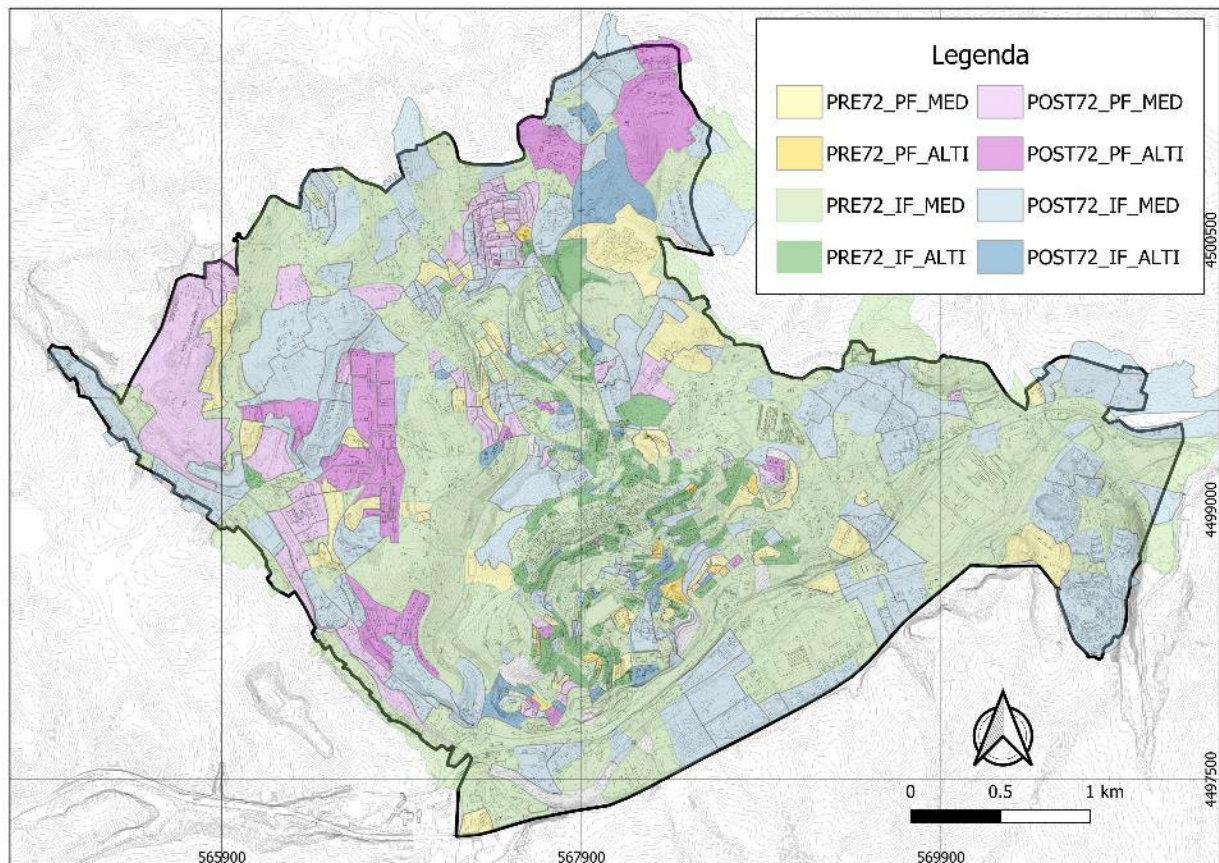


Figura 4.8 – Mappa della distribuzione spaziale delle classi tipologiche degli edifici nella città di Potenza, definite in base al periodo di costruzione (Pre-1972; Post-1972), alla tipologia strutturale (IF: Infill-frame; PF: Pilotis-frame) e alla classe di altezza (MED, ALTI).

La mappa ottenuta evidenzia una distribuzione spaziale delle diverse classi tipologiche, riflettendo le modalità costruttive che hanno caratterizzato la crescita della città di Potenza. Le classi PRE'72-IF-MED e PRE'72-IF-ALTI (rispettivamente in verde chiaro e verde scuro) risultano largamente predominanti e concentrano la maggior parte delle sezioni censuarie, in particolare nel centro storico e nei quartieri limitrofi di più antica urbanizzazione. Ciò conferma che il tessuto edilizio consolidato è costituito prevalentemente da edifici in cemento armato tamponato, realizzati in assenza di una normativa sismica organica e caratterizzati, in numerosi casi, da altezze di circa 4-6 piani fuori terra.

Le classi POST'72-IF-MED (in azzurro chiaro) rappresentano un'ulteriore porzione rilevante del campione e risultano distribuite in modo più diffuso ma discontinuo nella zona valliva a ridosso del fiume Basento. Tali edifici riflettono un'evoluzione progettuale avvenuta in un contesto normativo più consapevole, pur mantenendo una tipologia strutturale tradizionale a telai tamponati e un'altezza generalmente contenuta.

Le tipologie Pilotis Frame, sia pre- che post-1972, costituiscono una quota minoritaria del campione ma risultano di particolare interesse dal punto di vista della vulnerabilità sismica. Le classi PRE'72-PF-MED e POST'72-PF-MED risultano distribuite in modo frammentato all'interno dell'area di indagine.

Le classi PF-ALTI, sebbene numericamente limitate, risultano concentrate in aree ben definite, in particolare nel quartiere Europa unita, in località Cucuzzo e in una porzione di Macchia Romana.

In sintesi (Figura 4.9), l'analisi riferita alle 966 delle 1004, ovvero le sole sezioni censuarie attualmente edificate, evidenzia una marcata eterogeneità del patrimonio edilizio della città di Potenza.

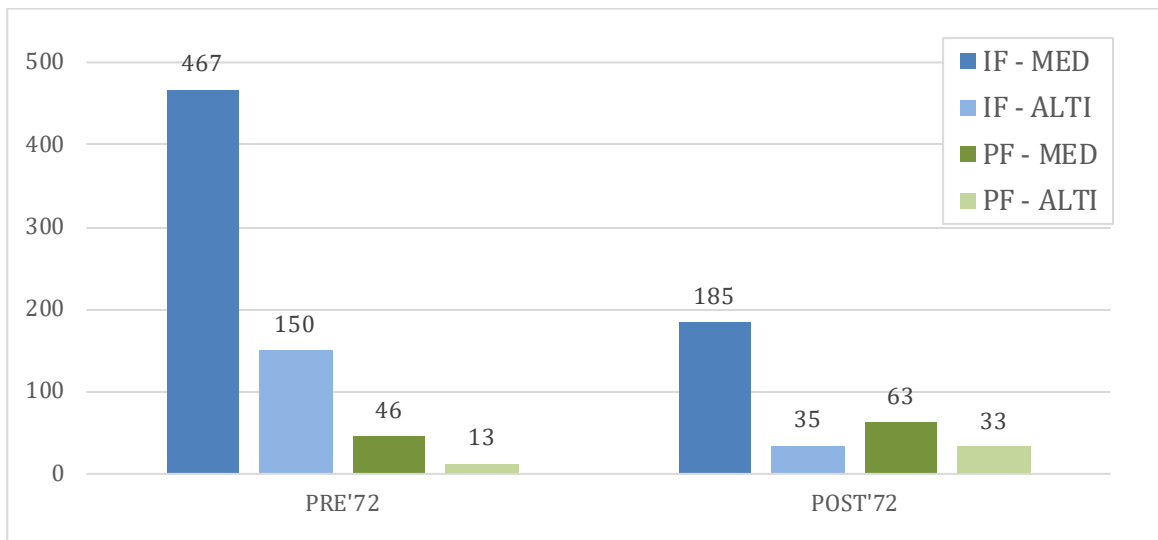


Figura 4.9 – Distribuzione delle sezioni censuarie edificate della città di Potenza in funzione del periodo di costruzione (Pre-1972; Post-1972), della tipologia strutturale (IF: Infill-frame; PF: Pilotis-frame) e della classe di altezza dell'edificio (MED, ALTI). Il grafico evidenzia la numerosità classi tipologiche considerate nello studio.

Dal punto di vista temporale, il campione è nettamente dominato da edifici Pre'72, che comprendono 676 sezioni (circa il 68% del totale), mentre gli edifici Post'72 rappresentano le restanti 316 sezioni (32%). Tale distribuzione evidenzia come il tessuto edilizio della città di Potenza sia prevalentemente costituito da edifici realizzati prima dell'introduzione di normative sismiche moderne.

Considerando la tipologia strutturale, emerge una chiara prevalenza delle classi IF, che comprendono complessivamente 837 sezioni (84%), a fronte di 155 sezioni appartenenti alle classi PF (16%). Questa forte asimmetria indica che la risposta dinamica globale del costruito urbano è principalmente governata da edifici a telaio con tamponatura collaborate al piano terra.

L'analisi della distribuzione in altezza mostra che gli edifici di altezza media sono largamente presenti in tutte le combinazioni tipologiche. In particolare, la classe IF-MED rappresenta il gruppo più numeroso del campione (652 sezioni), sia nel sottogruppo PC-IF-MED (467 sezioni) sia nel sottogruppo OC-IF-MED (185 sezioni).

Di particolare rilievo risulta la distribuzione degli edifici alti, che riguarda quasi esclusivamente strutture IF. Infatti, tale classe comprende complessivamente 185 sezioni, di cui 150 risalenti al periodo Pre'72 e solo 35 al periodo Post'72. Ne consegue che oltre l'80% degli edifici IF-HIGH risulta antecedente al 1972.

Le classi PF-HIGH risultano invece numericamente marginali (46 sezioni complessive), mentre la maggior parte degli edifici con Pilotis frame presenta un'altezza media, sia per il gruppo PC (46 sezioni) sia per il gruppo OC (63 sezioni).

La definizione delle otto classi tipologiche finali costituisce pertanto il riferimento operativo per le successive fasi di analisi, consentendo di associare a ciascuna classe un comportamento dinamico e una curva di capacità rappresentativa, riducendo la dispersione dei parametri sperimentali e rendendo più robusto il confronto tra dati misurati in sito e risultati delle analisi dinamiche non lineari.

4.2 Modellazione numerica (Non-Linear Dynamic Analysis)

La valutazione della risposta sismica degli edifici esistenti in calcestruzzo armato a telaio resistente a momento richiede strumenti di analisi in grado di rappresentare in maniera realistica il comportamento non lineare, ciclico e degradante tipico di tali strutture. Numerosi studi hanno evidenziato come, nell'ambito della valutazione della sicurezza sismica e della vulnerabilità del costruito esistente, le Analisi Dinamiche Non Lineari (Non-Linear Dynamic Analyses, NLDA) costituiscano l'approccio più affidabile, in quanto consentono di cogliere l'effettiva evoluzione temporale della risposta strutturale sotto azioni sismiche reali, superando le semplificazioni

intrinseche delle analisi lineari o statiche non lineari (Cosenza et al., 2005; Kappos et al., 2006; Lagomarsino e Giovinazzi, 2006). In questo senso, le NLDA permettono di cogliere fenomeni essenziali (Kwon ed Elnashai, 2006; Celik ed Ellingwood, 2009) quali l'interazione tra modi di vibrazione, l'attivazione progressiva e non simultanea delle cerniere plastiche, la degradazione di rigidezza e resistenza, gli effetti di pinching e di accumulo del danno e l'influenza diretta delle caratteristiche spettrali e temporali del segnale sismico.

Le analisi dinamiche non lineari considerate nel presente lavoro si basano su un esteso insieme di simulazioni numeriche sviluppate in precedenti attività di ricerca dal prof. Angelo Masi, prof. Marco Vona e dai loro collaboratori nel 2013, nell'ambito di studi sulla vulnerabilità sismica di edifici esistenti in calcestruzzo armato. Nel presente studio, tali risultati sono stati utilizzati come base affidabile per l'interpretazione della risposta strutturale e la successiva valutazione dei parametri di comportamento globale.

4.2.1 Criteri di modellazione e impostazione delle Analisi Dinamiche Non Lineari

Le simulazioni numeriche sono state eseguite mediante il codice di calcolo IDARC, sviluppato presso il National Center for Earthquake Engineering Research e ampiamente validato per l'analisi non lineare di strutture in calcestruzzo armato soggette ad azioni sismiche (Valles et al., 1996; Park et al., 1987). Il programma consente l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari adottando un approccio a plasticità concentrata, basato su modelli isteretici avanzati in grado di rappresentare il comportamento ciclico degradante degli elementi strutturali. Tale scelta metodologica risulta coerente con l'obiettivo di condurre analisi parametriche estese su un elevato numero di tipologie edilizie, evitando l'introduzione di un numero eccessivo di parametri meccanici difficilmente identificabili negli edifici esistenti, come avverrebbe nel caso di modelli a fibre, il cui maggiore livello di dettaglio teorico non si traduce necessariamente in una maggiore affidabilità dei risultati (Sivaselvan e Reinhorn, 1999; Ghobarah et al., 1999).

Gli elementi strutturali principali, travi e pilastri, sono stati modellati mediante il modello isteretico a tre parametri di Park, caratterizzato da un involucro monotono trilineare e dalla capacità di simulare la degradazione di rigidezza, il deterioramento di resistenza e l'effetto di pinching sotto carichi ciclici (Park et al., 1987; Park et al., 1988). Tale modello è stato ampiamente validato sia attraverso prove sperimentali su sottostrutture progettate per soli carichi gravitazionali, sia mediante il confronto con i danni osservati in edifici reali a seguito di eventi sismici significativi (Bracci et al., 1995; Kunnath et al., 1995a; Kunnath et al., 1995b). I parametri isteretici sono stati differenziati in funzione del tipo di elemento, della posizione all'interno del telaio e del periodo di costruzione dell'edificio, al fine di cogliere le differenze di comportamento legate alla qualità dei materiali e ai dettagli costruttivi. Per gli edifici realizzati prima del 1972, caratterizzati dall'uso di barre lisce e da scarse prescrizioni sui dettagli costruttivi, i parametri di degradazione sono stati calibrati sulla base degli studi di Ghobarah et al. (1999) e dei risultati sperimentali di Liu e Park (2000) e Pampanin et al. (2002), che evidenziano una marcata degradazione di rigidezza e un pronunciato effetto di pinching. Per gli edifici costruiti dopo il 1972, realizzati con barre ad aderenza migliorata e materiali di qualità mediamente superiore, sono stati adottati parametri meno penalizzanti, coerenti con le indicazioni sperimentali disponibili in letteratura (Kunnath et al., 1995b; Sivaselvan e Reinhorn, 1999). I valori adottati per i parametri isteretici di travi e pilastri sono riportati nelle Tabella 4.1.

	Elemento	Degradazione rigidezza (a)	Deterioramento resistenza (b)	Pinching (c)
Edifici Pre'72	Travi – nodi interni	1.5	0.15	0.6
	Travi nodi esterni	1.5	0.15	0.7
	Pilastri interni	1.0	0.15	0.6
	Pilastri esterni	1.0	0.15	0.4
Edifici Post'72	Travi	2.0	0.10	0.7
	Pilastri	1.5	0.10	0.7

Tab. 4.1 Parametri di degrado della rigidezza, deterioramento della resistenza e pinching adottati per travi e pilastri in edifici costruiti prima e dopo il 1972 (Park et al., 1987; Park et al., 1988).

Gli edifici sono stati modellati mediante modelli pseudo-tridimensionali, costituiti da due modelli bidimensionali indipendenti, uno per ciascuna direzione principale (longitudinale X e trasversale Y). In ciascun modello:

- tutti i telai appartenenti alla stessa direzione sono allineati e vincolati tramite diaframmi rigidi di piano;
- è adottata l'ipotesi di uguale spostamento di piano, giustificata dalla sufficiente rigidezza in piano dei solai in calcestruzzo armato;
- le masse sono concentrate ai livelli di impalcato.

Questa scelta consente di rappresentare in modo efficace il comportamento globale della struttura, mantenendo sotto controllo il numero di gradi di libertà e il costo computazionale. Tale ipotesi è ritenuta valida per edifici in calcestruzzo armato dotati di solai sufficientemente rigidi in piano e privi di grandi aperture o irregolarità significative, come dimostrato da studi precedenti sul comportamento dei diaframmi nei fabbricati esistenti (Masi et al., 1997; Chopra, 2001).

Un ruolo fondamentale nella risposta sismica degli edifici esistenti è svolto dai tamponamenti in muratura, la cui presenza può modificare in modo sostanziale rigidezza, resistenza e meccanismi di collasso. Nel presente studio, i pannelli di tamponamento sono stati esplicitamente modellati quando presenti, mediante elementi bidimensionali non lineari basati sul modello isteretico di Wen–Bouc, in grado di simulare fessurazione, degradazione di rigidezza e resistenza, pinching e risposta non simmetrica (Bouc, 1967; Baber e Noori, 1985). Le dimensioni equivalenti dei pannelli sono state definite secondo la formulazione di Mainstone (1974), mentre i parametri meccanici sono stati calibrati sulla base di evidenze sperimentali disponibili per murature in laterizio forato con scarse caratteristiche meccaniche, tipiche del costruito italiano del secondo dopoguerra (Polese et al., 2008; Ricci et al., 2011). Sono state quindi considerate due diverse configurazioni strutturali, comprendenti telai con tamponamenti regolarmente distribuiti (Infill frame) e telai privi di tamponamenti efficaci al piano terra (Pilotis frame), quest'ultima configurazione ritenuta particolarmente vulnerabile e ampiamente documentata sia in ambito nazionale sia internazionale (Masi, 2003; Celik ed Ellingwood, 2010).

Oltre alla dissipazione di energia dovuta al comportamento isteretico degli elementi strutturali e non strutturali, è stato introdotto uno smorzamento viscoso di tipo proporzionale alla massa e alla rigidezza. Il coefficiente di smorzamento ξ è stato determinato imponendo un rapporto di smorzamento equivalente sui primi due modi di vibrazione pari al 2% sia per edifici Infill frame sia Pilotis frame.

Per la resistenza del calcestruzzo sono stati adottati valori aggiornati e coerenti con le più recenti evidenze disponibili sugli edifici esistenti (Vona, 2022), distinguendo tale valore in funzione dei due principali periodi costruttivi (Pre'72 – Post'72). Per ciascun periodo sono stati considerati il valore medio e i limiti del 25° e del 75° percentile delle distribuzioni di resistenza, al fine di rappresentare in maniera sintetica ma realistica la variabilità meccanica del materiale, riconosciuta come una delle principali fonti di incertezza nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in calcestruzzo armato. I valori adottati per il calcestruzzo e per l'acciaio di armatura, differenziati in funzione del periodo di costruzione, sono riportati in Tabella 4.1.

	Resistenza del calcestruzzo [MPa]			Resistenza dell'acciaio [MPa]
	25%	medio	75%	
Pre '72	13.07	18.94	23.68	280
Post'72	15.40	22.00	27.00	380

Tab. 4.2. Caratterizzazione meccanica dei materiali adottata nelle analisi, con valori medi e percentili della resistenza del calcestruzzo e resistenze dell'acciaio di armatura differenziate per periodo di costruzione (Vona et al., 2022).

Le otto tipologie edilizie precedentemente discusse, sono state analizzate sulla base di un'ampia parametrizzazione, coerente con le caratteristiche del patrimonio edilizio in calcestruzzo armato italiano e con quanto proposto in progetti di riferimento a scala europea quali RISK-UE (Spence e Le Brun, 2006). In particolare, sono stati considerati il periodo di costruzione, il numero di piani, la distribuzione dei tamponamenti, le dimensioni in pianta, la rigidità delle travi perimetrali e la resistenza del calcestruzzo. Combinando tutti i parametri considerati, sono state definite complessivamente 144 combinazioni, ciascuna delle quali è stata sottoposta a 50 analisi dinamiche non lineari per ciascuna direzione principale, per un totale di 14.400 simulazioni. La risposta sismica è stata valutata in termini di parametri globali e locali di danno, quali i rapporti di duttilità massimi e medi in travi e pilastri e il drift interpiano massimo ai piani inferiori, che costituiscono la base per la costruzione delle curve di capacità globali e per la successiva definizione dei livelli di danno e dei fattori di comportamento, oggetto dei paragrafi successivi.

4.2.2 Selezione dell'input sismico

Il ruolo determinante delle caratteristiche dell'input sismico nella risposta strutturale, in particolare in campo non lineare, è ampiamente riconosciuto in letteratura ed è stato oggetto di numerosi studi specificamente orientati alla valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in calcestruzzo armato a telaio (Elenas, 1997; Elenas, 2000; Kwon ed Elnashai, 2006; Masi, 2003).

L'input sismico adottato nelle NLDA utilizzate in questo studio deriva da un insieme di accelerogrammi e da criteri di selezione e caratterizzazione definiti in precedenti lavori di ricerca sulla vulnerabilità sismica di edifici in calcestruzzo armato, sviluppati da Masi et al., 2012, i cui risultati costituiscono il riferimento per le analisi qui discusse.

In tali studi gli autori hanno evidenziato come le misure di intensità basate esclusivamente su valori di picco, quali la peak ground acceleration, risultino inadeguate a rappresentare il reale potenziale di danno del moto sismico, mostrando una scarsa correlazione con i livelli di danneggiamento strutturale osservati. Al contrario, una relazione più significativa è stata riscontrata tra la vulnerabilità strutturale e parametri di intensità di tipo spettrale o integrale, in grado di cogliere le caratteristiche energetiche e di contenuto in frequenza del moto sismico (Nanos ed Elenas, 2006; Kalkan e Kunnath, 2007, 2008).

Ulteriori contributi hanno mostrato come le accelerazioni o gli spostamenti spettrali valutati al periodo fondamentale della struttura costituiscano buoni indicatori della domanda sismica, pur evidenziando che l'incertezza nella stima del periodo proprio, soprattutto se ottenuta tramite formulazioni semplificate, può influenzare in modo non trascurabile i risultati delle analisi (Luo e Cornell, 2007; Gallipoli et al., 2009, 2010; Masi e Vona, 2008, 2009). Parallelamente, studi condotti su siti caratterizzati da condizioni geotecniche omogenee e in assenza di effetti di direttività marcati hanno messo in discussione la necessità di una selezione estremamente raffinata degli accelerogrammi in termini di magnitudo e distanza, suggerendo che la variabilità intrinseca del moto sismico giochi un ruolo più rilevante rispetto allo scenario sismogenetico specifico (Iervolino e Cornell, 2005).

Tuttavia, confronti diretti tra la variabilità dell'input sismico e quella delle proprietà meccaniche dei materiali hanno dimostrato come la dispersione della risposta strutturale sia dominata principalmente dalle caratteristiche del moto sismico, più che dall'incertezza sulle caratteristiche dei materiali, rendendo la scelta dell'input uno degli aspetti più critici nell'ambito delle analisi dinamiche non lineari per la valutazione della vulnerabilità (Kwon ed Elnashai, 2006; Masi, 2003). In particolare, è stato osservato come accelerogrammi sintetici generati imponendo esclusivamente la compatibilità spettrale con uno spettro normativo tendano a sovrastimare il potenziale di danno rispetto a registrazioni naturali caratterizzate dallo stesso valore di PGA, a causa di un contenuto in frequenza e di una distribuzione energetica meno realistici (Masi, 2003).

Sulla base di tali evidenze, l'input sismico è stato caratterizzato facendo riferimento a un insieme articolato di misure di intensità, comprendenti parametri di picco, spettrali ed energetici, al fine di cogliere in modo più completo le diverse componenti del potenziale di danno del moto sismico. In particolare, sono state considerate l'accelerazione e la velocità massime al suolo, l'intensità di Arias, il fattore di Saragoni, l'intensità di Housner, nonché lo spostamento e l'accelerazione spettrali valutati al periodo fondamentale della struttura. Tali misure sono state calcolate a partire dalle storie temporali di accelerazione e velocità, dai relativi spettri pseudo-velocità, assumendo un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5% e facendo riferimento al periodo proprio fondamentale di ciascun modello strutturale.

Per esplorare in maniera sistematica la variabilità dell'input sismico, sono stati considerati quattro insiemi distinti di accelerogrammi. Il primo insieme è costituito da registrazioni naturali selezionate dal database europeo delle forti accelerazioni, comprendente trenta accelerogrammi, prevalentemente registrati in Italia, con valori di peak ground acceleration compresi tra 0.04 g e 0.36 g, selezionati in modo da campionare in maniera uniforme l'intervallo di intensità considerato. La selezione iniziale è stata successivamente raffinata sostituendo alcune registrazioni affette da problematiche note, quali effetti di sito non rappresentativi o condizioni di registrazione non assimilabili a un campo libero, come nel caso della registrazione del terremoto del Friuli del 1976 a Tolmezzo (Barnaba et al., 2007).

Un secondo insieme di accelerogrammi è stato generato mediante la procedura SIMQKE, assumendo come spettro obiettivo lo spettro di risposta EC8 di tipo B, scalato a sette diversi livelli di intensità con valori di PGA compresi tra 0.06 g e 0.42 g. Tale procedura, basata sul filtraggio di una serie temporale di rumore bianco mediante un inviluppo temporale trapezoidale, consente di ottenere accelerogrammi stazionari compatibili con uno spettro assegnato (Vanmarcke e Gasparini, 1976).

Infine, sono stati considerati due ulteriori insiemi di accelerogrammi sintetici generati mediante il codice BELFAGOR, derivato dal programma PhySimque e basato sul modello teorico proposto da Sabetta e Pugliese per la simulazione di moti sismici non stazionari. Il codice adotta una procedura in due fasi, nella quale una prima simulazione è ottenuta a partire da parametri fisici di sorgente, distanza e condizioni di sito, mentre una seconda fase consente di forzare il segnale a convergere verso uno spettro di risposta obiettivo mediante trasformazioni iterative nel dominio del tempo e della frequenza.

4.2.3 Definizione dei livelli danno

La definizione dei livelli di danno rappresenta un passaggio cruciale nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, in quanto consente di tradurre la risposta strutturale ottenuta dalle analisi dinamiche non lineari in stati di danneggiamento interpretabili dal punto di vista ingegneristico e confrontabili con osservazioni post-sisma. Nel presente lavoro, tale passaggio è stato affrontato adottando un approccio integrato, che combina la classificazione qualitativa del danno prevista dalla European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98) con parametri quantitativi derivati direttamente dalla risposta strutturale dei modelli analizzati. La scala EMS-98 definisce sei livelli di danno, da DL = 0, corrispondente all'assenza di danno, fino a DL = 5, associato alla distruzione o al collasso dell'edificio (Tab. 4.3).

Sebbene la scala sia di natura descrittiva e basata sull'osservazione del comportamento globale e locale delle strutture, numerosi studi (Naeim, 2001; Kwon e Elnashai, 2006; Nanos e Elenas, 2006; Priestley et al., 2007) hanno dimostrato la possibilità di stabilire una corrispondenza sistematica tra tali livelli qualitativi e parametri meccanici misurabili, ottenuti tramite analisi numeriche avanzate. In questo contesto, il drift di interpiano massimo si è affermato come uno degli indicatori più affidabili del danno globale negli edifici in calcestruzzo armato a telaio, grazie alla sua capacità di sintetizzare gli effetti combinati della domanda sismica sulla struttura. Il drift di interpiano, definito come il rapporto tra lo spostamento relativo tra due impalcati consecutivi e l'altezza di piano, è fortemente correlato sia al danneggiamento degli

elementi strutturali principali, quali travi e pilastri, sia al danneggiamento degli elementi non strutturali sensibili agli spostamenti.

Tuttavia, il solo utilizzo del drift di interpiano, pur efficace nella descrizione del comportamento globale, non è sufficiente a cogliere pienamente i meccanismi locali di danneggiamento che governano la risposta non lineare degli edifici in calcestruzzo armato. Per questo motivo, in linea con approcci consolidati proposti in precedenti studi sulla vulnerabilità sismica di edifici esistenti (Vona et al., 2014), la valutazione del danno è stata ulteriormente approfondita introducendo parametri quantitativi legati alla domanda di duttilità negli elementi strutturali. In particolare, per travi e pilastri è stato definito il rapporto di duttilità richiesto, espresso come il rapporto tra la deformazione massima raggiunta durante l'analisi dinamica e la deformazione ultima dell'elemento (Eq 4.1).

$$DR = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_u} \quad \text{Eq. 4.1}$$

dove: Δ_{max} è lo spostamento massimo richiesto dall'NLDA; Δ_u è lo spostamento ultimo, valutato a partire dalla capacità ultima della sezione.

Lo spostamento ultimo Δ_u degli elementi strutturali deriva dai limiti di capacità incorporati nel modello numerico attraverso le leggi costitutive dei materiali e i criteri di collasso locale. Le analisi NLDA consentono di individuare numericamente il raggiungimento di tali limiti di capacità, permettendo quindi di associare allo stato limite ultimo un corrispondente valore di spostamento o rotazione. In questo senso, lo spostamento ultimo può essere interpretato come un risultato numerico indiretto delle NLDA, subordinato alle assunzioni di capacità definite a priori nel modello strutturale; pertanto, il superamento dello spostamento ultimo coincide con il raggiungimento dello stato limite ultimo dell'elemento strutturale. Tale parametro, riportato in Tab. 4.3, consente di valutare il livello di sfruttamento della capacità plastica degli elementi strutturali e di distinguere tra condizioni di comportamento prevalentemente elastico, plasticizzazione controllata e superamento della capacità ultima (Vona et al., 2014). Le domande di duttilità sono state valutate considerando i valori massimi raggiunti in ciascun elemento nel corso delle analisi al fine di cogliere sia il danneggiamento localizzato sia quello distribuito lungo l'altezza dell'edificio.

Livello di Danno EMS-98	Stato di danno	Criteri Quantitativi (Ductility Ratio)	Riparabilità
4-5	Danno strutturale collasso o collasso	$0.75 < DR < 1.0$	Riparazione molto difficile o quasi impossibile
3	Danno strutturale medio	$0.25 \leq DR \leq 0.75$	Riparazione non sempre possibile, costi elevati
2	Danno strutturale moderato o lieve	$DR < 0.25$	Facile da riparare
1	Danno lieve a elementi non strutturali	$DR < 1$ $IDR < 0.1\%$	Nessun danno strutturale significativo

Tab. 4.3- Relazione tra i danni qualitativi di EMS98 e prestazione quantitative espresse come rapporti di duttilità massima di elementi strutturali quali travi e colonne (Vona et al., 2014).

Questi criteri sono allineati con quanto descritto in studi fondamentali sull'argomento, che hanno dimostrato come la duttilità rappresenti una misura robusta della capacità deformativa della struttura prima del collasso (Mander, Priestley e Park, 1988; Priestley, 1997). La duttilità permette inoltre di discriminare con efficacia tra stati di danno riparabili e non, confermando la necessità di una valutazione quantitativa per un'analisi realistica e completa della vulnerabilità sismica (Cosenza et al., 2005; Kappos et al., 2006).

Sulla base delle domande di duttilità così determinate, è stato possibile associare in modo quantitativo i livelli di danno EMS-98 a soglie di deformazione negli elementi strutturali principali. In particolare, i livelli di danno lieve e moderato sono stati associati a condizioni in cui la domanda di duttilità rimane entro una frazione limitata della capacità ultima, compatibile con uno stato di danneggiamento riparabile, seppur con costi e interventi crescenti. Al contrario, i livelli di danno collasso e di collasso sono stati associati a richieste di duttilità prossime o superiori alla capacità ultima degli elementi, indicando una perdita significativa di capacità portante e una condizione di difficile riparabilità.

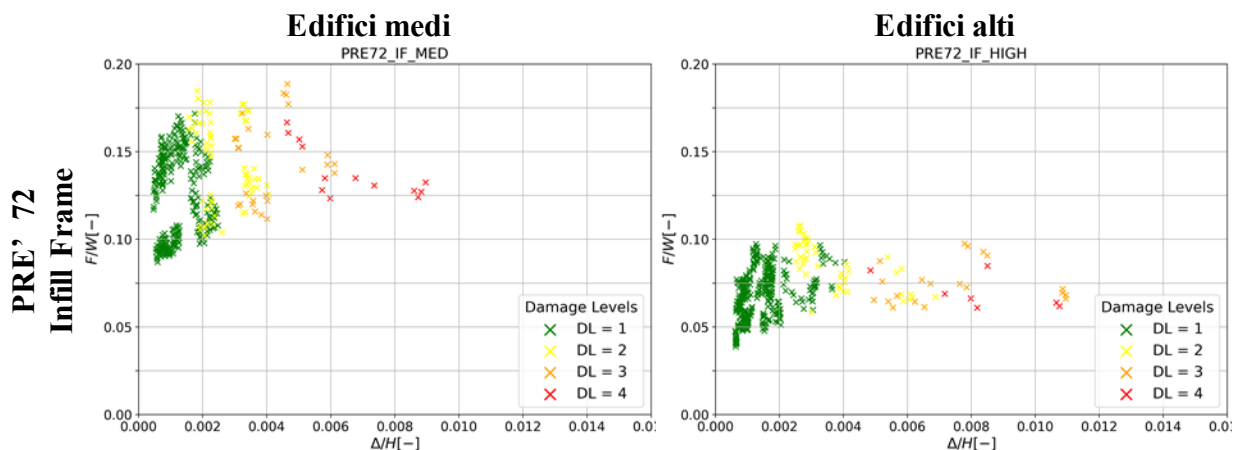
L'integrazione tra criteri globali e locali permette inoltre di utilizzare i risultati delle NLDA non solo per la classificazione del danno a scala di edificio, ma anche per applicazioni successive, quali la costruzione di curve di fragilità e l'impiego dei risultati in scenari di perdita a scala territoriale, mantenendo la coerenza con approcci basati su matrici di probabilità del danno e con la scala EMS-98.

4.2.4 Interpretazione dei risultati numerici: risultati e scenari di danno

La risposta dinamica degli edifici analizzati è stata valutata mediante Analisi Dinamiche Non Lineari (NLDA), applicate alle otto classi tipologiche rappresentative delle principali tipologie edilizie in calcestruzzo armato, ampiamente discusse nei paragrafi precedenti.

Le NLDA hanno consentito di analizzare l'evoluzione del comportamento strutturale dall'ambito elastico a quello non lineare, permettendo di investigare in modo esplicito il rapporto tra domanda sismica imposta e capacità strutturale disponibile, sia in termini di resistenza sia di deformabilità. La risposta globale degli edifici è stata quindi interpretata attraverso parametri di forza e spostamento espressi in forma normalizzata, nonché mediante indicatori di danno, così da rendere confrontabili strutture caratterizzate da differenti masse, altezze e configurazioni strutturali. In particolare, la forza di taglio alla base e lo spostamento massimo in sommità forniscono una misura diretta della domanda sismica globale e della capacità di deformazione dell'edificio, mentre le rispettive grandezze normalizzate consentono un confronto omogeneo tra le diverse classi tipologiche. Il livello di danno (DL), definito secondo la scala EMS-98, permette di tradurre i risultati numerici in scenari di danno fisicamente interpretabili.

L'analisi dei risultati NLDA in termini di forza di taglio alla base normalizzata (F/W) e spostamento massimo in sommità normalizzato (Δ/H), rappresentata nei grafici di Figura 4.10 sotto forma di scatter plot colorati in funzione del livello di danno, consente di identificare con chiarezza i diversi meccanismi di risposta delle classi tipologiche analizzate. La distribuzione dei punti evidenzia come, all'aumentare dello spostamento normalizzato, la risposta strutturale evolva progressivamente da condizioni a danno lieve (DL = 1–2) verso stati di danno severo (DL = 4), con modalità fortemente dipendenti dal periodo di costruzione, dalla configurazione strutturale e dall'altezza dell'edificio.



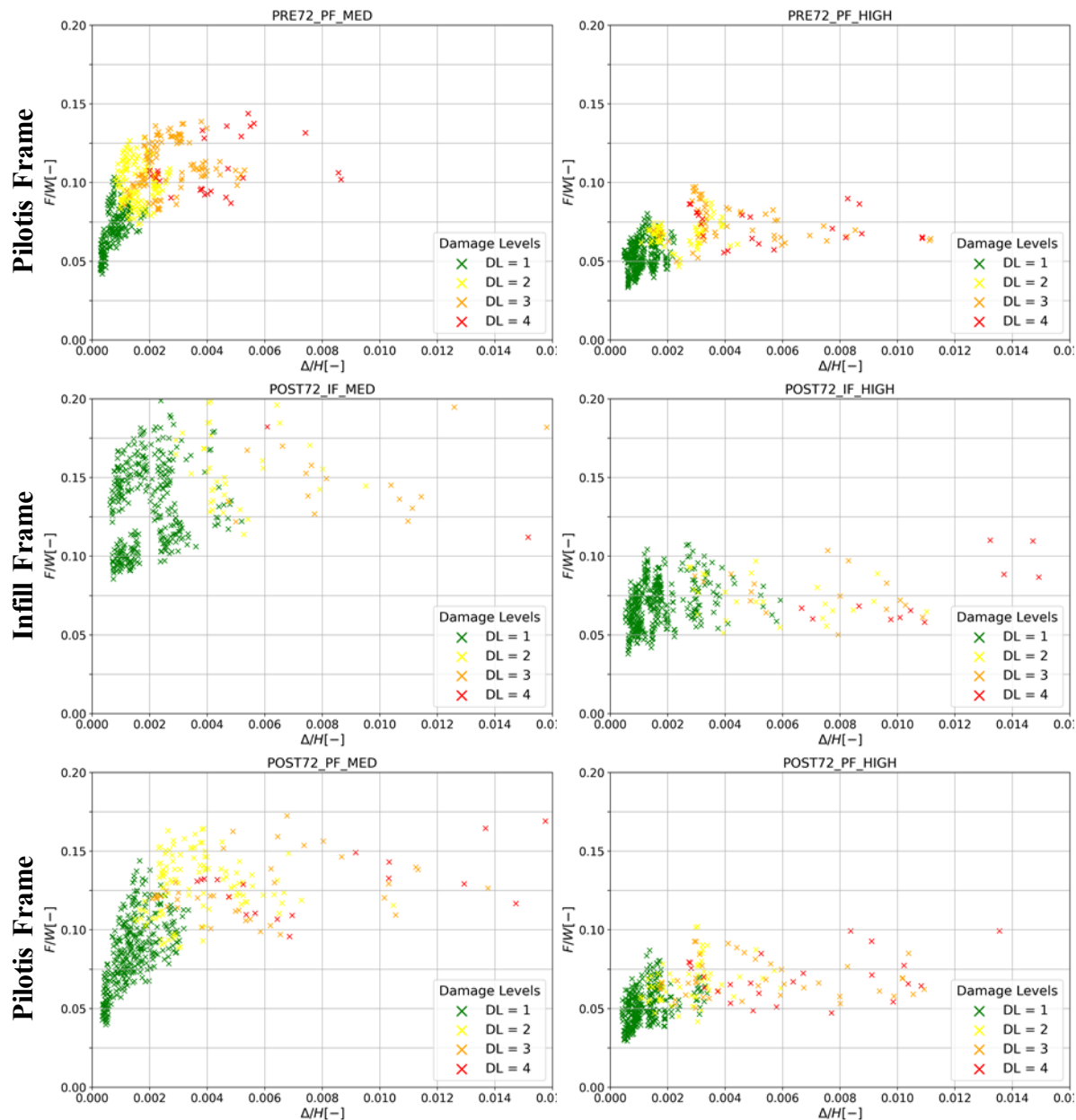


Figura 4.10. Distribuzione dei risultati delle Analisi Dinamiche Non Lineari (NLDA) in termini di forza di taglio alla base normalizzata rispetto al peso dell'edificio (F/W) e spostamento massimo in sommità normalizzato rispetto all'altezza totale (Δ/H), per le otto classi tipologiche analizzate. I risultati sono distinti in funzione del periodo di costruzione (Pre'72 e Post'72), della configurazione strutturale (Infill frame e Pilotis frame) e dell'altezza dell'edificio (media e alta). I simboli sono colorati in base al livello di danno (Dl) secondo la scala EMS-98.

Gli edifici Pre'72 mostrano una concentrazione significativa di punti associati a livelli di danno elevati già per valori contenuti di Δ/H . In particolare, nelle tipologie Infill frame di media altezza, livelli di danno pari a $Dl = 3-4$ risultano frequenti per Δ/H dell'ordine di $0.002-0.004$, in presenza di valori di F/W relativamente elevati ($\approx 0.10-0.16$). Questo comportamento indica un esaurimento precoce della capacità plastica e una risposta dominata da meccanismi forza-controllati, nei quali il danno si sviluppa rapidamente senza una significativa capacità di redistribuzione delle deformazioni.

Al contrario, gli edifici Post'72 presentano una distribuzione dei punti più estesa lungo l'asse degli spostamenti, con livelli di danno lieve o moderato ($Dl = 1-2$) prevalenti per bassi valori di Δ/H e un passaggio a $Dl = 3-4$ solo a fronte di deformazioni globali più elevate ($\Delta/H \gtrsim 0.004-0.006$). A parità di F/W , tali strutture mostrano quindi una maggiore capacità di accomodare la domanda deformativa, coerentemente con un comportamento più duttile e dissipativo.

La configurazione strutturale influenza in modo significativo la dispersione dei risultati. Gli Infill frame si caratterizzano per una maggiore concentrazione dei punti a valori elevati di F/W e

bassi Δ/H , ma mostrano un rapido incremento del livello di danno una volta superata una soglia critica di deformazione, associata alla perdita del contributo dei tamponamenti. I Pilotis frame, invece, evidenziano una dispersione più ampia lungo l'asse degli spostamenti, con valori di Δ/H significativamente maggiori anche in presenza di F/W più contenuti. In questi casi, livelli di danno elevati sono raggiunti prevalentemente per effetto della concentrazione delle deformazioni al piano pilotis, indicando un comportamento governato da meccanismi deformativi e dalla formazione di un piano soffice.

L'altezza dell'edificio contribuisce ulteriormente a modulare la risposta globale: le tipologie alte mostrano, a parità di F/W , valori di Δ/H sistematicamente superiori rispetto agli edifici di media altezza, con una correlazione del danno più marcata con la domanda deformativa che con la forza di base. Ciò suggerisce una risposta prevalentemente spostamento-controllata, con accumulo di drift globale come principale fattore di danneggiamento.

Poiché l'analisi forza-spostamento evidenzia differenze significative nella modalità di assorbimento della domanda sismica, risulta necessario approfondire il ruolo della deformazione globale nel controllo del danneggiamento strutturale. A tal fine, i risultati NLDA sono stati ulteriormente analizzati attraverso la relazione tra lo spostamento massimo normalizzato in sommità (Δ/H) e il rapporto di duttilità (DR), al fine di valutare il grado di sfruttamento della capacità plastica in funzione della domanda deformativa. La rappresentazione della relazione tra lo spostamento massimo normalizzato alla sommità dell'edificio (Δ/H) e il rapporto di duttilità (DR), mostrata in Figura 4.11, consente di analizzare in modo diretto il livello di sfruttamento della capacità plastica al crescere della domanda deformativa globale. Anche in questo caso, i risultati sono organizzati per periodo di costruzione, configurazione strutturale e altezza dell'edificio, con i simboli colorati in funzione del livello di danno.

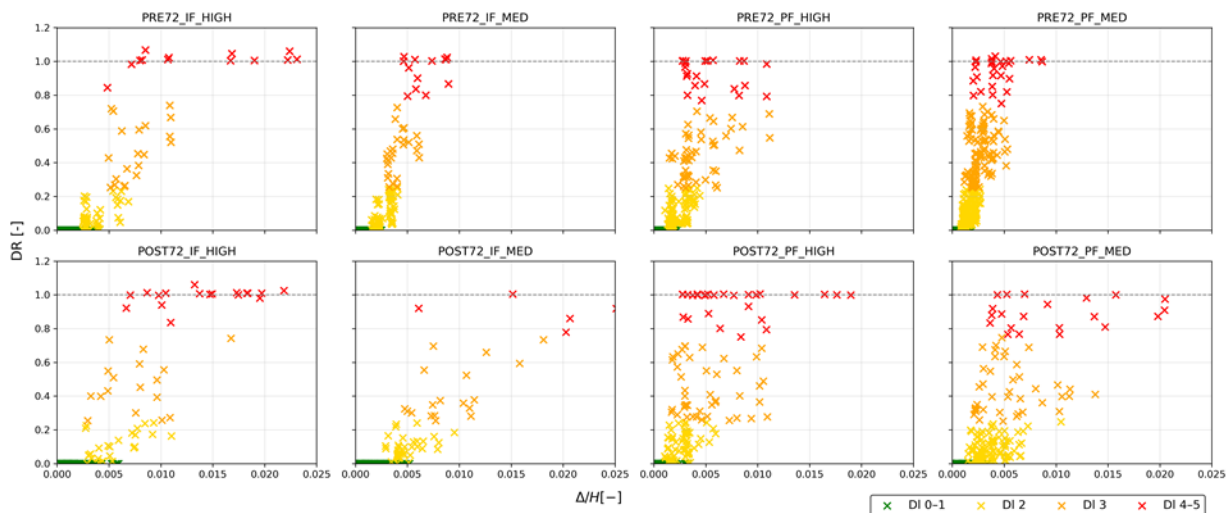


Figura 4.11. Relazione tra spostamento massimo normalizzato alla sommità dell'edificio (Δ/H) e rapporto di duttilità (DR) per le otto classi tipologiche analizzate. I risultati sono distinti in funzione del periodo di costruzione (Pre'72 e Post'72), della configurazione strutturale (Infill frame e Pilotis frame) e dell'altezza dell'edificio (media e alta), con i simboli colorati in base al livello di danno (DI)

Gli edifici Pre'72 mostrano un incremento rapido del rapporto di duttilità già per valori contenuti di Δ/H . In particolare, per entrambe le configurazioni strutturali, numerosi casi raggiungono valori di DR prossimi o superiori all'unità per spostamenti normalizzati inferiori a circa 0.005, evidenziando un esaurimento precoce della capacità plastica. Tale comportamento risulta coerente con la concentrazione di livelli di danno elevati osservata nelle precedenti analisi e indica una limitata riserva di duttilità residua una volta superato il campo elastico. Al contrario, gli edifici Post'72 evidenziano una crescita più graduale del rapporto di duttilità al crescere dello spostamento normalizzato. Per queste tipologie, valori elevati di DR sono generalmente associati a Δ/H significativamente maggiori, indicando una migliore distribuzione delle deformazioni

plastiche e una maggiore capacità di sostenere deformazioni globali senza un incremento immediato del danneggiamento.

Il confronto tra Infill frame e Pilotis frame mette in luce differenze rilevanti nei meccanismi di risposta. Gli Infill frame mostrano una tendenza a sviluppare valori elevati di DR in corrispondenza di incrementi relativamente contenuti di Δ/H , coerentemente con un comportamento caratterizzato da una rigidità iniziale elevata ma da una rapida perdita di capacità plastica una volta superata la soglia elastica. I Pilotis frame, invece, presentano una dispersione più ampia dei punti lungo l'asse degli spostamenti, con un incremento del DR più progressivo, ma associato a una concentrazione delle deformazioni nei pilastri del piano pilotis, che può condurre a condizioni critiche di danno locale.

L'altezza dell'edificio influisce ulteriormente sull'evoluzione della risposta: gli edifici alti tendono a raggiungere valori simili di DR a fronte di spostamenti normalizzati più elevati rispetto agli edifici di media altezza, suggerendo una risposta prevalentemente governata dalla domanda deformativa globale piuttosto che dal rapido esaurimento della capacità plastica locale.

Al fine di approfondire ulteriormente il legame tra domanda sismica globale e danneggiamento strutturale, i risultati delle NLDA sono stati infine analizzati in termini di relazione tra la forza di taglio alla base normalizzata (F/W) e il livello di danno (DI). Tale analisi consente di valutare in che misura l'incremento del danno sia effettivamente correlato alla domanda globale di forza, e di distinguere tra tipologie forza-controllate e tipologie governate prevalentemente dalla domanda deformativa. La Figura 4.12 mostra la distribuzione dei valori della forza di taglio alla base normalizzata in funzione del livello di danno (DI), rappresentata mediante box plot per ciascuna delle otto classi tipologiche considerate. Questa rappresentazione consente di analizzare non solo l'andamento medio della domanda di forza al crescere del danno, ma anche la variabilità e la sovrapposizione dei valori associati ai diversi livelli di DI.

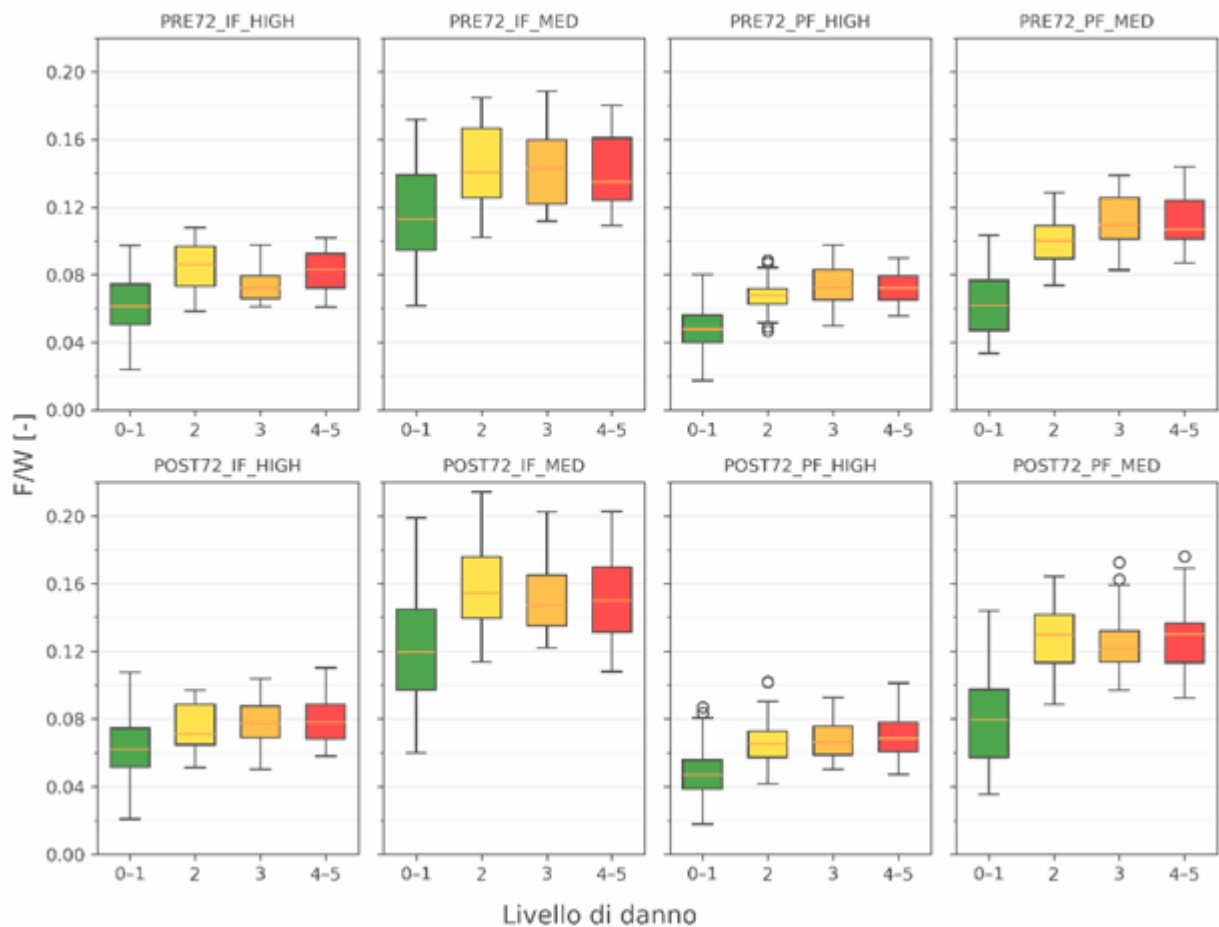


Figura 4.12- Distribuzione dei valori della forza di taglio alla base normalizzata (F/W) in funzione del livello di danno (DI) per le otto classi tipologiche analizzate.

La relazione tra la forza di taglio alla base normalizzata e il livello di danno, rappresentata in Figura 4.12 mediante box plot, evidenzia un comportamento ricorrente e sostanzialmente indipendente dalla specifica classe tipologica. In tutte le otto tipologie analizzate è possibile distinguere due regimi principali di risposta in termini di domanda di forza.

Il primo regime, associato ai livelli di danno $DI = 0-1$, è caratterizzato da valori di F/W significativamente più contenuti e da una maggiore separazione rispetto ai livelli di danno successivi. Il passaggio a $DI = 2$ comporta un incremento marcato della forza di base, indicando l'ingresso in campo non lineare e la mobilitazione della capacità resistente globale della struttura.

Al contrario, per i livelli di danno più elevati ($DI = 2-3-4$), le distribuzioni di F/W risultano molto simili tra loro, con valori mediani e intervalli di variabilità comparabili in tutte le classi tipologiche. Questo comportamento suggerisce che, una volta raggiunto il regime non lineare, ulteriori incrementi del danno non sono accompagnati da un aumento significativo della domanda globale di forza, ma risultano prevalentemente associati all'accumulo di deformazioni e alla progressiva degradazione della capacità strutturale.

Tale evidenza indica l'esistenza di una soglia di forza oltre la quale il danneggiamento evolve in modo sostanzialmente forza-indipendente, rafforzando l'interpretazione di una risposta governata da meccanismi deformativi piuttosto che dal superamento di ulteriori picchi resistivi.

Nel complesso, le Analisi Dinamiche Non Lineari condotte sulle otto classi tipologiche hanno consentito di chiarire i principali meccanismi che governano la risposta sismica e l'evoluzione del danneggiamento strutturale, evidenziando il ruolo congiunto della domanda globale di forza, della risposta deformativa e dello sfruttamento della capacità plastica. L'analisi forza-spostamento ha mostrato come il passaggio da stati di danno lieve a condizioni di danneggiamento moderato avvenga con modalità fortemente dipendenti dalla capacità deformativa della struttura, mentre la relazione tra spostamento normalizzato e rapporto di duttilità ha messo in luce differenze significative nella rapidità di esaurimento della capacità plastica tra le diverse tipologie edilizie.

L'analisi della relazione tra forza di taglio alla base normalizzata e livello di danno ha inoltre evidenziato un risultato di carattere generale: superata una soglia di forza globale associata all'ingresso in campo non lineare, l'evoluzione del danneggiamento non è accompagnata da incrementi significativi della forza di base, ma risulta governata prevalentemente dall'accumulo di deformazioni e dalla progressiva degradazione della capacità strutturale. Tale comportamento conferma una transizione da un regime inizialmente forza-controllato a un regime spostamento-controllato nelle fasi avanzate della risposta sismica.

4.3 Calibrazione e costruzione delle curve di capacità trilineari

La risposta dinamica globale dei sistemi strutturali analizzati e le prestazioni valutate mediante analisi numeriche e sperimentali possono essere efficacemente sintetizzate attraverso una rappresentazione idealizzata della curva di capacità in forma trilineare elastoplastica. Tale rappresentazione consente di descrivere in modo compatto la relazione forza-spostamento del sistema, facilitando l'identificazione della rigidezza iniziale, della resistenza massima e della capacità deformativa complessiva di ciascuna classe tipologica.

Nel presente studio, la curva di capacità è espressa in termini di forza di taglio alla base normalizzata rispetto al peso totale dell'edificio (F/W) e di spostamento in sommità normalizzato rispetto all'altezza complessiva della struttura (Δ/H). Questa scelta consente di rendere confrontabili edifici caratterizzati da scale geometriche e masse differenti, permettendo una generalizzazione dei risultati a classi tipologiche omogenee. In particolare, la normalizzazione della forza rispetto al peso consente di lavorare direttamente in termini di accelerazione efficace, riducendo la sensibilità dell'analisi alle incertezze associate alla stima della massa strutturale, che nei casi reali è spesso valutata mediante approcci indiretti basati su densità medie dei materiali.

4.3.1 Misure sperimentali del periodo fondamentale per la caratterizzazione dinamica

Le otto classi tipologiche individuate sono state inoltre caratterizzate mediante registrazione di rumore sismico ambientale a stazione singola, secondo la procedura illustrata nel Capitolo 2 e risultati discussi nel capitolo 3.

Il dataset sperimentale iniziale comprende 153 edifici monitorati; ai fini della presente analisi sono stati selezionati i soli edifici in calcestruzzo armato, ottenendo un campione finale di 143 edifici. Ciascun edificio è stato quindi collocato in una delle otto classi tipologiche adottate anche per le analisi numeriche. Questa impostazione assicura coerenza tra la classificazione tipologica impiegata nell'interpretazione numerica e quella utilizzata per la lettura dei risultati sperimentali.

Per ciascuna di queste classi in Figura 4.13 è riportata la distribuzione del periodo fondamentale T , stimato mediante analisi delle registrazioni ambientali. Questa rappresentazione consente di evidenziare i valori mediani del periodo e le differenze sistematiche tra le classi, riducendo l'influenza dei singoli casi estremi.

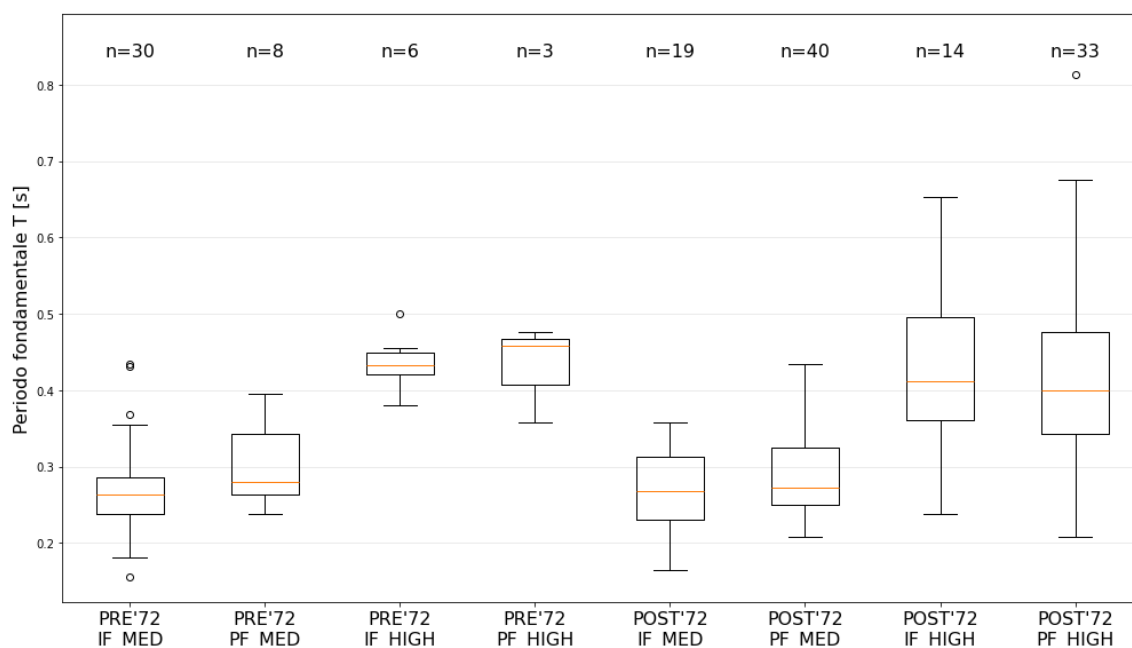


Figura 4.13. Distribuzione dei valori del periodo fondamentale T misurato sperimentalmente per ciascuna classe tipologica.

I periodi misurati si collocano tipicamente nell'intervallo $\sim 0.20\text{--}0.30$ s per le tipologie MED e $\sim 0.35\text{--}0.50$ s per le tipologie ALTI. Pur essendo un effetto atteso e già discusso in precedenza, questa separazione fornisce un riferimento quantitativo utile per contestualizzare le differenze legate a età e configurazione strutturale.

Con riferimento al periodo di costruzione, le distribuzioni mostrano una tendenza sistematica a periodi leggermente più elevati per gli edifici Pre'72 rispetto ai Post'72 all'interno di classi comparabili, suggerendo una rigidità globale mediamente inferiore delle costruzioni più datate e una maggiore eterogeneità delle soluzioni costruttive.

La configurazione strutturale emerge come ulteriore parametro discriminante: a parità di altezza e periodo di costruzione, le tipologie Pilotis frame mostrano in media periodi fondamentali leggermente più lunghi rispetto alle tipologie Infill frame. Questo risultato è coerente con la minore rigidità laterale globale associata alla presenza di un piano pilotis, dove l'assenza di tamponamenti al piano terra riduce il contributo complessivo alla rigidità laterale del sistema. In termini pratici, il box plot evidenzia per le classi PF mediane spostate verso valori di T più elevati e, in alcuni casi, una dispersione maggiore, indicativa di una risposta elastica più sensibile alle differenze geometriche e costruttive tra edifici.

Nel complesso, l'analisi sperimentale dei periodi fondamentali fornisce una caratterizzazione quantitativa coerente della risposta dinamica elastica degli edifici monitorati, confermando il

ruolo del periodo di costruzione e della configurazione strutturale come parametri discriminanti tra le diverse classi tipologiche e costituendo un riferimento quantitativo per l'interpretazione delle analisi successive. Tale contributo fornisce un riferimento utile per le successive elaborazioni e per la discussione integrata dei risultati.

A partire da questi risultati, la curva di capacità trilineare è costruita articolando la risposta strutturale in tre fasi distinte: fase elastica, fase di snervamento e fase plastica fino al collasso. Questa è stata definita integrando in modo coerente informazioni sperimentali e risultati delle analisi numeriche (NLDA).

4.3.2 Fase elastica

Il primo tratto della curva di capacità è definito a partire dal periodo fondamentale definito sperimentalmente mediante misure di rumore sismico ambientale. È noto che il periodo misurato in sito non rappresenta esclusivamente le proprietà dinamiche della struttura, ma riflette la risposta dell'intero sistema suolo–fondazione–edificio. Di conseguenza, esso fornisce una stima diretta e realistica del comportamento dinamico elastico dell'edificio, includendo effetti che le modellazioni numeriche semplificate non riescono a catturare pienamente.

Assumendo un modello equivalente a un oscillatore a un grado di libertà incastrato alla base, la relazione forza–spostamento in campo elastico è espressa come:

$$F_e = K * \Delta_e \quad (\text{Eq. 4.2})$$

Nel presente lavoro, forza e spostamento sono espressi in forma normalizzata rispetto al peso totale W e all'altezza complessiva H . In tale formulazione, la rigidezza non assume più il significato di grandezza fisica assoluta, ma viene espressa attraverso un coefficiente di rigidezza normalizzato C_K , definito come:

$$C_K = K_{exp} * \left(\frac{H}{W}\right) = 4\pi^2 * \frac{\alpha * m}{T_{exp}^2} * \left(\frac{H}{m * g}\right) = 4\pi^2 * \frac{\alpha * H}{T_{exp}^2 * g} \quad (\text{Eq. 4.3})$$

dove T_{exp} è valore mediano del periodo fondamentale sperimentale relativo a ciascuna classe tipologica, g l'accelerazione di gravità e α il fattore correttivo introdotto per tenere conto della possibile differenza tra la massa totale dell'edificio monitorato sperimentalmente e quella dell'edificio modellato numericamente.

Tale differenza è intrinseca al confronto tra due modelli distinti — uno reale e uno numerico — e riflette le inevitabili incertezze associate alla definizione della massa strutturale complessiva nei modelli di calcolo. Nel presente lavoro, il parametro α è assunto variabile nell'intervallo 0.8-1.2, corrispondente a una variazione della massa totale del $\pm 20\%$ tra edificio reale e modello numerico.

Dall'Eq. (4.3) risulta che la massa totale dell'edificio si semplifica formalmente nella definizione di C_k ; tuttavia, l'introduzione di α consente di preservare la coerenza fisica del confronto tra modelli non perfettamente equivalenti, definendo un intervallo di rigidezza normalizzata entro il quale è ragionevole collocare la risposta elastica del sistema.

Ne consegue che C_k dipendente unicamente dall'altezza H , dal periodo T_{exp} e dalla variabilità introdotta dal parametro α , che genera un involuppo di pendenze che definisce un intervallo fisicamente plausibile entro cui collocare la risposta elastica sperimentale.

Normalizzando l'Eq. (4.2), si ottiene la legge elastica in forma adimensionale:

$$F_{e,norm} = C_k * \Delta_{e,norm} \quad (\text{Eq. 4.4})$$

Il tratto elastico della curva di capacità è stato pertanto ricostruito a partire dall'Eq. (4.4). A titolo esemplificativo, nella Figura 4.14 è riportata la costruzione del primo tratto elastico per la classe tipologica PRE'72_PF_M. Il valore della forza normalizzata $F_{e,norm}$ è stato fissato

assumendo il 5° percentile delle forze che, nelle NLDA, conducono al raggiungimento del livello di danno DL = 1, identificando così il limite superiore del comportamento elastico globale.

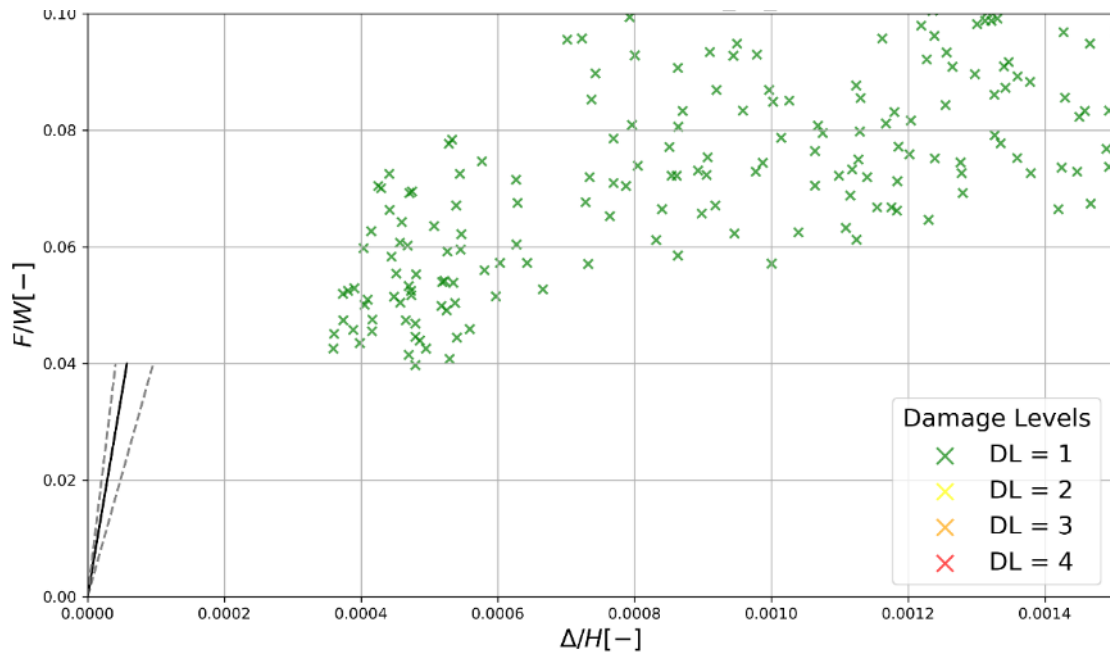


Figura 4.14. Costruzione del tratto elastico della curva di capacità, definito a partire dal periodo fondamentale misurato sperimentalmente per la classe tipologica considerata (PRE'72_PF_M), nel piano forza di taglio alla base normalizzata F/W – spostamento in sommità normalizzato Δ/H . I punti rappresentano i risultati delle Analisi Dinamiche Non Lineari (NLDA), distinti in funzione del livello di danno (DL).

Come evidenziato dalla figura 4.14, la pendenza elastica ricavata a partire dai dati sperimentali risulta sistematicamente più elevata rispetto a quella ottenuta dalle simulazioni numeriche. Tale discrepanza, ampiamente documentata in letteratura (Gallipoli et al., 2010; Michel et al., 2010; Güler et al., 2010; Mucciarelli et al., 2013; Gangone et al., 2023), conferma l'esistenza di un divario strutturale tra la rigidezza iniziale dedotta da modelli numerici idealizzati e quella osservata sperimentalmente, e giustifica l'impiego dei periodi misurati in sito per ancorare il primo tratto della curva di capacità a una risposta dinamica più rappresentativa del comportamento reale dell'edificio.

Per approfondire ulteriormente la discrepanza osservata tra la rigidezza elastica ricavata sperimentalmente e quella ottenuta mediante modellazione numerica, il periodo elastico è stato stimato anche utilizzando la relazione empirica prescritta dall'Eurocodice 8:

$$T_{code} = C_t * H^{\left(\frac{3}{4}\right)}; \quad \text{con } C_t = 0,75 \quad (\text{Eq. 4.5})$$

Tale formulazione, largamente impiegata nella pratica progettuale, fornisce una stima semplificata del periodo fondamentale basata esclusivamente sull'altezza dell'edificio e su un coefficiente calibrato in funzione del materiale di costruzione, senza tenere conto della configurazione strutturale reale e degli effetti di interazione suolo-struttura. Applicando la stessa procedura descritta per il caso sperimentale, il tratto elastico della curva di capacità è stato quindi ricostruito anche utilizzando il periodo normativo T_{code} . In Figura 4.15 sono riportate le pendenze del tratto elastico ottenute attraverso i due approcci distinti. In particolare, le rette continue rappresentano il tratto elastico calcolato a partire dal periodo sperimentale T_{exp} , mentre le rette in tratto-punto sono state ottenute sostituendo il periodo sperimentale con il periodo normativo T_{code} , mantenendo invariata la formulazione del coefficiente di rigidezza normalizzato e la variabilità del parametro α .

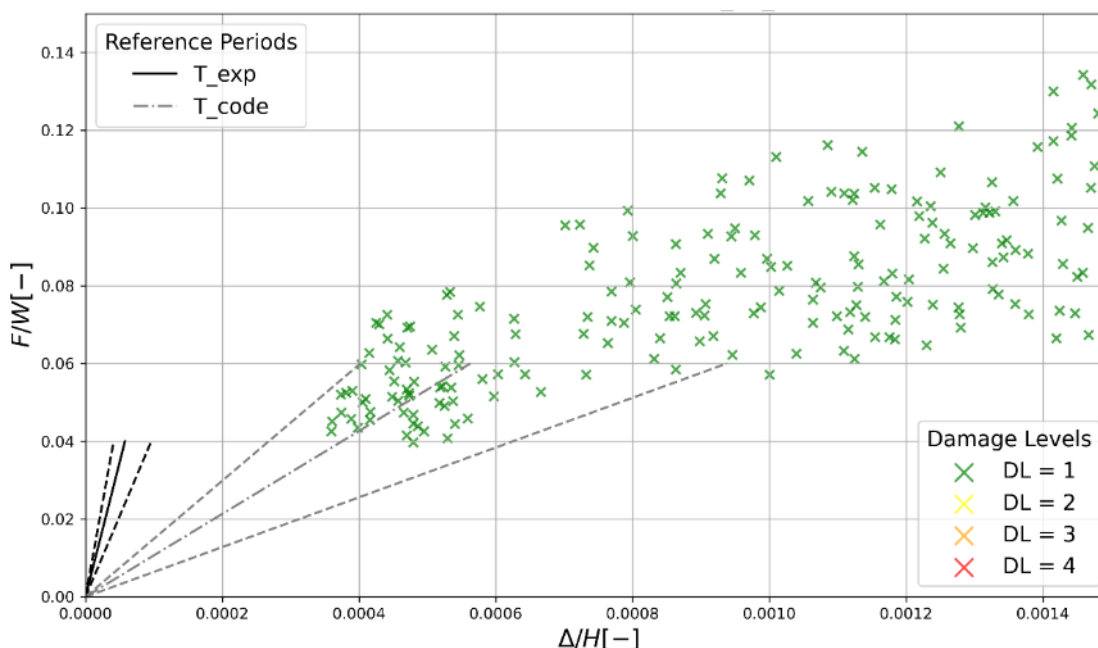


Figura 4.15. Confronto tra le pendenze del tratto elastico della curva di capacità ricostruite utilizzando il periodo fondamentale sperimentale T_{exp} (linee continue) e il periodo stimato secondo la relazione normativa dell'Eurocodice 8 T_{code} (linee tratto-punto), per la classe tipologica considerata (PRE'72 PF M). I punti rappresentano i risultati delle Analisi Dinamiche Non Lineari (NLDA), distinti in funzione del livello di danno (DL). La figura evidenzia la differenza di rigidità iniziale associata ai due approcci e la loro diversa coerenza con l'andamento iniziale della risposta numerica.

L'analisi comparativa delle pendenze evidenzia come l'impiego del periodo normativo conduca sistematicamente a una riduzione significativa della rigidità elastica iniziale, traducendosi in un tratto elastico meno inclinato rispetto a quello derivato dai dati sperimentali. Questo risultato è una conseguenza diretta della dipendenza quadratica inversa del coefficiente di rigidità normalizzato dal periodo ($C_k \propto T^{-2}$): periodi più elevati, come quelli stimati tramite la relazione normativa, producono valori di rigidità sensibilmente inferiori.

Un aspetto rilevante che emerge dalla Figura 4.19 è che le pendenze ottenute mediante T_{code} tendono ad interpolare meglio l'andamento iniziale dei punti numerici associati ai primi livelli di danneggiamento (DL = 1), rispetto a quelle basate sul periodo sperimentale. In altri termini, sebbene il periodo normativo fornisca una stima meno rappresentativa del comportamento dinamico reale dell'edificio in condizioni di esercizio, esso appare maggiormente coerente con la rigidità iniziale implicitamente assunta nei modelli numerici utilizzati per le NLDA. In questo contesto, il periodo normativo T_{code} non è impiegato come stima alternativa del periodo reale dell'edificio, bensì come riferimento di controllo per la coerenza del modello equivalente SDOF adottato nella costruzione del primo tratto della curva di capacità. La prossimità tra la pendenza elastica ottenuta mediante T_{code} e l'andamento iniziale dei risultati numerici conferma che la differenza osservata rispetto al periodo sperimentale T_{exp} non è riconducibile a errori di modellazione, ma alla naturale idealizzazione del comportamento elastico nei modelli numerici. Questa osservazione suggerisce che la discrepanza tra rigidità sperimentale e numerica non sia riconducibile a un errore di stima del periodo in sé, ma piuttosto a una differente rappresentazione del sistema fisico nei due approcci: da un lato, il periodo sperimentale riflette la risposta del sistema suolo-fondazione-edificio nel campo elastico reale; dall'altro, il periodo normativo e quello numerico incorporano implicitamente ipotesi semplificative sulla distribuzione di massa, sulla rigidità degli elementi strutturali e sulle condizioni di vincolo alla base.

La tabella seguente (Tab. 4.4) confronta i valori del Periodo T_e , del coefficiente di rigidità C_k e dello spostamento Δ_e ottenuti sia per il tratto sperimentale sia per quello numerico. Tali confronti tengono conto anche della variazione del parametro α ; la tabella mostra inoltre il rapporto tra i rispettivi valori valutati.

$\alpha = 1.3$	$\alpha = 1$	$\alpha = 0.7$
----------------	--------------	----------------

T_{e_exp} [s]		0.26	
T_{e_code} [s]		0.67	
T_{e_exp}/T_{e_code} [–]		0.39	
C_{k_exp} [–]	970.32	693.09	415.85
C_{k_code} [–]	149.29	106.63	63.98
C_{k_exp}/C_{k_code} [–]	6.50	6.50	6.5
Δ_{e_exp}/H [–]	0.000041	0.000058	0.000096
Δ_{e_code}/H [–]	0.000268	0.000375	0.000625
$(\Delta_{exp}/H)/(\Delta_{code}/H)$ [–]	0.15	0.15	0.15
Δ_{e_exp} [mm]	0.49	0.69	1.15
Δ_{e_code} [mm]	3.21	4.50	7.49

Tab. 4.4. Confronto tra i parametri del tratto elastico della curva di capacità ricavati a partire dal periodo fondamentale sperimentale T_{e_exp} e dal periodo stimato secondo la relazione normativa T_{e_code} , per la classe tipologica considerata (PRE'72 PF_M). Sono riportati i valori del coefficiente di rigidezza normalizzato C_k , degli spostamenti elastici normalizzati Δ_e/H e dimensionali Δ_e , nonché i rapporti tra i corrispondenti parametri sperimentali e normativi. I risultati sono forniti per diversi valori del parametro α , introdotto per rappresentare la possibile variabilità della massa totale equivalente tra edificio reale e modello numerico.

Il rapporto T_{e_exp}/T_{e_code} varia tra 0.39 e 0.44, con un valore medio pari a 0.41. Ciò indica che i periodi misurati sperimentalmente sono circa il 60% più bassi rispetto a quelli calcolati tramite la relazione normativa. Il rapporto C_{k_exp}/C_{k_code} oscilla tra 5.17 e 6.78. Questo significa che il coefficiente di rigidezza normalizzato ottenuto sperimentalmente è in media circa 6 volte maggiore rispetto al valore derivato dal periodo normativo. Il risultato è coerente con la dipendenza inversa di C_k dal quadrato del periodo: valori sperimentali di T più bassi generano valori di C_k significativamente più elevati.

Questa differenza si riflette direttamente negli spostamenti elastici normalizzati e dimensionali. Infatti, il rapporto tra gli spostamenti normalizzati $(\Delta_{exp}/H)/(\Delta_{code}/H)$ è compreso tra 0.136 e 0.207. Gli spostamenti elastici sperimentali risultano quindi circa 6 volte inferiori rispetto a quelli calcolati con i periodi normativi, in diretta coerenza con quanto osservato per il coefficiente di rigidezza.

Alla luce di queste considerazioni, il tratto elastico della curva di capacità viene definito a partire dal periodo sperimentale T_{exp} , in quanto rappresentativo del comportamento dinamico reale dell'edificio nel campo elastico. Tuttavia, tale tratto non è utilizzato in modo indipendente dai risultati numerici. Infatti, il primo tratto della curva di capacità risulta vincolato ai dati numerici (NLDA) attraverso il valore di $F_{e,norm}$ che fornisce il limite superiore di tale tratto. Tale vincolato garantisce realismo fisico nella fase elastica e continuità concettuale con i successivi tratti della curva di capacità trilineare.

4.3.3 Fase di snervamento

La fase di snervamento rappresenta la transizione tra il comportamento elastico globale della struttura e l'ingresso in un regime non lineare caratterizzato dallo sviluppo di deformazioni permanenti negli elementi strutturali. In questa fase, pur non essendo ancora attivato un meccanismo di collasso, la struttura esaurisce la propria capacità di risposta lineare e inizia a manifestare plasticizzazioni localizzate, con una conseguente riduzione progressiva della rigidezza globale del sistema. Nel contesto del presente studio, lo snervamento non è inteso come il raggiungimento della soglia di plasticizzazione di un singolo elemento strutturale, bensì come uno snervamento globale equivalente, rappresentativo dell'inizio di un comportamento strutturale diffusamente non lineare. Tale definizione è coerente con l'approccio macroscopico adottato per la costruzione della curva di capacità e con l'interpretazione dei livelli di danno derivanti dalle Analisi Dinamiche Non Lineari.

Il secondo tratto della curva di capacità è costruito a partire dal punto terminale del tratto elastico e viene definito mediante l'individuazione di un punto di snervamento ($F_{y,norm}$, $\Delta_{y,norm}$)

ancorato esclusivamente a criteri numerici oggettivi. In particolare, la forza di snervamento normalizzata $F_{y, \text{norm}}$ è assunta pari al 50° percentile delle forze che, nelle NLDA, conducono al raggiungimento di livelli di danno moderato (DL= 2-3-4). Tale valore mediano è compreso all'interno dell'intervallo delimitato dal 25° e dal 75° percentile della medesima distribuzione di forze, che rappresenta la variabilità intrinseca della capacità resistente globale nel campo non lineare. Questa scelta consente di identificare una soglia di forza statisticamente rappresentativa della transizione verso il regime non lineare avanzato, riducendo l'influenza di valori estremi e garantendo una definizione statisticamente robusta del modello.

Lo spostamento di snervamento normalizzato $\Delta_{y, \text{norm}}$ è invece determinato assumendo il 5° percentile degli spostamenti associati al raggiungimento del livello di danno DL=2, che rappresenta l'inizio del danneggiamento strutturale significativo. Tale criterio consente di intercettare l'ingresso nel regime non lineare a bassi livelli di deformazione globale, evitando di anticipare eccessivamente lo snervamento e mantenendo continuità con la fase elastica precedentemente definita.

L'impiego congiunto di questi due criteri consente di definire il punto di snervamento come un compromesso coerente tra domanda in termini di forza e domanda deformativa, evitando definizioni arbitrarie e garantendo una transizione graduale e fisicamente consistente tra il comportamento elastico e quello non lineare. La Figura 4.16 illustra la costruzione del secondo tratto della curva di capacità e la sua collocazione rispetto alla distribuzione dei risultati NLDA per i diversi livelli di danno.

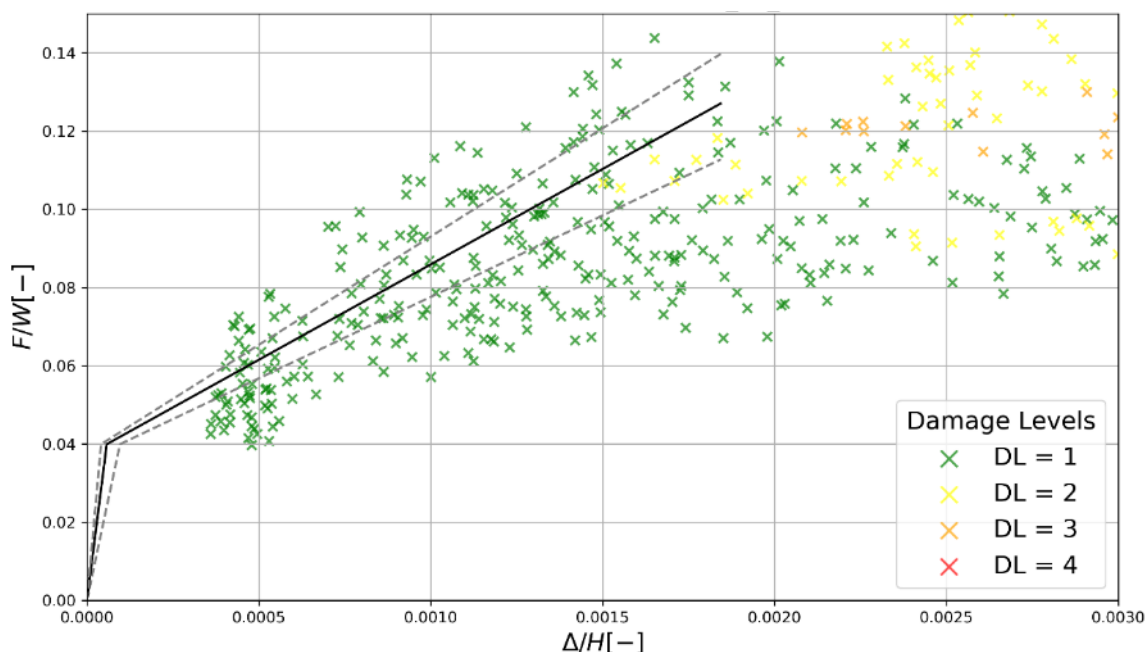


Figura 4.16. Costruzione del tratto di snervamento della curva di capacità per la classe tipologica considerata (PRE'72_PF_M), rappresentata nel piano forza di taglio alla base normalizzata F/W – spostamento in sommità normalizzato Δ/H . I punti indicano i risultati delle Analisi Dinamiche Non Lineari (NLDA), distinti in funzione del livello di danno (DL).

Come evidenziato dalla Figura 4.16, il punto di snervamento individuato intercetta una regione della risposta strutturale caratterizzata da una dispersione significativa dei risultati NLDA, ma già chiaramente distinta dal comportamento puramente elastico. I punti associati al livello di danno DL=1 risultano prevalentemente concentrati in prossimità del tratto di snervamento appena definito, fase che termina con l'inizio del danneggiamento strutturale (DL=2). Infatti, la posizione del punto di snervamento risulta coerente con la progressiva transizione osservata nei risultati numerici dal regime elastico a quello non lineare. In particolare, la forza di snervamento normalizzata intercetta l'intervallo in cui la domanda globale di forza tende a stabilizzarsi, mentre lo spostamento continua ad aumentare, indicando l'attivazione di meccanismi deformativi e la riduzione della rigidità globale del sistema.

La figura mostra inoltre come, una volta superato il punto di snervamento, l'evoluzione della risposta sia governata prevalentemente dalla domanda deformativa piuttosto che da ulteriori incrementi della forza di base. Questo comportamento giustifica l'adozione di una rappresentazione trilineare e prepara il passaggio alla fase plastica della curva di capacità, nella quale la capacità di spostamento assume un ruolo dominante nella descrizione delle prestazioni strutturali.

4.3.4 Fase plastica e collasso

La fase di plasticizzazione rappresenta il regime di risposta successivo allo snervamento, nel quale la struttura sviluppa cerniere plastiche diffuse nelle sezioni critiche e inizia ad accumulare deformazioni permanenti significative. In questa fase, la rigidità globale del sistema risulta fortemente degradata e la risposta strutturale diventa prevalentemente controllata dalla capacità di deformazione piuttosto che dalla resistenza. Coerentemente con tale comportamento, nel modello adottato la fase post-snervamento è rappresentata mediante un tratto orizzontale della curva di capacità, assumendo una rigidità normalizzata nulla. Ciò implica che, una volta raggiunto lo snervamento, ulteriori incrementi di spostamento globale non siano accompagnati da un incremento della forza di base, ma siano associati alla progressiva estensione della plasticizzazione e alla degradazione della capacità resistente.

A partire dal punto di snervamento, la curva di capacità viene quindi estesa orizzontalmente fino a raggiungere uno spostamento massimo $\Delta_{\max}$, definito come il 50° percentile degli spostamenti associati al raggiungimento dei livelli di danno $DL = 3$ e $DL = 4$ nelle analisi dinamiche non lineari. La forza associata a questo tratto è assunta costante e pari a $F_{y,med}$ assunta all'interno dell'intervallo delimitato dal 25° e dal 75° percentile della medesima forza, ovvero la stessa forza considerata nel precedente tratto di snervamento. Tale assunzione consente di rappresentare in modo coerente la fase plastica della risposta strutturale, ancorandola a un valore statisticamente rappresentativo della capacità resistente globale nel campo non lineare avanzato. Questa scelta risulta inoltre pienamente coerente con l'evidenza emersa dalla precedente analisi della relazione tra forza di taglio normalizzata e livello di danno (Figura 4.12), secondo la quale, una volta raggiunto il regime non lineare, l'evoluzione del danneggiamento non è associata a ulteriori incrementi significativi della domanda globale di forza, ma è governata principalmente dall'accumulo di deformazioni e dalla progressiva degradazione della capacità strutturale.

La fase di collasso è infine definita come il limite ultimo di deformabilità della struttura, oltre il quale la relazione forza-spostamento perde significato fisico a causa della formazione di un meccanismo cinematico globale e della perdita della capacità portante. In questo studio, lo spostamento ultimo Δ_u è assunto pari al 75° percentile degli spostamenti associati ai livelli di danno $DL = 3$ e $DL = 4$, fornendo una stima cautelativa ma statisticamente significativa della capacità ultima di spostamento.

La Figura 4.17 sintetizza l'intera procedura di costruzione della curva di capacità, mostrando in modo integrato i punti caratteristici dei diversi tratti (elastico, snervamento, plastico e collasso) e i criteri percentili adottati. Tale rappresentazione evidenzia come la curva di capacità non derivi da un'unica fonte informativa, ma sia il risultato di un'integrazione coerente tra dati sperimentali, risultati numerici e assunzioni modellistiche fisicamente motivate.

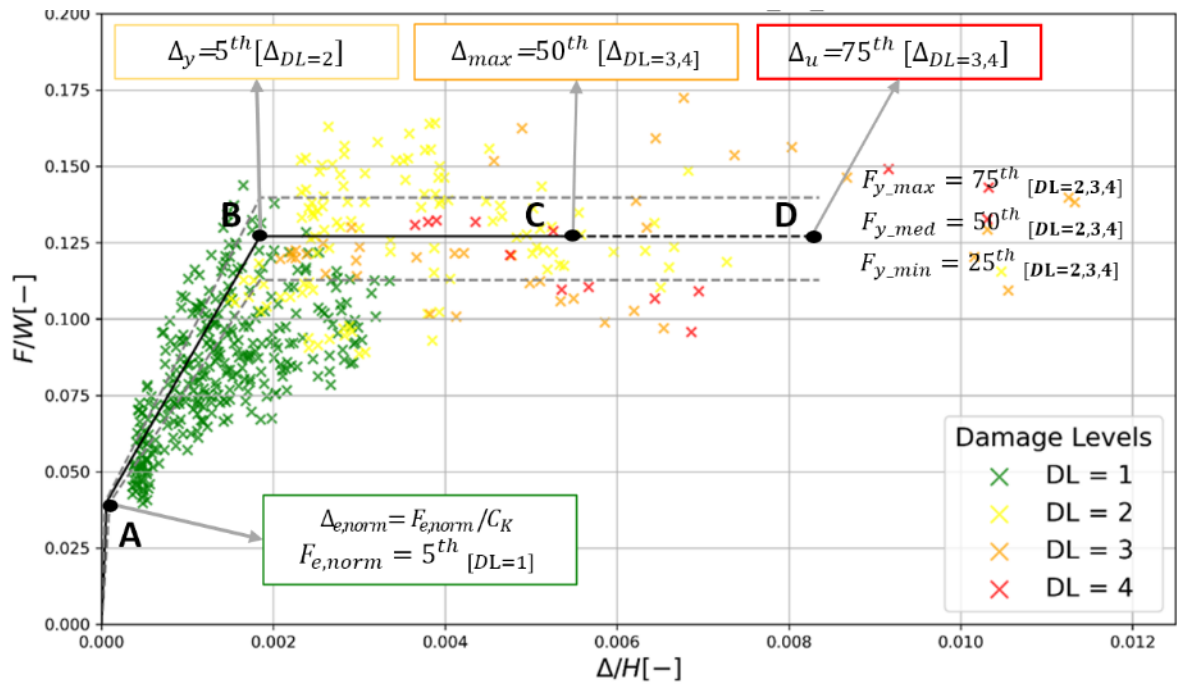
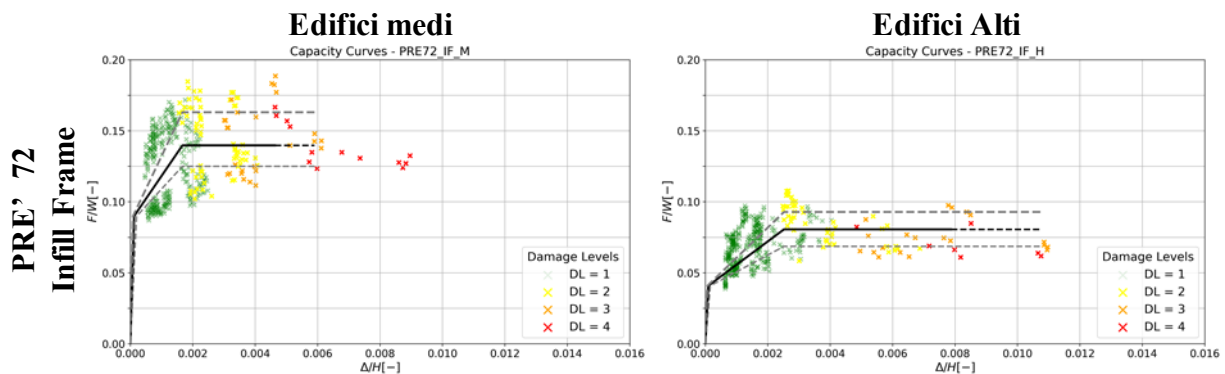


Figura 4.17. Schema riassuntivo della procedura di costruzione della curva di capacità trilineare in termini di forza di taglio alla base normalizzata F/W e spostamento in sommità normalizzato Δ/H . Sono evidenziati il tratto elastico (A), definito a partire dal periodo fondamentale misurato sperimentalmente, il punto di snervamento (B) individuato sulla base dei percentili delle forze e degli spostamenti associati ai primi livelli di danno, la fase plastica (C) a forza costante e la fase di collasso (D), definita in termini di capacità ultima di spostamento. La rappresentazione sintetizza i criteri adottati per integrare dati sperimentali e risultati delle analisi dinamiche non lineari nella definizione della curva di capacità.

4.3.5 Curve di capacità trilineari per le classi tipologiche

Sulla base della procedura di costruzione della curva di capacità descritta nel paragrafo precedente, sono state elaborate le curve di capacità trilineari per ciascuna delle otto classi tipologiche individuate. Per ogni classe, la curva di capacità è stata definita integrando in modo coerente i parametri dinamici misurati sperimentalmente e i risultati delle Analisi Dinamiche Non Lineari, applicando in modo sistematico i criteri percentili adottati per la definizione dei tratti elastico, di snervamento, plastico e di collasso. Per ciascuna classe, i parametri caratteristici della curva — rigidità elastica iniziale, forza di snervamento, capacità deformativa in campo plastico e spostamento ultimo — riflettono le specificità strutturali e costruttive proprie della tipologia considerata.

Nel seguito (Figura 4.18), le curve di capacità delle diverse classi tipologiche sono presentate e discusse con riferimento alle principali differenze osservate in termini di rigidità, resistenza e capacità di deformazione, evidenziando il ruolo del periodo di costruzione, della configurazione strutturale e dell'altezza dell'edificio nel controllo della risposta sismica globale.



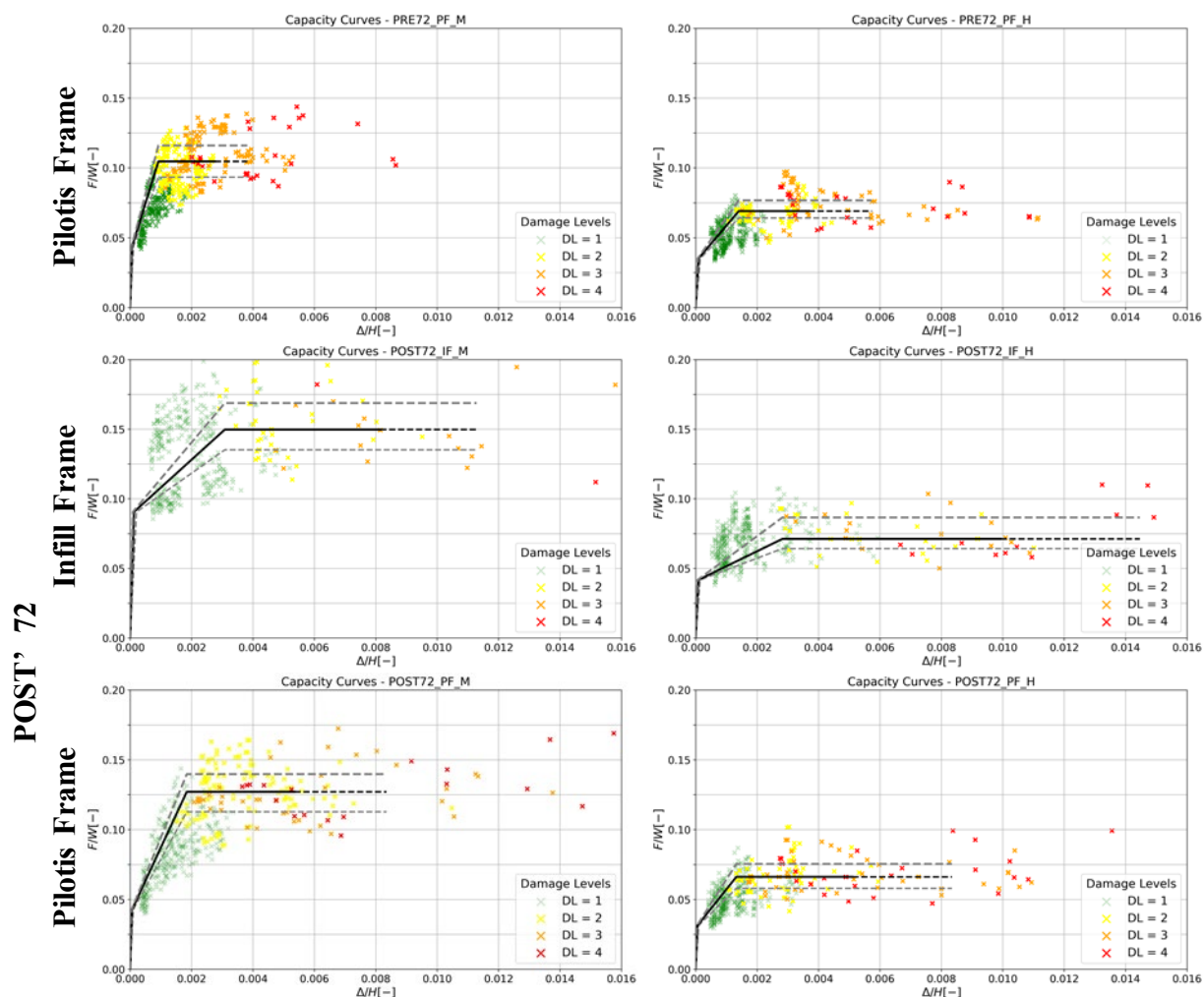


Figura 4.18. Curve di capacità trilineari costruite per le otto classi tipologiche analizzate, rappresentate nel piano forza di taglio alla base normalizzata (F/W) – spostamento in sommità normalizzato (Δ/H). Per ciascuna classe, sono riportati i risultati delle Analisi Dinamiche Non Lineari (NLDA), distinti in funzione del livello di danno (DL), e la corrispondente curva di capacità idealizzata ottenuta integrando i periodi fondamentali misurati sperimentalmente e i criteri percentili applicati ai risultati numerici. Le classi sono organizzate in funzione del periodo di costruzione (Pre'72 e Post'72), della configurazione strutturale (Infill frame e Pilotis frame) e dell'altezza dell'edificio (media e alta).

Le curve di capacità trilineari costruite per le otto classi tipologiche evidenziano differenze sistematiche e coerenti nella risposta strutturale globale, riconducibili al periodo di costruzione, alla configurazione strutturale e all'altezza dell'edificio. La rappresentazione delle curve idealizzate consente di interpretare tali differenze in termini di rigidità iniziale, capacità resistente e domanda deformativa associata ai diversi livelli di danno.

Il confronto tra edifici *Pre'72* e *Post'72* mostra che l'effetto del periodo di costruzione non si manifesta in modo sistematico nella fase elastica né nella forza di snervamento in senso stretto, ma emerge in modo chiaro e robusto nella fase post-snervamento, in particolare nella capacità ultima in spostamento e nella lunghezza del plateau plastico. Infatti, in tutte le configurazioni analizzate, gli edifici *Post'72* presentano una capacità ultima in spostamento Δ_u significativamente maggiore rispetto alle corrispondenti tipologie *Pre'72*, con incrementi che variano indicativamente dal 35% fino a oltre il 100%, a seconda della configurazione strutturale e dell'altezza. Analogamente, la lunghezza del plateau plastico risulta sensibilmente più estesa nelle tipologie *Post'72*. Questi risultati indicano che l'effetto dell'età si esplica principalmente nella capacità di sostenere deformazioni plastiche elevate dopo il raggiungimento dello snervamento. Gli edifici *Pre'72* tendono a esaurire più rapidamente la capacità deformativa, mentre le tipologie *Post'72* mostrano una risposta più stabile nel campo non lineare avanzato, coerentemente con criteri progettuali più recenti e con una migliore gerarchia delle resistenze.

Il confronto tra *Infill frame* (IF) e *Pilotis frame* (PF) evidenzia che la configurazione strutturale non incide in modo determinante sulla forza di snervamento normalizzata. A parità di

età e altezza, i valori mediani di F_y risultano dello stesso ordine di grandezza per le due tipologie, indicando una capacità resistente globale allo snervamento sostanzialmente comparabile. Le differenze risultano invece marcate nella fase post-snervamento. In tutte le combinazioni analizzate, gli Infill frame presentano una capacità ultima in spostamento Δ_u significativamente maggiore rispetto ai Pilotis frame, con rapporti IF/PF compresi indicativamente tra 1.3 e quasi 2. La lunghezza del plateau plastico risulta sistematicamente più estesa negli *Infill frame*, mentre nei *Pilotis frame* il plateau è più corto e il collasso avviene a valori di spostamento globali più contenuti. Questo comportamento indica che la vulnerabilità dei Pilotis frame non è legata a una minore capacità resistente allo snervamento, bensì a una ridotta capacità di sostenere deformazioni plastiche in modo stabile. La concentrazione delle plasticizzazioni nei pilastri del piano pilotis favorisce l'attivazione di meccanismi cinematici locali e conduce a un esaurimento precoce della capacità deformativa globale. Al contrario, negli Infill frame la plasticizzazione risulta più distribuita, consentendo al sistema di mantenere la capacità portante su un intervallo di spostamenti più ampio.

Infine, l'influenza dell'altezza dell'edificio emerge principalmente nella fase di snervamento e nelle fasi post-snervamento, e deve essere interpretata alla luce della normalizzazione adottata per le grandezze di forza e spostamento. Gli edifici di maggiore altezza, caratterizzati mediamente da un numero di piani pari ad otto (circa doppio rispetto agli edifici di media altezza), presentano valori di forza di snervamento normalizzata F_y sistematicamente inferiori. Questo risultato indica una riduzione della capacità resistente globale per unità di peso, coerente con una maggiore flessibilità e con una distribuzione più sfavorevole delle sollecitazioni lungo l'altezza. Per quanto riguarda la capacità deformativa, le tipologie HIGH mostrano in molti casi valori di spostamento normalizzato ultimo Δ_u/H superiori rispetto alle tipologie MED, suggerendo una maggiore capacità di sostenere deformazioni globali in termini relativi. Ne consegue che la capacità deformativa richiesta agli edifici alti per raggiungere gli stessi livelli di danno è intrinsecamente più elevata in termini dimensionali. Ciò conferma che l'altezza agisce come parametro modulante della risposta, piuttosto che come fattore deterministico univoco della vulnerabilità. In particolare, nelle tipologie Post'72–Pilotis frame, i valori di Δ_u/H risultano comparabili tra edifici MED e ALTI, indicando che, in queste configurazioni, l'aumento di altezza non si traduce in un incremento significativo della deformabilità relativa, ma piuttosto in una maggiore domanda deformativa assoluta associata al collasso.

Nel complesso, l'analisi delle curve di capacità evidenzia che la maggiore vulnerabilità sismica è associata alle tipologie Pilotis frame, in particolare se costruite prima del 1972, nelle quali la capacità di sostenere deformazioni plastiche dopo lo snervamento risulta fortemente limitata nonostante valori di forza di snervamento comparabili. Al contrario, le tipologie Infill frame e gli edifici Post'72 mostrano una risposta più stabile nel campo non lineare avanzato, caratterizzata da una maggiore capacità deformativa relativa e da un più graduale esaurimento della capacità strutturale, configurandosi pertanto come globalmente meno vulnerabili in termini prestazionali.

In conclusione, le curve di capacità ottenute mostrano una coerenza interna elevata e riflettono in modo sistematico i meccanismi di risposta osservati nelle analisi dinamiche non lineari. Le differenze tra le classi derivano da caratteristiche strutturali e costruttive ben definite. Ciò conferma la validità della procedura adottata e la capacità delle curve trilineari di sintetizzare efficacemente il comportamento sismico globale delle diverse tipologie edilizie, costituendo una base robusta per le successive valutazioni prestazionali e di rischio. L'integrazione dei dati sperimentali ha rappresentato un elemento centrale e qualificante del lavoro. I periodi fondamentali misurati in sito hanno consentito di ancorare il tratto elastico delle curve di capacità a una risposta dinamica reale, rappresentativa del sistema suolo–fondazione–edificio in condizioni di esercizio. Il confronto con i periodi normativi e con quelli implicitamente assunti nei modelli numerici ha messo in evidenza un divario sistematico nella rigidezza iniziale, già ampiamente documentato in letteratura, confermando che le modellazioni numeriche tendono a sottostimare la rigidezza elastica effettiva degli edifici. Tale discrepanza non è stata interpretata

come una criticità, ma come un'informazione strutturalmente significativa, utilizzata per costruire curve di capacità coerenti sia con il comportamento reale sia con i risultati numerici. La procedura proposta per la costruzione delle curve di capacità trilineari si è dimostrata robusta e riproducibile. L'impiego di criteri statistici basati sui percentili delle distribuzioni di forza e spostamento ottenute dalle NLDA ha permesso di evitare definizioni arbitrarie dei punti caratteristici della curva, garantendo continuità concettuale tra le diverse fasi della risposta (elastica, di snervamento, plastica e di collasso). Le curve ottenute non rappresentano traiettorie deterministiche isolate, ma sintetizzano in modo efficace l'intervallo di comportamento plausibile di ciascuna classe tipologica. Nel complesso, i risultati ottenuti confermano che le curve di capacità trilineari costruite attraverso l'approccio proposto costituiscono una rappresentazione efficace e fisicamente coerente del comportamento sismico globale delle tipologie edilizie analizzate. Esse sintetizzano in modo consistente le informazioni provenienti da dati sperimentali e simulazioni numeriche, restituendo una lettura chiara dei meccanismi di risposta e delle principali fonti di vulnerabilità. La coerenza interna delle curve e la loro capacità di riflettere differenze strutturali reali ne confermano l'idoneità come strumento di supporto per successive valutazioni prestazionali e di rischio sismico su scala tipologica.

4.4 Intersezione tra spettro di domanda e curva di capacità trilineare

In questo paragrafo si mostra come la domanda sismica locale, descritta dagli spettri di risposta ottenuti per ciascuna zona sismo-stratigrafica nel precedente Capitolo (§ 3.2.3.3), viene combinata con la capacità non lineare delle classi tipologiche, sintetizzata mediante curve di capacità trilineari. L'obiettivo è individuare, per ciascuna combinazione *zona-tipologia* e per ciascuna registrazione considerata, il punto di prestazione (*performance point*) come intersezione tra spettro di domanda e curva di capacità in coordinate spettrali (S_a-S_d).

Il punto di intersezione rappresenta una condizione operativa di compatibilità domanda-capacità e consente di associare alla domanda locale un valore atteso di spostamento spettrale e accelerazione spettrale, da cui deriva l'assegnazione del livello di danno secondo soglie di capacità definite in termini di spostamento. L'insieme dei punti di prestazione, ottenuti a partire dai 966 segnali registrati su suoli di tipo A e convoluti per ciascuna zona sismo-stratigrafica, costituisce la base dati utilizzata per la costruzione delle curve di fragilità in funzione dell'accelerazione dell'input, espressa in termini di a_g .

4.4.1 Formulazione in coordinate spettrali e dati in input

L'individuazione del punto di prestazione è stata condotta operando direttamente in coordinate spettrali S_a-S_d , al fine di garantire una rappresentazione coerente e omogenea tra la domanda sismica e la capacità strutturale. In tale formulazione, la domanda è descritta mediante gli spettri di risposta elastici ottenuti dalle analisi di risposta sismica locale, mentre la capacità è rappresentata dalle curve di capacità trilineari delle classi tipologiche, convertite in forma compatibile.

Le procedure di elaborazione numerica, ovvero l'interpolazione delle curve e l'individuazione delle intersezioni, sono stati implementati in ambiente Python, mediante codici sviluppati ad hoc (Appendice A). L'utilizzo di un linguaggio di programmazione ha consentito di automatizzare l'analisi su un elevato numero di combinazioni *zona-tipologia-spettro*, garantendo coerenza procedurale, tracciabilità dei risultati e riproducibilità dell'intero processo. Nell'ambito di tale fase di sviluppo, strumenti di intelligenza artificiale sono stati impiegati come supporto alla revisione del codice e al controllo della correttezza algoritmica.

Gli spettri di domanda $S_a(T)$ sono stati riformulati in coordinate spettrali S_a, S_d , al fine di consentire il confronto diretto con le curve di capacità strutturali. In particolare, a partire dagli spettri di risposta elastici in accelerazione (assunti per uno smorzamento viscoso del 5%), è stato calcolato lo spostamento spettrale $S_d(T)$ applicando la relazione classica valida per un sistema a un grado di libertà lineare:

$$S_d(T) = \frac{S_a(T)gT^2}{4\pi^2} \quad \text{Eq. 4.7}$$

dove $S_a(T)$ è l'accelerazione spettrale espressa in unità di gravità, T è il periodo proprio di oscillazione e g è l'accelerazione di gravità. Tale trasformazione consente di rappresentare la domanda sismica in un piano cinematico direttamente confrontabile con la capacità strutturale, permettendo l'individuazione del punto di prestazione mediante intersezione geometrica tra domanda e capacità.

In Figura 4.19 è illustrato, a titolo esemplificativo, il passaggio dalla rappresentazione degli spettri di risposta nel dominio del periodo $S_a(T)$ alla rappresentazione in coordinate spettrali S_a-S_d . A partire dagli spettri di accelerazione relativi all'evento di Amatrice 2016 (componente HNE), il corrispondente spostamento spettrale è stato calcolato applicando l'Eq. (4.5), ottenendo una descrizione della domanda sismica direttamente utilizzabile per il confronto con le curve di capacità.

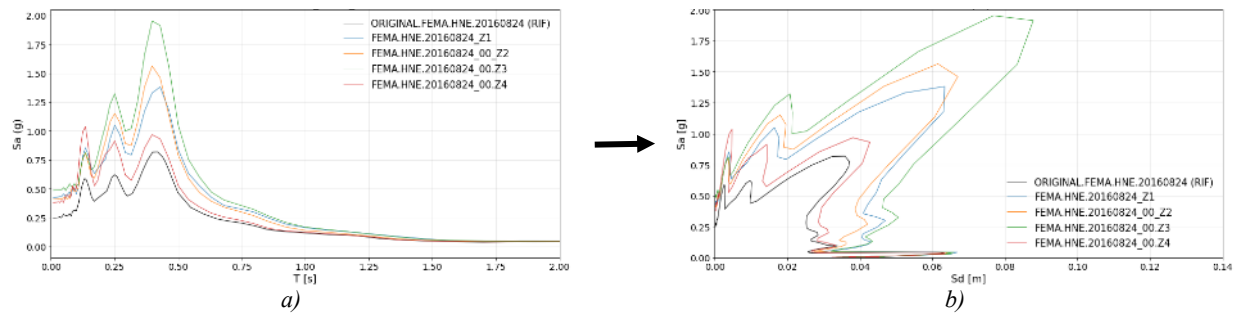


Figura 4.19 – Esempio di trasformazione degli spettri di risposta dal dominio del periodo al piano S_a-S_d : a) Spettri di accelerazione $S_a(T)$ riferiti al segnale su suolo rigido e ai segnali propagati nelle quattro zone sismostratigrafiche; b) corrispondenti spettri rappresentati in coordinate S_a-S_d .

La figura 4.19 ha il solo scopo di chiarire la trasformazione di coordinate adottata e la diversa geometria assunta dagli spettri nel piano S_a-S_d . L'analisi completa è stata infatti condotta applicando in modo automatico la medesima procedura di conversione a tutti i 966 spettri di domanda per ciascuna delle 4 zone omogenee sismo-stratigrafiche, ovvero per un totale complessivo di 3864 spettri di risposta utilizzati nello studio.

Le curve di capacità trilineari, definite in termini di forza di taglio alla base normalizzata rispetto al peso totale dell'edificio (F/W) e di spostamento in sommità normalizzato rispetto all'altezza complessiva (Δ/H), sono state utilizzate in forma discretizzata e ricondotte a una rappresentazione compatibile con le coordinate spettrali. In particolare, la forza normalizzata F/W è stata interpretata come accelerazione equivalente ed espressa in unità di gravità (g), mentre lo spostamento normalizzato Δ/H è stato convertito in spostamento assoluto moltiplicandolo per l'altezza H caratteristica della classe tipologica considerata. In questo modo, ciascuna curva di capacità è stata espressa nel piano S_a-S_d , rendendo possibile il confronto diretto con gli spettri di domanda. La procedura di trasformazione è schematizzata, a titolo esemplificativo, in Figura 4.20.

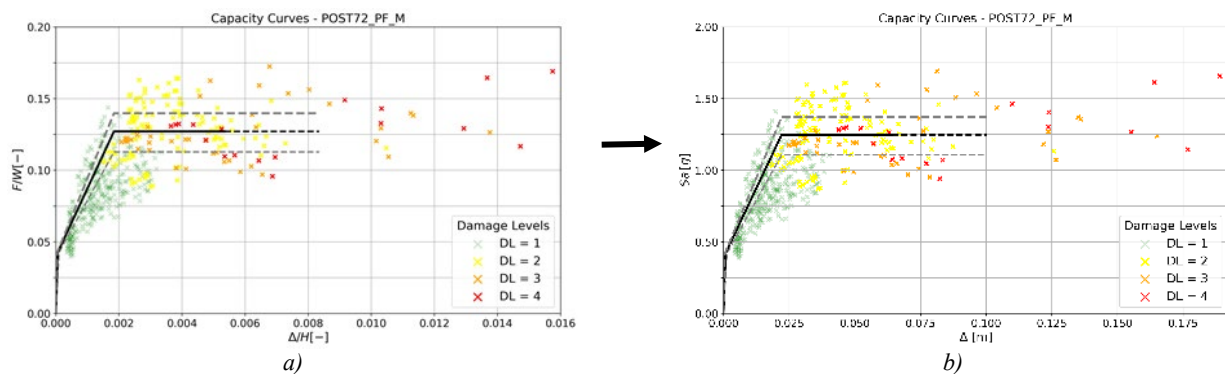


Figura 4.20 – Esempio rappresentativo della trasformazione della curva di capacità trilineare per la classe tipologica PRE'72-PF-M: a) curva di capacità espressa in termini di forza di taglio alla base normalizzata F/W e spostamento in sommità normalizzato Δ/H , insieme ai risultati delle Analisi Dinamiche Non Lineari distinti per livello di danno. In (b) è mostrata la corrispondente curva di capacità rappresentata nel piano spettrale S_a-S_d , ottenuta mediante la conversione delle grandezze normalizzate.

La procedura di conversione delle curve di capacità dalla formulazione normalizzata alla rappresentazione in coordinate spettrali è stata applicata in modo sistematico a tutte le otto classi tipologiche individuate, al fine di rendere omogeneo e direttamente confrontabile il successivo confronto con gli spettri di domanda sismica.

4.4.2 Algoritmo di intersezione domanda-capacità e criterio di scelta

Convertiti sia gli spettri di domanda sia le curve di capacità nel comune piano spettrale S_a-S_d , il *performance point* è stato individuato come il punto di intersezione geometrica tra lo spettro di domanda elastico e la curva di capacità trilineare associata alla classe tipologica considerata. È opportuno precisare che, nel presente lavoro, la domanda sismica è mantenuta intenzionalmente nella forma di spettro elastico al 5% di smorzamento, senza applicare la riduzione anelastica prevista dai metodi ATC-40 o FEMA 440. Questa scelta deriva dal fatto che l'obiettivo dell'analisi non è la stima della domanda effettiva su un singolo edificio in funzione della sua duttilità, ma il confronto coerente tra gli effetti dell'amplificazione locale sulle diverse classi tipologiche. L'utilizzo dello spettro elastico garantisce una domanda uniforme e indipendente dalle ipotesi sul comportamento post-elastico dei sistemi strutturali, oltre a fornire una valutazione conservativa del punto di performance. Anche nei casi in cui l'intersezione ricade nel tratto post-elastico della curva di capacità, la scelta dello spettro elastico rimane metodologicamente coerente con gli obiettivi del lavoro: eventuali riduzioni spettrali sposterebbero il punto di performance verso spostamenti inferiori, ma non modificherebbero in modo sostanziale le relazioni tra classi tipologiche né le conclusioni sulle differenze di capacità globale. Tale impostazione è stata esplicitata per garantire trasparenza metodologica e coerenza con il quadro interpretativo adottato. Tale intersezione rappresenta, in un'ottica deterministica, la condizione di equilibrio tra la domanda sismica imposta dall'evento e la capacità resistente e deformativa globale del sistema strutturale. La procedura di individuazione del performance point è stata implementata mediante un algoritmo automatico sviluppato in ambiente Python e applicato in modo sistematico all'intero insieme delle simulazioni considerate. Il punto di intersezione è identificato nel punto in cui i due valori di accelerazione coincidono, ovvero nel passaggio tra una condizione in cui la domanda sismica è inferiore alla capacità strutturale e una in cui la domanda supera la capacità. A ciascun *performance point* viene quindi associato un valore di accelerazione spettrale al suolo per lo spettro di domanda (a_g) e un valore di S_d per la curva di capacità a cui corrisponde un determinato livello di danno (DI).

Qualora non si verifichi alcuna intersezione tra lo spettro di domanda e la curva di capacità, l'algoritmo distingue due casi limite. Se lo spettro di domanda risulta interamente al di sotto della curva di capacità, la struttura è interpretata come non danneggiata per quell'input sismico e non viene definito alcun performance point significativo. Viceversa, se lo spettro di domanda risulta interamente al di sopra della curva di capacità, la risposta strutturale è assunta in condizioni di

collasso globale; in tal caso, il performance point viene convenzionalmente posto in corrispondenza dello spostamento ultimo della curva di capacità, rappresentando il superamento della capacità deformativa massima del sistema.

Nel caso di intersezioni multiple tra curva di capacità e spettro di domanda, è stato adottato il criterio indicato esplicitamente nella letteratura di riferimento. In particolare:

- ATC-40, Volume 1, Sezione 8.5.3 specifica che, qualora si verificano più intersezioni, deve essere selezionata l'intersezione collocata nel ramo post-snervamento, in quanto rappresenta l'unico punto di equilibrio dinamico stabile.
- FEMA 440 (2005), Capitolo 5, Sezione "Multiple Intersections" ribadisce che solo l'intersezione coerente con il comportamento post-elastico della struttura è fisicamente ammissibile.
- Fajfar (2000), Earthquake Spectra, Sezione 3.3, nell'ambito del metodo N2, afferma che, in presenza di più intersezioni, deve essere adottata la soluzione appartenente al ramo post-yield stabile della curva di capacità.

Sulla base di tali indicazioni, nel presente lavoro il performance point è stato individuato come l'unica intersezione fisicamente significativa, ovvero quella situata nel ramo post-elastico stabile della curva di capacità, ottenuta intersecando gli spettri reali non semplificati con la curva di capacità completa. Le intersezioni nel tratto elastico o in regioni caratterizzate da softening marcato non sono state considerate, poiché non rappresentano uno stato di equilibrio dinamico coerente con la risposta non lineare della struttura.

Una volta individuato il performance point nel piano S_a-S_d , il livello di danno strutturale associato a ciascuna simulazione viene determinato in modo diretto in funzione della posizione del punto di intersezione lungo la curva di capacità. Poiché ciascun tratto della curva di capacità è associato a uno specifico livello di danno globale, l'assegnazione del danno risulta immediata: il livello di danno è quello corrispondente al tratto della curva in cui cade il punto di intersezione. In questo modo, la classificazione del danno non richiede criteri aggiuntivi o assunzioni esterne, ma è intrinsecamente incorporata nella definizione stessa della curva di capacità.

Poiché le curve di fragilità, successivamente derivate dai *performance point*, sono specifiche della tipologia edilizia e non della singola zona sismo-stratigrafica, gli spettri di risposta ottenuti per le quattro zone dell'area urbana di Potenza sono stati aggregati in un'unica zona rappresentativa del comportamento globale del contesto urbano. Tale operazione ha prodotto un totale di 3864 spettri di risposta rappresentativi dell'intera area di studio (Figura 4.21).

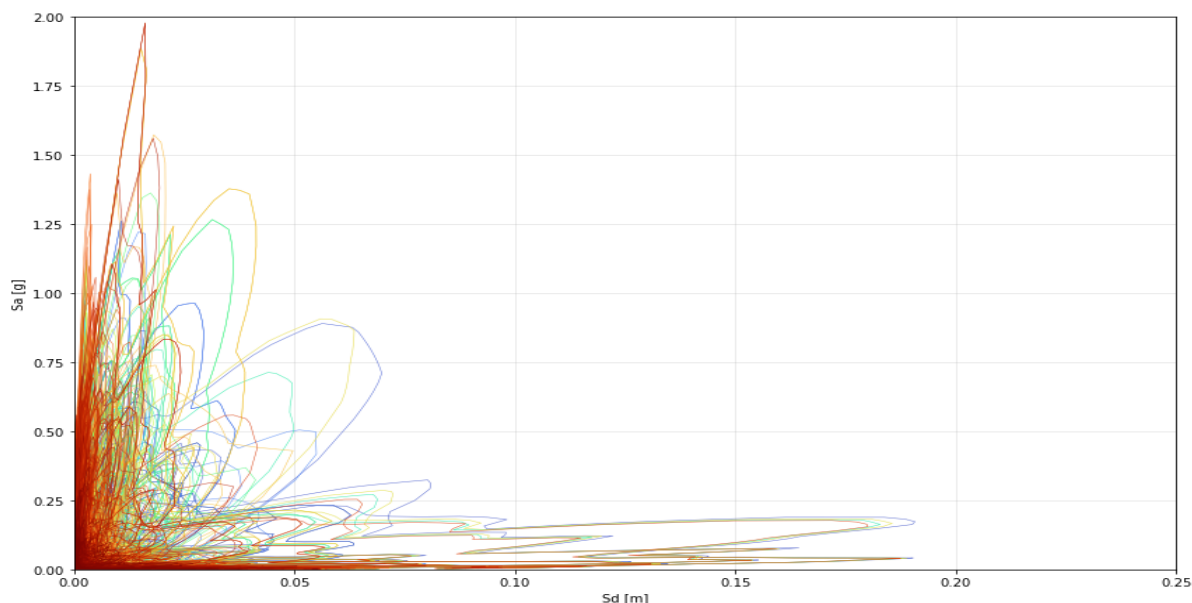
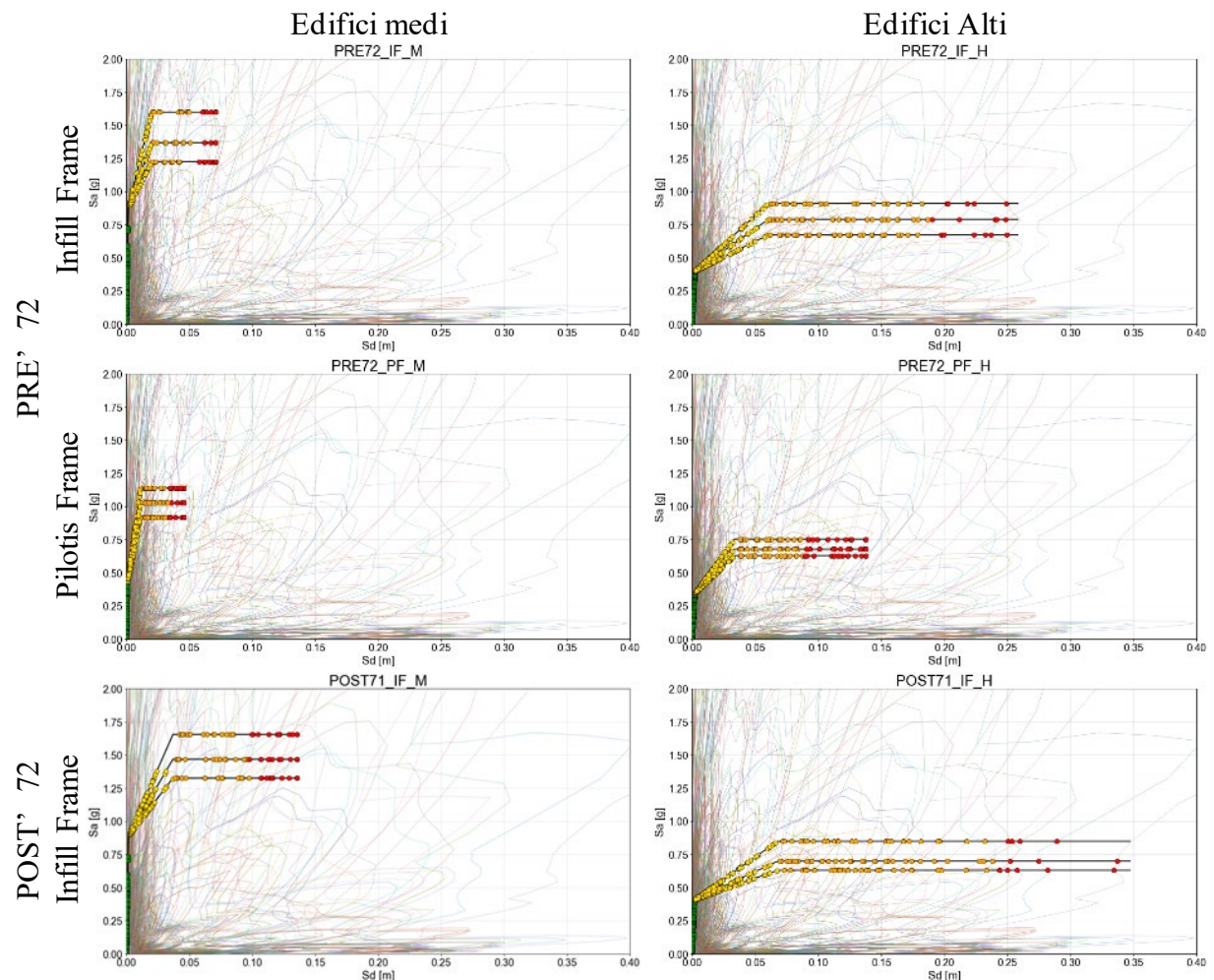


Figura 4.21 – Insieme degli 3864 spettri di risposta elastici nel piano S_a-S_d per la zona unica, ottenuti aggregando gli spettri calcolati per le quattro zone sismo-stratigrafiche dell'area urbana di Potenza.

L'insieme degli spettri di risposta considerati mostra un'elevata dispersione, con una forte concentrazione di eventi caratterizzati da bassi valori di spostamento spettrale S_d e una progressiva riduzione della densità all'aumentare della domanda deformativa. La maggior parte degli spettri presenta valori elevati di accelerazione spettrale S_a per S_d contenuti, indicando che il comportamento strutturale è prevalentemente governato da domande elastiche o debolmente inelastiche. Una quota più limitata di spettri si estende verso valori di S_d maggiori, definendo una coda di eventi caratterizzati da domande deformative significative, che risultano determinanti per l'attivazione dei livelli di danno più severi. La presenza di andamenti non monotoni in alcuni spettri evidenzia la possibilità di intersezioni multiple con le curve di capacità, giustificando l'adozione di un criterio univoco per l'individuazione del performance point. Nel complesso, la distribuzione degli spettri riflette una domanda sismica fortemente variabile, in cui pochi eventi ad elevata deformabilità controllano la risposta strutturale più gravosa.

Per ciascuna delle otto classi tipologiche, le corrispondenti curve di capacità sono state intersecate con l'insieme dei 3864 spettri di risposta ottenendo così i relativi performance point. La Figura 4.22 riporta il risultato di tale procedura e consente di visualizzare simultaneamente l'insieme degli spettri di domanda, le otto curve di capacità e i corrispondenti punti di intersezione. La rappresentazione grafica chiarisce in modo diretto il processo di intersezione tra domanda e capacità e la logica alla base dell'individuazione del livello di prestazione strutturale.



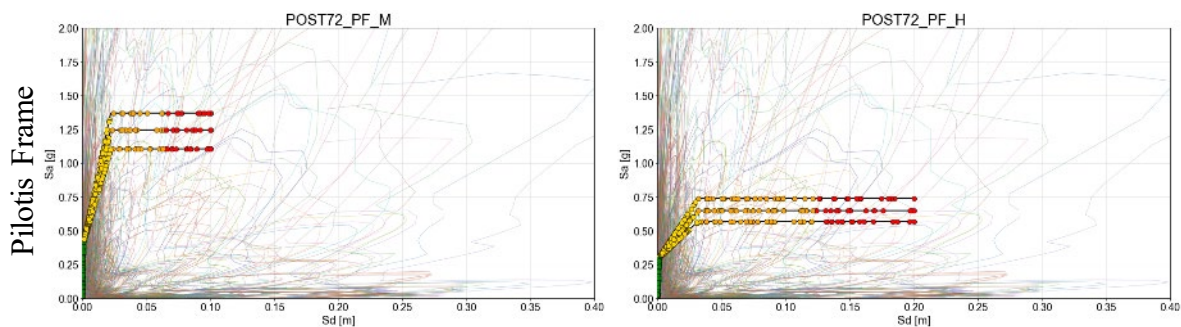


Figura 4.22 – Individuazione dei performance point nel piano S_a - S_d per ciascuna classe tipologica. In figura sono riportati i 3864 spettri di domanda elastici utilizzati come input sismico, la curva di capacità trilineare della classe considerata e i corrispondenti punti di intersezione. I performance point sono colorati in funzione del tratto della curva di capacità in cui ricadono e del conseguente livello di danno globale: verde (nessun danno), giallo (danno lieve), arancione (danno severo) e rosso (collasso).

4.5 Costruzione delle curve di fragilità

Nel presente studio, la vulnerabilità sismica delle classi tipologiche analizzate è descritta mediante curve di fragilità costruite a partire dall'integrazione coerente di dati sperimentali, analisi numeriche non lineari e modellazione della risposta sismica locale. Le curve di fragilità esprimono la probabilità di superamento di prefissati livelli di danno in funzione dell'intensità del moto sismico e rappresentano una sintesi probabilistica del comportamento strutturale globale, tenendo conto della variabilità dell'input sismico e delle caratteristiche meccaniche e dinamiche degli edifici (Rota et al., 2008; Cardone et al., 2025). L'approccio adottato si colloca oltre le formulazioni puramente analitiche tradizionali, poiché sia la capacità strutturale sia la domanda sismica sono state vincolate in modo esplicito a informazioni di natura sperimentale.

Le curve di fragilità sono state costruite a partire dai performance point ottenuti dall'intersezione tra gli spettri di domanda site-specific e le curve di capacità sperimentalmente vincolate. Per ciascun input sismico, il livello di danno raggiunto è determinato in funzione della posizione del performance point lungo la curva di capacità, secondo una classificazione del danno già intrinsecamente contenuta nella definizione dei tratti della curva stessa. L'insieme delle simulazioni consente quindi di ricostruire, in forma statistica, la probabilità di superamento dei diversi livelli di danno al variare dell'ampiezza dell'eccitazione sismica del moto sismico. Alla luce di queste considerazioni, le curve di fragilità proposte nel presente studio possono essere definite come curve di fragilità sperimentalmente vincolate e specifiche di sito, in quanto risultano dall'integrazione di osservazioni sperimentali, modellazione numerica e risposta sismica locale. Un ulteriore elemento qualificante dell'approccio è rappresentato dal raggruppamento delle condizioni di sito in zone sismostratigrafiche omogenee, che consente di mantenere un elevato livello di dettaglio nella rappresentazione degli effetti di sito garantendo al contempo una robustezza statistica adeguata alla costruzione delle curve di fragilità e per applicazioni a scala urbana.

Nel presente studio, come misura di intensità sismica è stato adottato l'accelerazione di picco al suolo a_g (in g), estratto direttamente dagli spettri di domanda come ordinata in corrispondenza di $S_d=0$. Questa scelta consente di utilizzare un parametro scalare univoco, coerente con l'impostazione adottata in numerosi studi di fragilità (Rota et al. 2008; Rosti et al. 2017; Manfredi et al. 2023; Cardone et al. 2025), nei quali le funzioni di superamento sono espresse rispetto a una misura di intensità che riassume l'energia del moto e consente confronti diretti tra assetti strutturali o condizioni di sito. In letteratura, la definizione della fragilità come probabilità condizionata a un'IM è frequentemente formulata mediante distribuzioni cumulative lognormali, con parametri interpretabili come mediana e dispersione logaritmica della capacità (Rota et al., 2008).

In questa fase, l'analisi è stata condotta sui livelli di danno lieve ($DL < 2$), severo ($2 \leq DL < 3$) e collasso ($DL \geq 3$), coerentemente con l'obiettivo di stimare la probabilità di superamento di stati di danno da severo a collasso. Per ciascun livello di danno considerato, la curva di fragilità

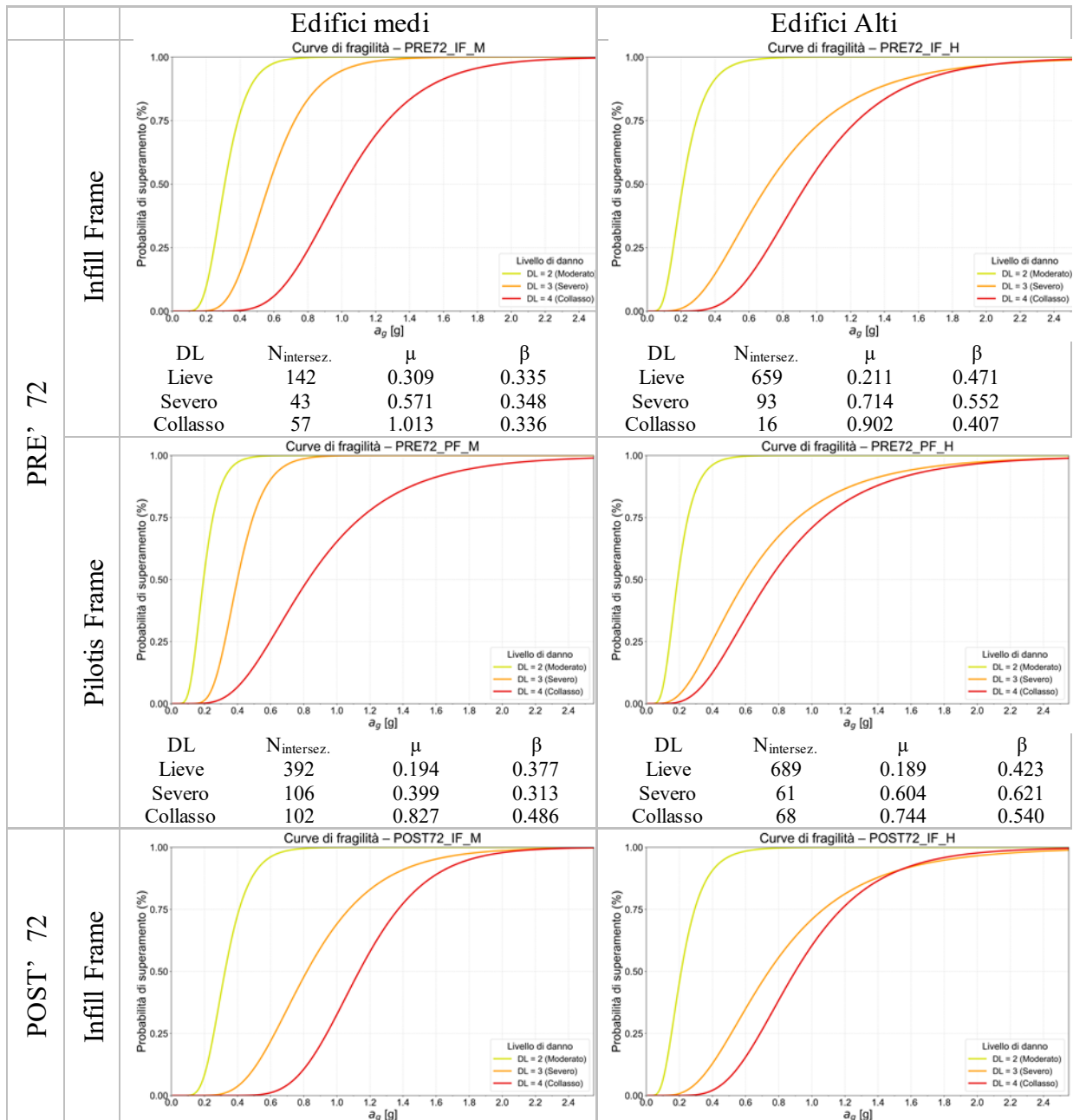
forma lognormale cumulativa è stata calcolata a partire dalla modellazione matematica discussa nel Capitolo 2. Nello specifico, a partire dalla sua formulazione generale:

$$P(DL \geq i | a_g) = \Phi\left(\frac{(\ln(a_g) - \mu_i)}{\beta_i}\right) \quad Eq.4.8$$

dove Φ è la funzione di distribuzione cumulativa normale standard, μ_i è la media logaritmica della capacità associata al livello di danno i , e β_i è la dispersione logaritmica.

La stima dei parametri μ_i e β_i è stata effettuata tramite approccio Gaussian Probability Plot (GPP), applicato separatamente per ciascun livello di danno. In particolare, per un dato livello di danno $DL = i$, si considerano i valori di a_g che hanno effettivamente prodotto il raggiungimento del livello i , ottenendo quindi un campione $\{a_{g,k}\}$ con una corrispondenza univoca tra a_g e DL . L'impiego del GPP come metodo di stima alternativa al massimo di verosimiglianza è riportato in letteratura come approccio efficace soprattutto quando i campioni associati a stati di danno elevati (es. collasso) risultano numericamente limitati o fortemente sbilanciati (Cardone et al., 2025).

Di seguito (Figura4.23) le curve di fragilità ottenute per ciascuna classe tipologica di edifici



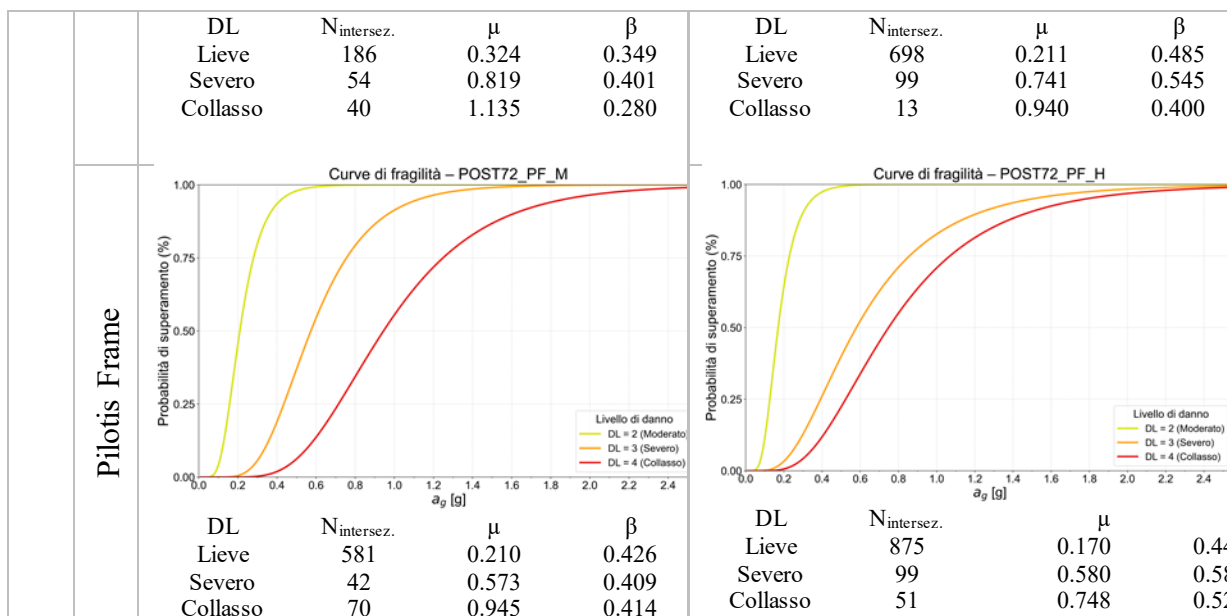


Figura 4.23 – Curve di fragilità lognormali per edifici in cemento armato. Le figure mostrano le curve di fragilità relative al superamento dei livelli di danno lieve, severo e collasso espresse in funzione dell'accelerazione di picco al suolo a_g . I risultati sono organizzati in base alla tipologia strutturale (Infill Frame e Pilotis Frame), alla classe di altezza (edifici medi ed edifici alti) e al periodo normativo di progetto (PRE-72 e POST-72). Per ciascun livello di danno sono riportati i parametri della distribuzione lognormale, in termini di mediana μ e dispersione β , stimati a partire dai performance point ottenuti dalle analisi. Le tabelle associate a ciascun grafico indicano inoltre la numerosità campionaria dei performance point N utilizzata per la stima delle curve.

Le numerosità N dei *performance point* associate ai singoli stati di danno risultano complessivamente elevate per i livelli di danno lievi e severi, con valori che variano tipicamente tra circa 140 e oltre 900 osservazioni a seconda della tipologia e del periodo normativo, mentre per il collasso il numero di performance point si riduce, con campioni compresi indicativamente tra circa 13 e 70 casi, riflettendo la minore frequenza di raggiungimento degli stati di danno più severi.

Il confronto tra le curve di fragilità evidenzia in modo sistematico l'effetto combinato dell'epoca normativa, della tipologia strutturale e dell'altezza dell'edificio. Il passaggio dal periodo Pre'72 al Post'72 comporta una traslazione delle curve verso valori più elevati di accelerazione per tutti gli stati di danno, indicando un incremento della capacità sismica mediana, più marcato nei telai con tamponamenti rispetto ai telai pilotis. In questi ultimi, infatti, l'aumento di capacità risulta più contenuto e accompagnato da una maggiore dispersione, soprattutto per gli stati di danno moderati e severi, a conferma della persistenza di meccanismi fragili legati alla concentrazione della domanda al piano debole. Il confronto tra telai *infill* e *pilotis* mostra come la presenza dei tamponamenti determini curve più ripide e valori di μ più elevati, riflettendo un comportamento più rigido e meno disperso, mentre i pilotis presentano una maggiore variabilità della risposta e un raggiungimento anticipato degli stati di danno più gravi. L'analisi dell'altezza indica che gli edifici alti possono mostrare una capacità mediana comparabile o lievemente superiore per gli stati di danno moderati, probabilmente per effetti di distribuzione della deformazione, ma non evidenziano un miglioramento analogo per gli stati di danno prossimi al collasso, per i quali la dispersione β aumenta e la vulnerabilità rimane elevata, in particolare nei telai *pilotis*. Nel complesso, i risultati indicano che la tipologia strutturale e la configurazione resistente governano la fragilità in misura maggiore rispetto all'altezza, mentre il miglioramento normativo, pur incrementando la capacità globale, non risulta sufficiente a mitigare le criticità strutturali associate alle configurazioni a piano debole.

4.5.1 Definizione di un indice sintetico di rischio sismico (RSI)

L'analisi delle curve di fragilità presentata nel paragrafo precedente fornisce una descrizione completa e probabilistica della vulnerabilità sismica delle diverse classi tipologiche in funzione

dei livelli di danno considerati. Tuttavia, tale rappresentazione è intrinsecamente indipendente dalle caratteristiche di sito e, in particolare, non incorpora in modo esplicito l'effetto delle differenti condizioni sismo-stratigrafiche che caratterizzano le zone omogenee definite in precedenza (§ 3.2.2). Ne consegue che, pur a parità di tipologia strutturale, la valutazione del rischio sismico può variare in modo significativo in funzione della risposta locale del terreno.

Per tenere conto di tale aspetto e consentire il confronto diretto tra classi tipologiche soggette a differenti condizioni di sito, in questo lavoro viene introdotto un indice di rischio sismico sintetico (RSI). L'RSI è definito per ciascuna combinazione di tipologia strutturale, livello di danno e zona omogenea sismo-stratigrafica, e consente di ottenere una valutazione compatta del rischio sismico complessivo, mantenendo al contempo un legame diretto con il significato fisico e ingegneristico delle curve di fragilità.

Dal punto di vista metodologico, l'RSI si colloca nel solco degli indicatori sintetici basati su curve di fragilità già consolidati in letteratura. Un riferimento fondamentale è rappresentato dal metodo macro-sismico di Lagomarsino e Giovinazzi (2006), che introduce grandezze probabilistiche quali il danno medio atteso e le probabilità cumulative di superamento degli stati di danno, ampiamente utilizzate nei contesti europei per la valutazione della vulnerabilità. L'RSI condivide con tali approcci la natura probabilistica e la dipendenza dalle curve di fragilità, ma se ne differenzia per due aspetti chiave: (i) l'integrazione della probabilità di superamento su un intervallo continuo di intensità sismica, anziché su valori puntuali; (ii) la conseguente natura site-specific, che consente di incorporare direttamente l'effetto della pericolosità locale nella misura sintetica del rischio. Rispetto al danno medio atteso, che fornisce una valutazione riferita a un singolo livello di intensità, l'RSI restituisce una misura cumulativa della propensione al superamento del danno nell'intervallo di accelerazioni rilevante per il sito, risultando quindi un indicatore complementare e più immediatamente interpretabile in termini di rischio. In questo senso, l'RSI non sostituisce gli strumenti esistenti, ma ne estende la logica probabilistica introducendo una maggiore capacità sintetica e una più stretta aderenza alle condizioni sismo-stratigrafiche locali.

La formulazione dell'RSI adottata si basa su un approccio probabilistico, in cui il rischio sismico è espresso come indicatore adimensionale derivato dalla probabilità media di superamento di un determinato livello di prestazione all'interno di un intervallo di intensità sismica di interesse (Vona, 2020). In particolare, l'indice è costruito a partire dall'integrazione della curva di fragilità nel dominio dell'intensità sismica, normalizzata rispetto all'ampiezza dell'intervallo considerato. In questo modo, l'RSI rappresenta una misura sintetica della propensione al superamento del livello di danno analizzato, mediata sull'intervallo di domanda sismica ritenuto rappresentativo per la specifica zona.

Nel presente studio, l'intensità sismica è espressa in termini di accelerazione di picco al suolo a_g , coerentemente con la costruzione delle curve di fragilità. L'RSI relativo a un determinato livello di danno DL è definito come:

$$RSI_{DL} = 1 - \frac{1}{a_{g,max} - a_{g,min}} \int_{a_{g,min}}^{a_{g,max}} P [DL \geq DL_i | a_g] da_g \quad Eq.4.9$$

dove $P [DL \geq DL_i | a_g]$ è la probabilità di superamento del livello di danno DL_i fornita dalla curva di fragilità, mentre $a_{g,min}$ e $a_{g,max}$ delimitano l'intervallo di intensità sismica di riferimento.

A supporto dell'interpretazione dell'Eq. (4.9), in Figura 5.15 è riportata una rappresentazione schematica del significato fisico dell'indice di rischio sismico RSI associato a un assegnato livello di danno DL_i .

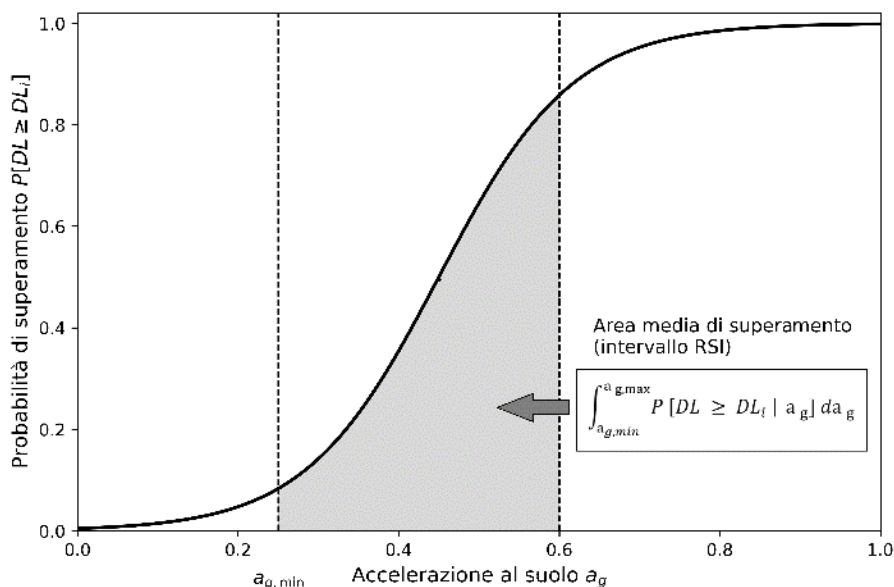


Figura 4.24 – Rappresentazione schematica del significato fisico dell'indice di rischio sismico RSI associato al livello di danno DL_i .

La figura mostra una curva di fragilità tipica, espressa in termini di probabilità di superamento $P[DL \geq DL_i | a_g]$ in funzione dell'accelerazione di picco al suolo a_g . L'intervallo di integrazione $[a_{g,min}, a_{g,max}]$, evidenziato dalle due linee verticali tratteggiate, rappresenta il dominio di interesse per la valutazione del rischio. All'interno di tale intervallo, l'area grigia sottesa alla curva di fragilità corrisponde all'integrale della probabilità di superamento del livello di danno considerato. Tale area, opportunamente normalizzata rispetto all'ampiezza dell'intervallo di accelerazione, fornisce una misura della probabilità media di superamento del danno nel campo di accelerazione analizzato. Dal punto di vista concettuale, l'integrale rappresenta quindi una sintesi del comportamento della curva di fragilità nell'intervallo di accelerazioni ritenuto rilevante, superando il limite di una valutazione puntuale (ad esempio basata sulla sola mediana). L'indice RSI è definito come il complemento a uno di tale probabilità media di superamento e assume pertanto valori compresi tra 0 e 1. Valori prossimi all'unità indicano una bassa probabilità media di superamento del livello di danno considerato nell'intervallo di accelerazione analizzato, e quindi una condizione di rischio relativamente contenuta. Al contrario, valori di RSI più bassi corrispondono a curve di fragilità caratterizzate da probabilità di superamento elevate già per valori moderati di a_g , indicando una maggiore vulnerabilità e un rischio sismico più elevato. È importante sottolineare che l'RSI non sostituisce l'informazione fornita dalle curve di fragilità, ma ne rappresenta una sintesi compatta, utile per confronti diretti tra differenti classi tipologiche e condizioni di sito. A differenza di indici deterministici basati su un singolo valore di capacità o di domanda, l'RSI conserva la natura probabilistica del problema e integra l'effetto combinato della dispersione delle risposte strutturali e della variabilità della domanda sismica.

4.5.2 Indice sintetico di rischio sismico (RSI) site-specific

Un passaggio fondamentale per la corretta definizione dell'RSI è l'individuazione, per ciascuna zona omogenea sismo-stratigrafica, di un intervallo coerente di accelerazioni di picco al suolo a_g rappresentativo della relativa risposta sismica locale. A tal fine, per ciascuna zona omogenea sismo-stratigrafica è stato individuato un intervallo di accelerazioni di picco al suolo a_g coerente con la specifica risposta sismica locale.

L'intervallo di accelerazione di picco al suolo (a_g^{min}, a_g^{max}) è definito rispettivamente come il 5° e il 95° percentile dei valori a_g associati agli spettri che hanno determinato il raggiungimento dei livelli di danno considerato (Figura 4.25). Esso rappresenta il campo di variazione caratteristico della risposta sismica locale per ciascuna zona omogenea sismo-stratigrafica e

consente di delimitare in modo robusto il dominio di accelerazione effettivamente rilevante per la valutazione della risposta strutturale, riducendo l'influenza di valori estremi. La scelta di definire un unico intervallo di a_g per zona, anziché intervalli distinti per ciascun livello di danno, è motivata dall'esigenza di mantenere un dominio di integrazione comune e quindi rendere i risultati pienamente confrontabili tra diversi livelli di danno e tra classi tipologiche. In questo modo, le differenze osservate negli indicatori di rischio riflettono principalmente la variazione della vulnerabilità strutturale e della domanda locale, e non l'effetto artefatto di finestre di accelerazioni differenti tra DL.

L'intervallo (a_g^{min} , a_g^{max}) non ha lo scopo di rappresentare la pericolosità sismica del sito né la frequenza di occorrenza degli eventi, ma unicamente di descrivere l'intervallo di domanda sismica effettivamente prodotto dalle condizioni sismo-stratigrafiche considerate.

All'interno di tale dominio viene pertanto valutata la probabilità media di superamento dei livelli di danno considerati, attraverso l'integrazione delle curve di fragilità nella definizione dell'indice di rischio sismico (RSI).

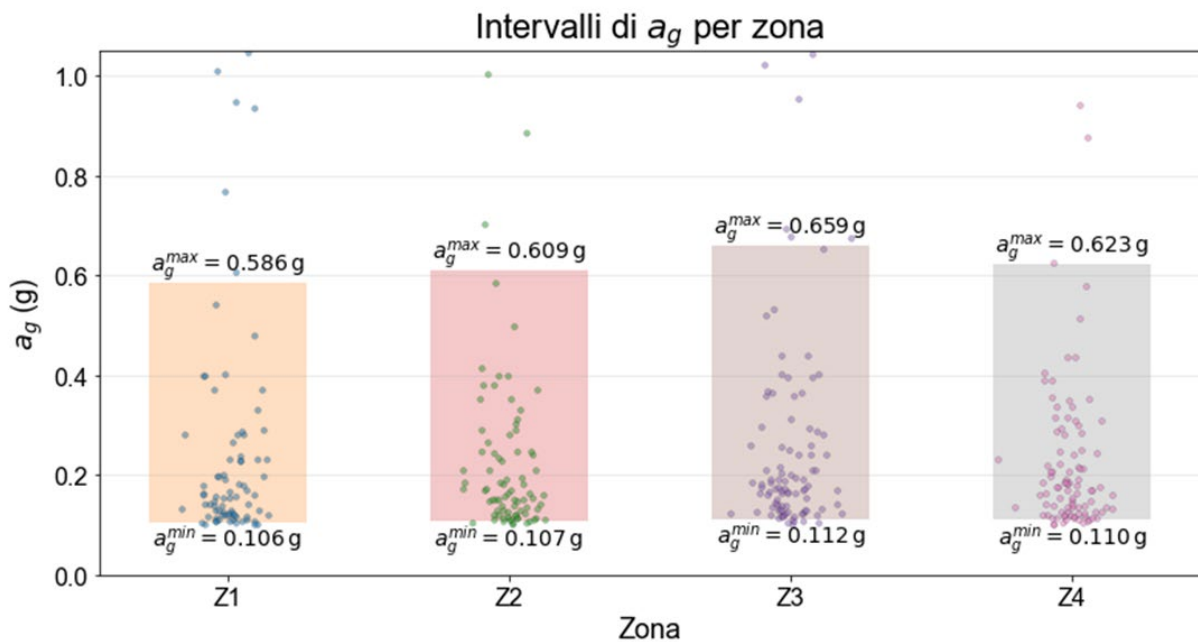


Figura 4.25 – Intervalli di accelerazione di picco al suolo a_g per le quattro zone omogenee sismo-stratigrafiche. I punti rappresentano l'insieme dei valori di a_g associati agli spettri di risposta in accelerazione convoluti per ciascuna zona, successivamente filtrati mediante una soglia minima di intensità. Le barre semitrasparenti individuano l'intervallo (a_g^{min} , a_g^{max}), definito rispettivamente come il 5° e il 95° percentile dei valori di a_g associati al raggiungimento dei livelli di danno lieve, severo e collasso.

Dall'analisi degli intervalli di a_g riportati in Figura 4.25 emergono differenze significative nella risposta sismica locale delle quattro zone omogenee, direttamente riconducibili alle rispettive caratteristiche litostratigrafiche e dinamiche.

Si osserva preliminarmente come il limite inferiore dell'intervallo, a_g^{min} , assuma valori molto simili per tutte le zone analizzate (circa 0.10–0.11 g), indicando una sostanziale uniformità del livello minimo di accelerazione associato al raggiungimento dei livelli di danno considerati. Di conseguenza, le differenze nella risposta sismica locale tra le diverse zone risultano principalmente riconducibili al valore del limite superiore a_g^{max} , che viene pertanto discusso nel seguito.

La Zona 1 è caratterizzata dall'intervallo di a_g più contenuto, con un limite superiore a_g^{max} pari a circa 0.49 g. Tale risultato è coerente con la presenza di depositi di copertura prevalentemente argillosi a bassa rigidità dinamica e con la notevole profondità del substrato sismico, intercettato a circa 70 m. La combinazione di materiali deformabili e di un substrato profondo determina una risposta sismica dominata da basse frequenze fondamentali e da un'amplificazione complessivamente moderata in termini di accelerazione di picco al suolo, in

accordo con la classificazione del sottosuolo come suolo di tipo B secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

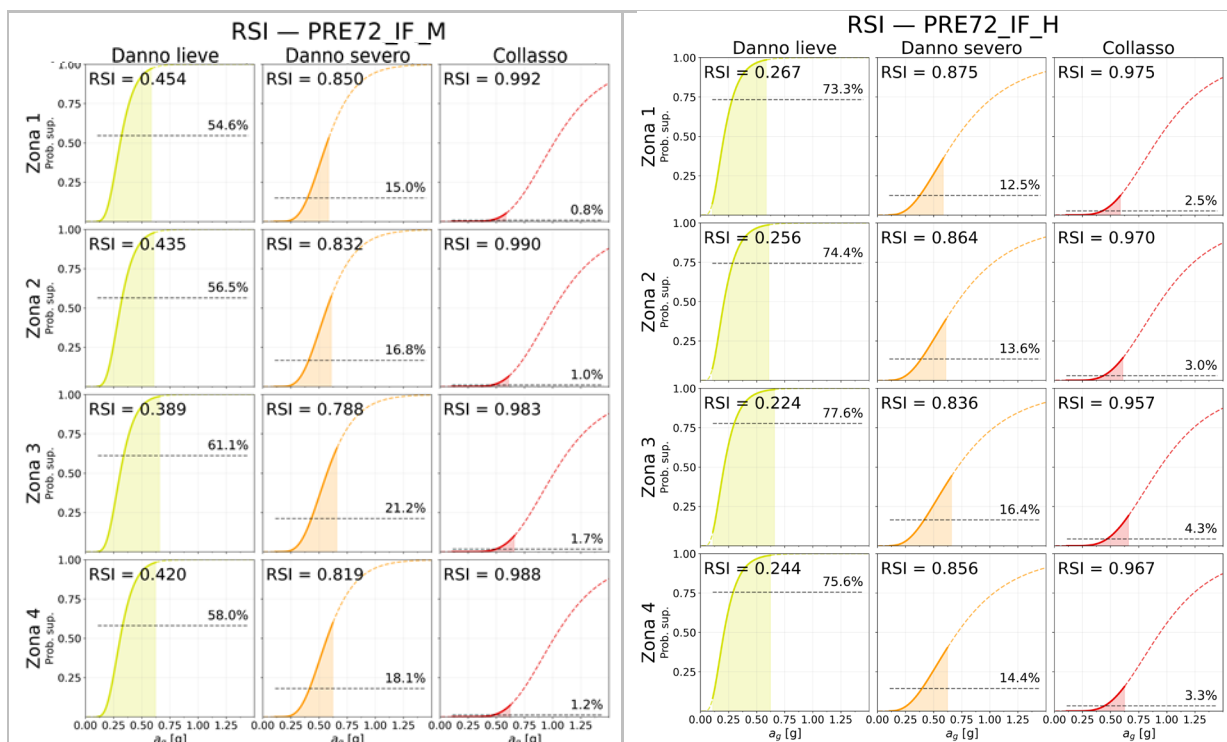
La Zona 2, pur presentando una litologia sostanzialmente analoga a quella della Zona 1 e una classificazione di sottosuolo anch'essa riconducibile alla categoria B, mostra un intervallo di a_g leggermente più contenuto, con un valore superiore pari a circa 0.46 g.

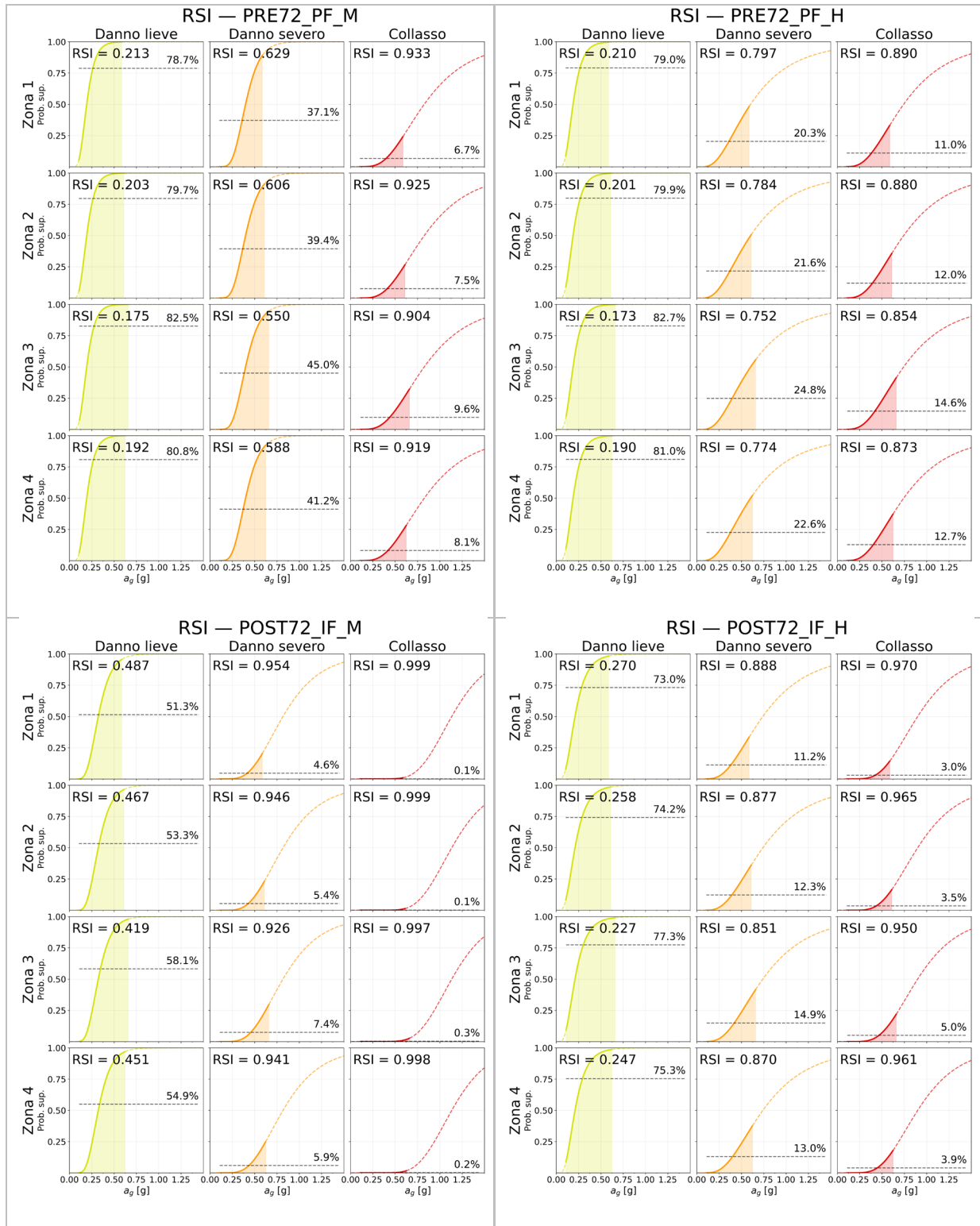
La Zona 3 evidenzia un intervallo di a_g più esteso, con un valore superiore $a_g^{\max}$ di circa 0.53g. In questo caso, la presenza di depositi alluvionali superficiali relativamente soffici, sovrastanti un substrato rigido intercettato a profondità dell'ordine di 30–35 m, determina un marcato contrasto di impedenza e una più pronunciata amplificazione della risposta in accelerazione. Tale comportamento risulta coerente con la classificazione del sottosuolo come suolo di tipo C e con le frequenze fondamentali osservate nelle analisi di risposta sismica locale.

La Zona 4 presenta un intervallo di a_g comparabile a quello della Zona 3, con un valore superiore pari a circa 0.51 g, nonostante la presenza di terreni superficiali caratterizzati da una rigidità relativamente elevata. In questo caso, l'ampiezza dell'intervallo di accelerazione è principalmente riconducibile allo spessore estremamente ridotto dei depositi di copertura e alla rapida transizione verso materiali ad elevata rigidità, che favoriscono un trasferimento diretto dell'energia sismica verso la superficie e limitano i meccanismi di attenuazione nei livelli superficiali. Tale comportamento è coerente con la classificazione del sottosuolo come suolo di categoria E secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018).

Nel complesso, i risultati mostrano come gli intervalli percentili di a_g associati a ciascuna zona riflettano in modo coerente le differenze nella struttura sismo-stratigrafica e nella profondità del substrato sismico. Tali intervalli definiscono un dominio di accelerazioni fisicamente rappresentativo della risposta sismica locale, all'interno del quale viene successivamente valutato l'indice di rischio sismico (RSI) per le diverse classi tipologiche di edifici.

Sulla base degli intervalli ($a_g^{\min}$, $a_g^{\max}$) definiti per ciascuna zona omogenea sismo-stratigrafica, viene quindi valutato l'indice di rischio sismico (RSI) mediante l'integrazione delle curve di fragilità nel corrispondente dominio di accelerazione. In tal modo, l'RSI consente di sintetizzare in un unico indicatore l'effetto combinato della risposta sismica locale e della vulnerabilità strutturale delle diverse classi tipologiche, permettendo un confronto diretto tra zone e livelli di danno, come illustrato in Figura 4.26.





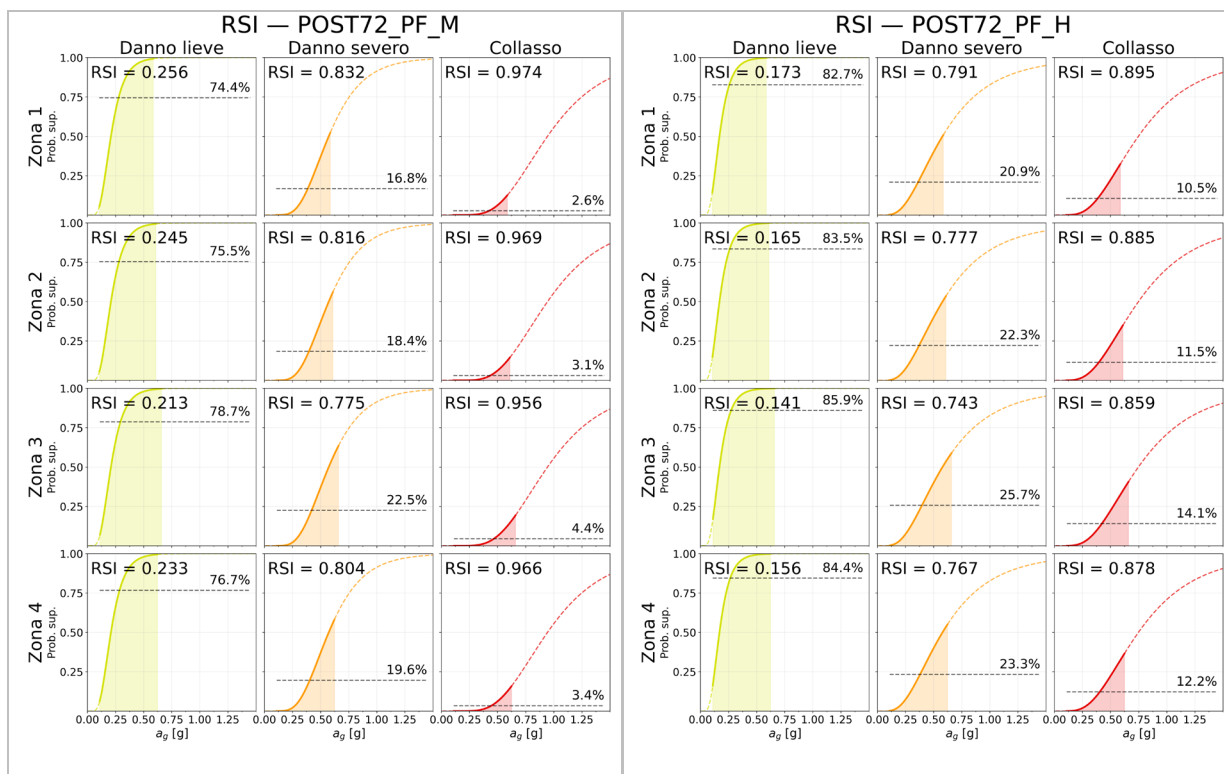


Figura 4.26 – Rappresentazione grafica dei valori dell'indice di rischio sismico RSI per ciascuna combinazione di classe tipologica-zona omogenea-livello di danno. Le colonne rappresentano i livelli di danno lieve, severo e collasso, mentre le righe corrispondono alle quattro zone sismo-stratigrafiche omogenee. In ciascun pannello è riportata la curva di fragilità associata alla corrispondente classe tipologica, l'area di integrazione dell'RSI nell'intervallo (a_g^{min} , a_g^{max}) caratteristico della zona e il valore numerico dell'indice RSI. È inoltre riportata la probabilità media di superamento attraverso la linea nera tratteggiata, questa rappresenta il complemento dell'RSI.

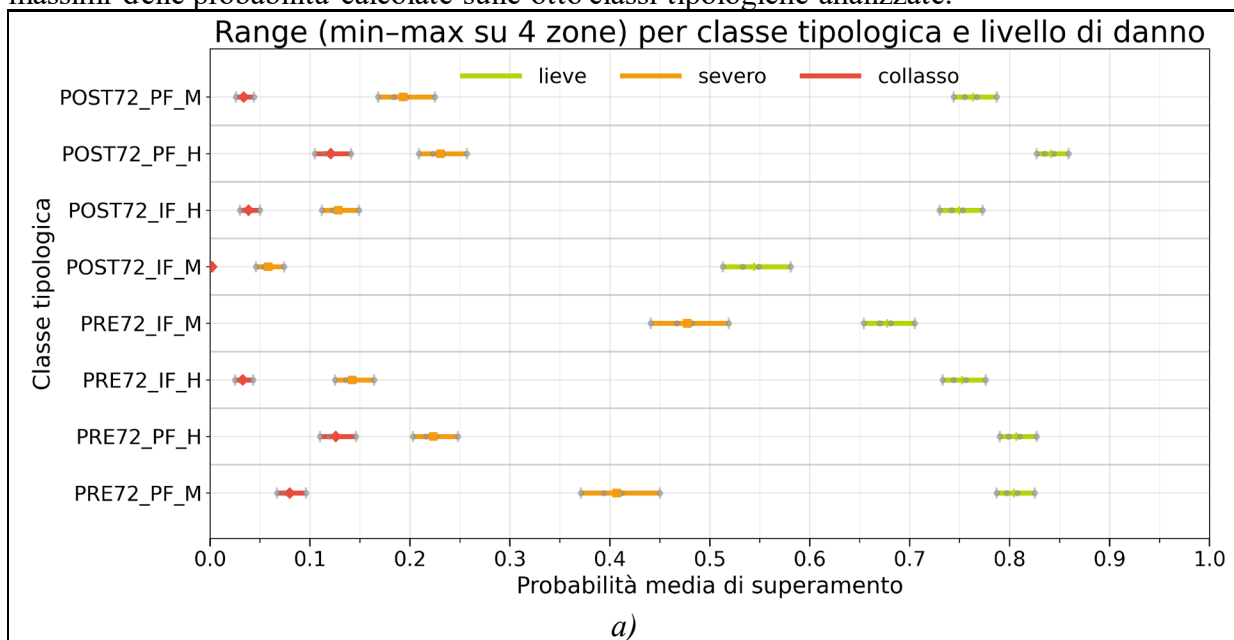
Di seguito (Tab. 4.5), la sintesi dei valori di fragilità ricondotta alla probabilità media di superamento dei diversi stati di danno ($\bar{P}_{DL,i}$), visualizzata nei grafici precedenti di Figura 4.26 attraverso il valore associato alla linea tratteggiata nera. Tale probabilità fornisce quindi una misura immediata della propensione al danneggiamento associata a ciascuna combinazione tipologica e di sito. A differenza dell'RSI, che costituisce un indice sintetico di sicurezza definito come complemento di tale probabilità, la rappresentazione in termini di probabilità di superamento consente una lettura diretta del rischio. Questa scelta risulta inoltre più coerente con l'obiettivo di una successiva rappresentazione spaziale del rischio, per la quale l'uso di una quantità espressa in termini probabilistici è più idonea.

		Edifici medi				Edifici Alti			
PRE' 72	Infill Frame	PRE72_IF_M	Lieve	Severo	Collasso	PRE72_IF_H	Lieve	Severo	Collasso
		Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.546	0.15	0.008	Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.733	0.125	0.025
		Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.565	0.168	0.01	Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.744	0.136	0.03
		Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.611	0.212	0.017	Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.776	0.164	0.043
		Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.58	0.181	0.012	Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.756	0.144	0.033
	Pilotis Frame	PRE72_PF_M	Lieve	Severo	Collasso	PRE72_PF_H	Lieve	Severo	Collasso
		Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.787	0.371	0.067	Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.79	0.203	0.11
		Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.797	0.394	0.075	Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.799	0.216	0.12
		Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.825	0.45	0.096	Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.827	0.248	0.146
		Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.808	0.412	0.081	Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.81	0.226	0.127

POST' 72	Infill Frame	POST72_IF_M	Lieve	Severo	Collasso	POST72_IF_H	Lieve	Severo	Collasso
		Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.513	0.046	0.001	Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.73	0.112	0.03
		Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.533	0.054	0.001	Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.742	0.123	0.035
		Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.581	0.074	0.003	Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.773	0.149	0.05
		Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.549	0.059	0.002	Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.753	0.13	0.039
	Pilotis Frame	POST72_PF_M	Lieve	Severo	Collasso	POST72_PF_H	Lieve	Severo	Collasso
		Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.827	0.209	0.105	Zona_1 [0.106-0.586 g]	0.744	0.168	0.026
		Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.835	0.223	0.115	Zona_2 [0.107-0.609 g]	0.755	0.184	0.031
		Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.859	0.257	0.141	Zona_3 [0.112-0.659 g]	0.787	0.225	0.044
		Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.844	0.233	0.122	Zona_4 [0.110-0.623 g]	0.767	0.196	0.034

Tab. 4.5 – Valori delle probabilità media di superamento $\bar{P}_{DL,i}$ per i diversi livelli di danno, calcolati per tutte le combinazioni di tipologia strutturale (telai con tamponamenti e telai pilotis), altezza dell'edificio (edifici medi e alti), epoca normativa (Pre'72 e Post'72) e zone omogenee sismo-stratigrafiche. La tabella fornisce una sintesi quantitativa dei risultati ottenuti, consentendo il confronto del rischio a parità di livello di danno e tipologia strutturale, nonché l'analisi dell'effetto combinato delle condizioni di sito e del periodo di progetto sulla vulnerabilità sismica.

Al fine di mettere in evidenza la variabilità associata sia alla zonazione sismo-stratigrafica sia alla tipologia edilizia, i risultati sono rappresentati graficamente in Figura 4.27 mediante intervalli di variazione (min-max) delle probabilità calcolate per i tre livelli di danno considerati. Le rappresentazioni grafiche sono costruite a partire dai valori di probabilità di superamento riportati in Tabella 4.5. In particolare, per ciascuna classe tipologica di edifici (4.27a), l'intervallo associato a ciascun livello di danno è definito dal valore minimo e massimo delle quattro zone omogenee. Analogamente, nel caso dell'analisi per zona (Figura 4.27b), l'intervallo di variazione è ottenuto considerando, per ciascuna zona e per ciascun livello di danno, i valori minimi e massimi delle probabilità calcolate sulle otto classi tipologiche analizzate.



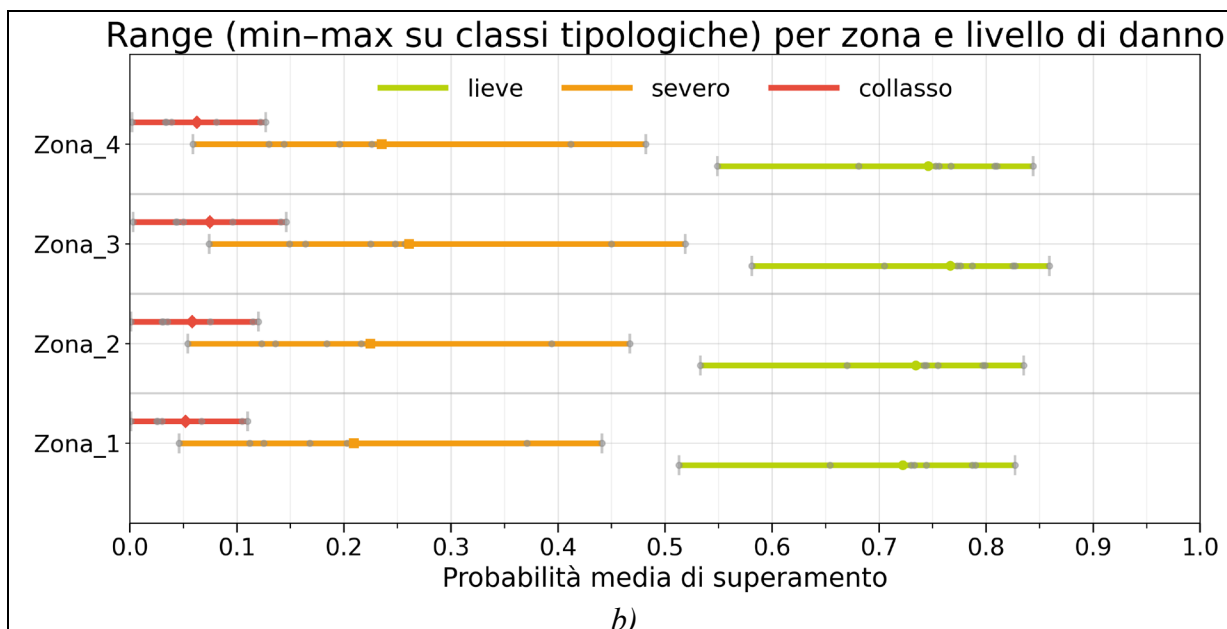


Figura 4.27 – a) Variabilità della probabilità di superamento per ogni livello di danno associata: a) alle otto classi tipologiche ottenuta a partire dai valori minimi e massimi relativi a ciascuna zona omogenee; b) alle quattro zone omogenee sismo-stratigrafiche ottenute a partire dai valori minimi e massimi delle classi tipologiche.

Dalla Figura 4.27a emerge in modo chiaro come la tipologia strutturale rappresenti il principale fattore discriminante della vulnerabilità sismica: i telai con tamponamenti mostrano sistematicamente probabilità medie di superamento inferiori rispetto ai telai pilotis, sia per edifici di altezza media sia per edifici alti, confermando una minore propensione al raggiungimento degli stati di danno considerati. L'effetto dell'epoca normativa si manifesta prevalentemente come una riduzione generalizzata delle probabilità assolute, più marcata nelle strutture tamponate, senza alterare in modo sostanziale i rapporti relativi tra le diverse classi tipologiche.

Negli edifici di altezza media, il passaggio dal periodo Pre-72 al Post-72 determina una riduzione significativa delle probabilità di superamento per tutti i livelli di danno nei telai infill, con valori già contenuti per danno severo e pressoché trascurabili per il collasso. Nei telai pilotis, la riduzione risulta invece più evidente per danni lievi e severi, pur permanendo probabilità sensibilmente più elevate rispetto alle strutture tamponate, a indicare una persistente vulnerabilità associata alla configurazione a piano debole.

La Figura 4.27b, organizzata per zone sismo-stratigrafiche, mette in evidenza la dispersione delle probabilità di superamento tra le diverse classi tipologiche all'interno di ciascuna zona. Anche in questo caso, l'ampiezza degli intervalli risulta maggiore per danni lievi, mentre tende a ridursi progressivamente per danni severi e soprattutto per collasso, indicando una crescente selettività del danno al crescere della severità. La zonazione mostra un'influenza sistematica: a parità di classe tipologica (Tab. 4.5) la Zona 3 risulta la più vulnerabile, presentando i valori di probabilità di superamento più elevati per tutti i livelli di danno, mentre la Zona 2 si configura come la meno critica; le Zone 1 e 4 assumono una posizione intermedia con differenze generalmente contenute.

Nel complesso, l'analisi congiunta delle probabilità superamento riportate in tabella 4.5 e nei relativi grafici (Figura 4.27), consente di delineare una chiara gerarchia dei fattori che governano la vulnerabilità sismica: la tipologia strutturale emerge come determinante principale della propensione al danneggiamento, l'altezza e la configurazione a piano debole amplificano la risposta soprattutto per i livelli di danno meno severi, mentre la zonazione sismo-stratigrafica agisce come fattore modulante, influenzando l'innescò del danno senza alterare i rapporti relativi tra le diverse classi. Il miglioramento normativo contribuisce a ridurre le probabilità assolute di superamento, ma non risulta sufficiente a compensare completamente le criticità strutturali associate ai telai pilotis, in particolare negli edifici alti e nelle zone più sfavorevoli.

4.6 Mappe di rischio sismico

Nel presente paragrafo la valutazione del rischio sismico a scala urbana viene ricondotta a una rappresentazione spaziale esplicita, ottenuta mediante l'integrazione delle informazioni relative alla tipologia edilizia e alle condizioni locali di sito.

In particolare, nel § 4.4.1 è stata ricostruita la distribuzione delle classi tipologiche edilizie nell'ambiente urbano della città di Potenza, mentre nel § 3.2.2 l'area urbana è stata suddivisa in zone omogenee dal punto di vista sismo-stratigrafico. L'integrazione di questi due livelli informativi consente di definire un insieme completo di combinazioni tipologia–zona, costituito da 8 classi tipologiche edilizie e 4 zone sismo-stratigrafiche, per un totale di 32 configurazioni potenziali di esposizione e risposta sismica.

L'operazione di integrazione è stata condotta in ambiente GIS mediante l'intersezione spaziale tra la cartografia delle sezioni censuarie ISTAT e la mappa delle zone sismo-stratigrafiche. Nel caso in cui una sezione censuaria risulti intersecata da più zone sismo-stratigrafiche, essa è stata suddivisa in porzioni distinte sulla base dell'area di sovrapposizione con ciascuna zona, al fine di preservare la coerenza spaziale tra le unità censuarie e la zonazione di sito. Tale procedura ha prodotto un totale di 1304 porzioni di sezione censuaria.

Tra le 1304 porzioni di sezione censuaria ottenute dall'intersezione spaziale, 1010 risultano effettivamente popolate da edifici per i quali è disponibile un'informazione tipologica coerente con il modello di valutazione adottato. Le restanti 294 porzioni, pur ricadendo in aree edificate, sono state escluse dalle successive analisi di rischio sismico in quanto caratterizzate da tipologie edilizie non compatibili con le assunzioni di base del modello.

In particolare, sono state escluse le porzioni di sezione censuaria ricadenti nel nucleo del centro storico, caratterizzato da una prevalenza di edifici in muratura portante non riconducibili alle classi tipologiche considerate. Sono state inoltre escluse le sezioni per le quali non risultano disponibili unità volumetriche nel database RSDI 2015, utilizzato come riferimento per la caratterizzazione edilizia. Si sottolinea che tale database è aggiornato al 2015 e che, pertanto, nelle sezioni escluse potrebbero essere presenti edifici realizzati successivamente; tuttavia, tali edifici non sono stati inclusi nelle analisi in quanto presumibilmente costruiti in accordo con normative sismiche recenti e quindi al di fuori del campo di applicazione del modello adottato.

Infine, analogamente a quanto effettuato per la mappa di risonanza suolo–struttura, sono state escluse dall'analisi le porzioni di sezione censuaria caratterizzate dalla presenza prevalente di edifici con altezza inferiore a 9.4 m. Tale esclusione deriva dalla composizione del campione sperimentale utilizzato per la calibrazione del modello. In particolare, nel campione dei 153 edifici monitorati non risultano presenti edifici con altezza inferiore a 9.4 m; di conseguenza, per tale classe edilizia (edifici bassi) non sono disponibili dati sperimentali utili alla definizione dei parametri di risposta dinamica e alla successiva modellazione numerica (NLDA).

Le porzioni di sezione censuaria escluse dalle analisi sono riportate in mappa mediante tratteggio (Figura 4.27b) e non concorrono alla valutazione del rischio sismico. Per le restanti porzioni di sezione censuaria è stata invece assegnata la corrispondente classe tipologica edilizia, ottenendo la mappa integrata tipologia–zona, che costituisce la base conoscitiva per le successive elaborazioni di rischio.

Al fine di migliorare la leggibilità e l'interpretazione dei risultati dell'intersezione spaziale, si è scelto di non rappresentare simultaneamente tutte le informazioni in un'unica cartografia, che sarebbe risultata eccessivamente complessa. Sono state pertanto prodotte due mappe distinte, tra loro perfettamente coerenti dal punto di vista spaziale e informativo, ma differenziate per il tematismo rappresentato.

In particolare, nella prima mappa (Figura 4.27a) le 1304 porzioni di sezione censuaria sono rappresentate in funzione della zona sismo-stratigrafica di appartenenza, mentre nella seconda mappa (Figura 4.27b) le medesime porzioni sono rappresentate in funzione della classe tipologica edilizia assegnata. La lettura congiunta delle due mappe consente di ricostruire in modo completo

e intuitivo la distribuzione spaziale delle combinazioni tipologia–zona, senza introdurre ambiguità interpretative.

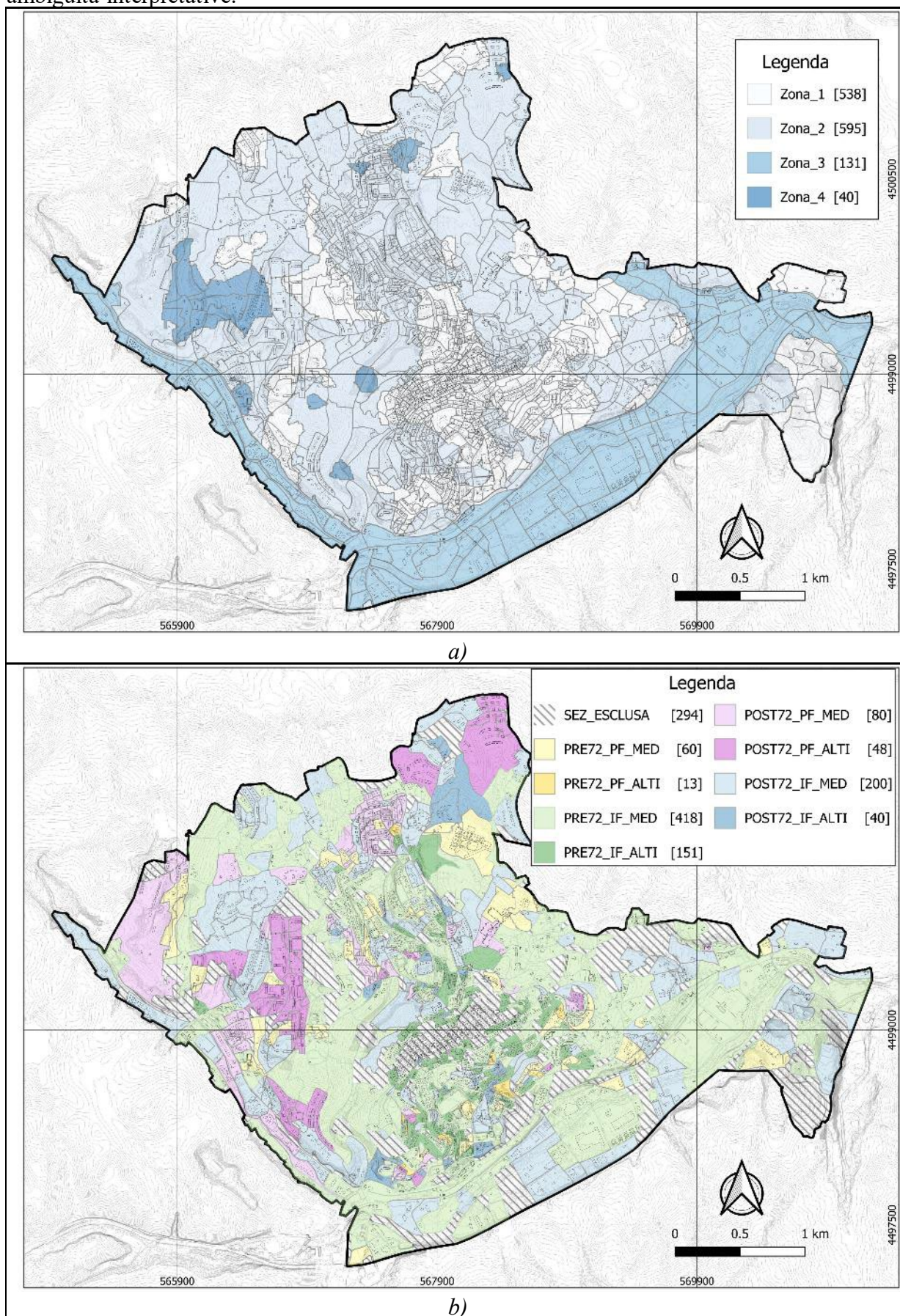


Figura 4.27 – a) Rappresentazione delle 1304 porzioni di sezione censuaria ottenute dall'intersezione tra le sezioni censuarie ISTAT e le zone sismo-stratigrafiche dell'area urbana di Potenza; le porzioni sono classificate in funzione della zona omogenea

di appartenenza; b) Rappresentazione delle medesime 1304 porzioni di sezione censuaria, classificate in funzione della classe tipologica edilizia assegnata. Le porzioni tratteggiate indicano le sezioni escluse dalle analisi di rischio sismico in quanto non compatibili con il modello adottato o prive dei dati necessari alla caratterizzazione edilizia.

Le mappe di Figura 4.27 consentono una prima lettura spaziale della distribuzione delle porzioni di sezione censuaria in funzione, rispettivamente, della zonazione sismo-stratigrafica e delle classi tipologiche edilizie assegnate. La rappresentazione cartografica permette di individuare le principali aree di concentrazione delle diverse tipologie e di evidenziare le porzioni escluse dall'analisi, fornendo una visione d'insieme della struttura urbana analizzata.

Tuttavia, la sola lettura cartografica non consente di cogliere in modo immediato il peso relativo delle diverse classi tipologiche all'interno di ciascuna zona omogenea. Per questo motivo, le informazioni contenute nelle mappe sono state ulteriormente sintetizzate mediante una rappresentazione quantitativa, che consente di analizzare in modo più chiaro e comparabile la distribuzione delle classi edilizie nelle diverse zone sismo-stratigrafiche.

La Figura 4.29 mostra pertanto la distribuzione numerica delle porzioni di sezione censuaria analizzate, suddivise per zona omogenea e per classe tipologica edilizia, distinguendo tra edifici a telaio in cemento armato (IF) e edifici in calcestruzzo prefabbricato (PF), nonché tra classi di altezza media e alta. Tale rappresentazione consente di chiarire il ruolo relativo delle diverse tipologie edilizie nelle singole zone e costituisce un supporto interpretativo essenziale per le successive valutazioni di rischio sismico.

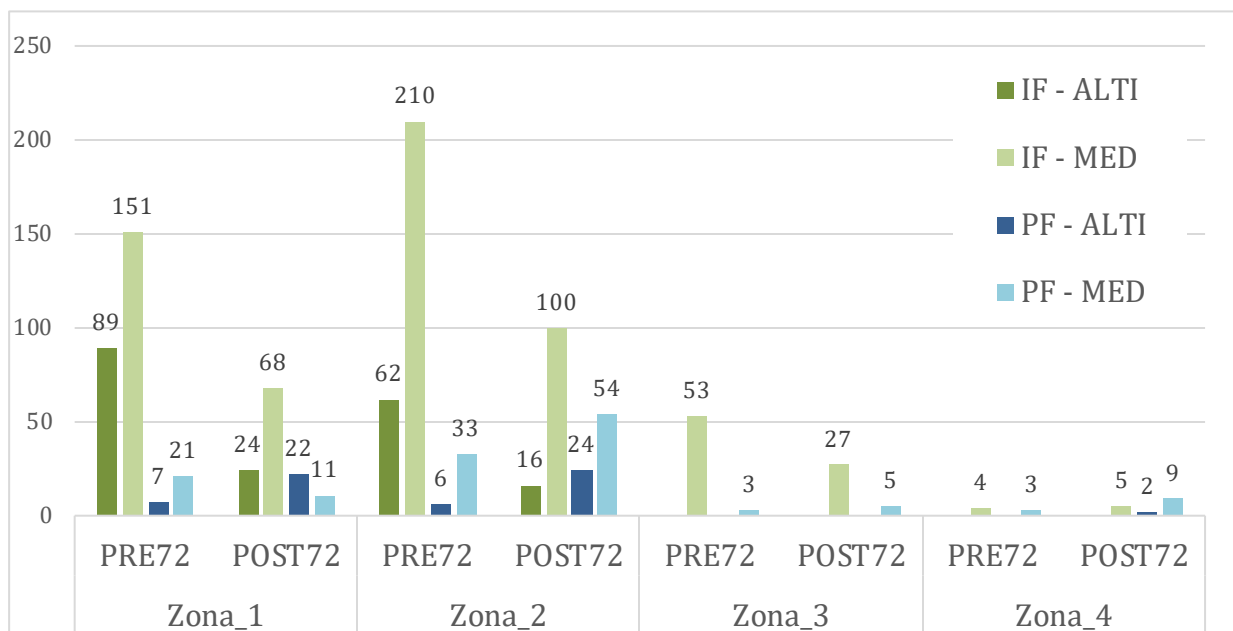


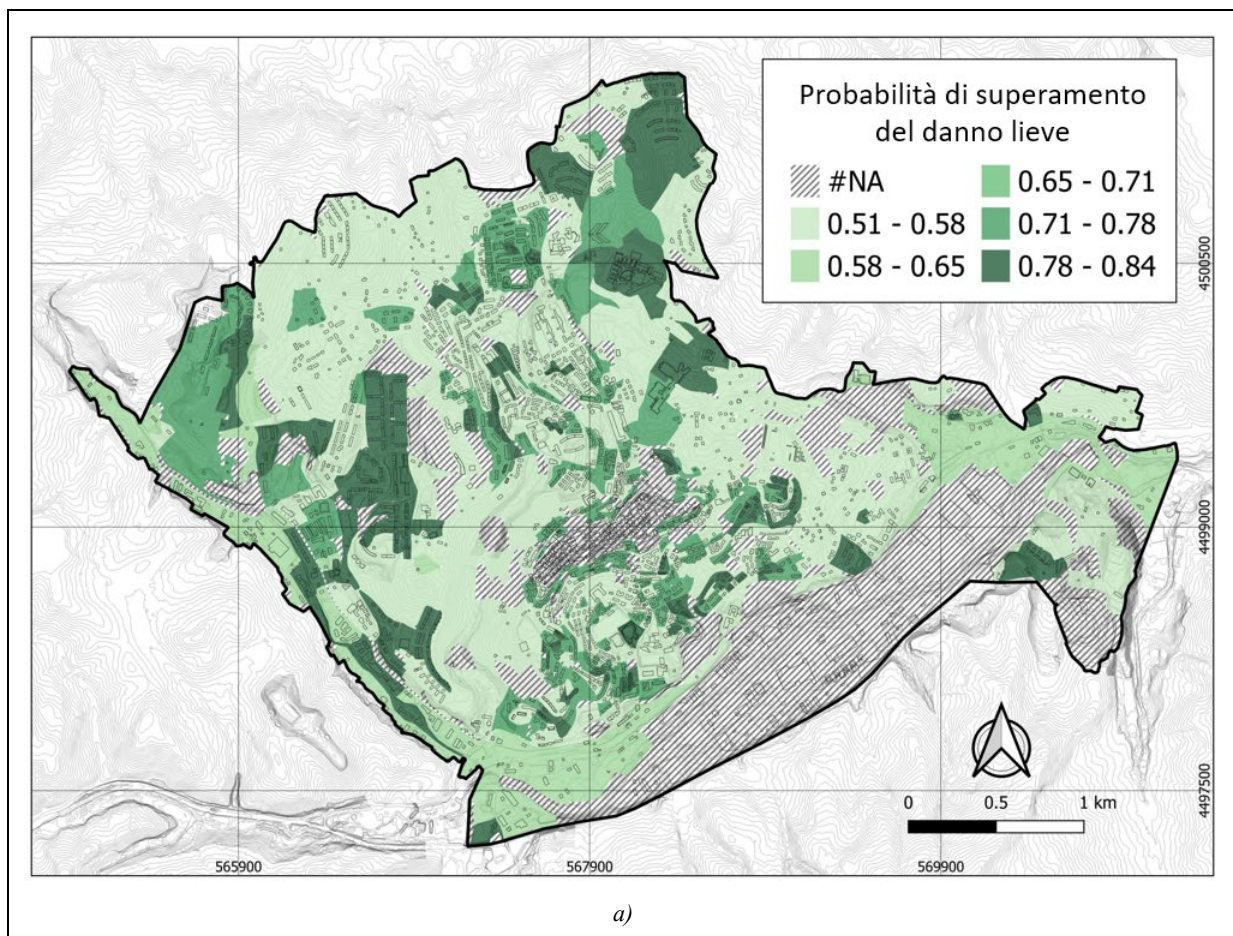
Figura 4.28 – a) Distribuzione quantitativa delle 1304 porzioni di sezione censuaria ottenute dall'intersezione tra le sezioni censuarie ISTAT e le zone sismo-stratigrafiche dell'area urbana di Potenza; per ciascuna delle 4 zone omogenee sismo-stratigrafiche è riportata la numerosità delle sezioni censuarie classificate in base alla tipologia edilizia.

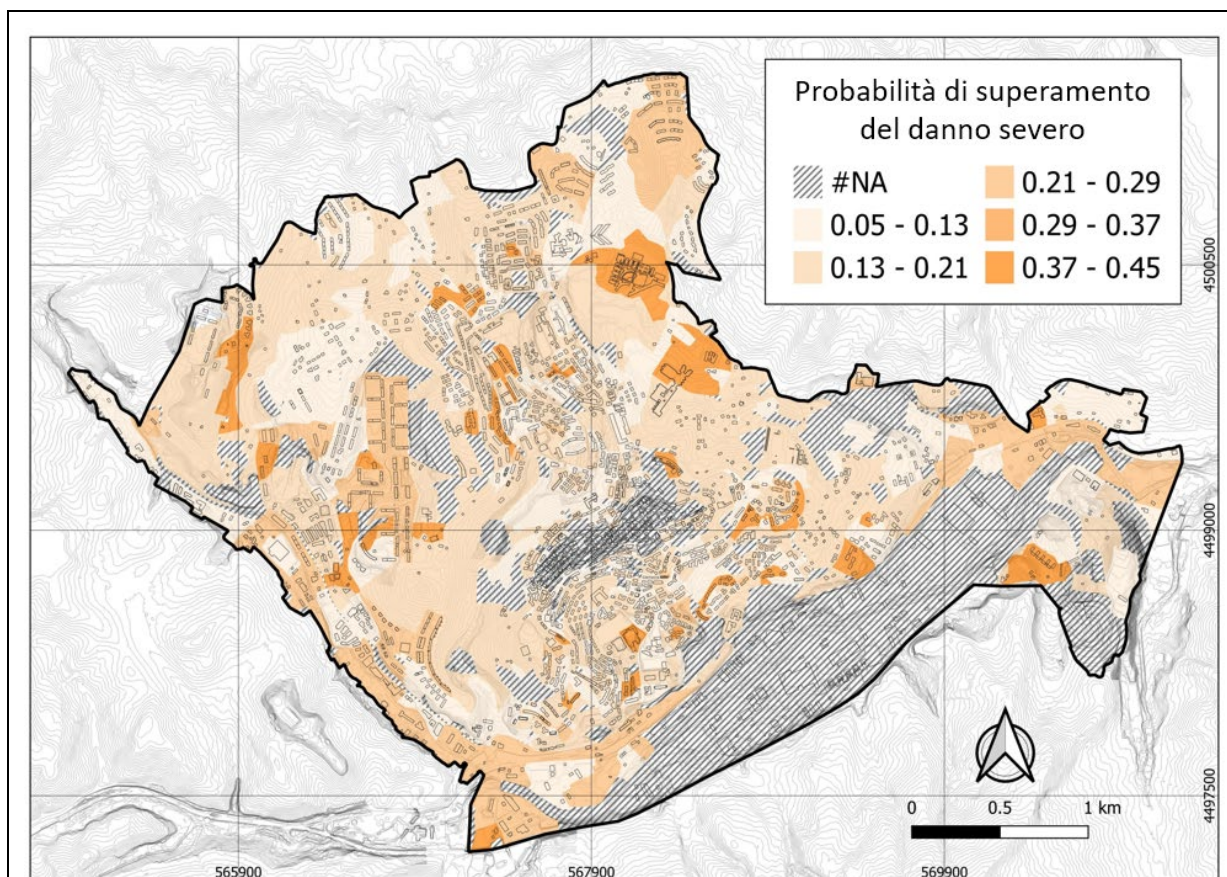
La lettura congiunta delle rappresentazioni cartografiche (Figura 4.27) e della distribuzione quantitativa delle classi tipologiche per zona sismo-stratigrafica (Figura 4.28) consente di delineare un quadro complessivo dell'esposizione urbana analizzata. In tutte le zone considerate emerge una netta prevalenza di edifici *Infill frame*, con predominanza delle classi di altezza media rispetto a quelle di altezza elevata. Tale configurazione risulta particolarmente marcata nelle Zone 1 e 2, che concentrano la maggior parte delle porzioni di sezione censuaria analizzabili e rappresentano pertanto le aree a maggiore incidenza sul risultato complessivo della valutazione di rischio sismico.

A partire dalle combinazioni classe tipologica- zona sismo-stratigrafica appena discussa, sono state costruite tre mappe di rischio sismico, ciascuna riferita a un diverso livello di danno, nelle quali a ogni zona censuaria è associata una probabilità media di superamento dello stato di danno considerato. Tale probabilità esprime la propensione media degli edifici appartenenti a una data

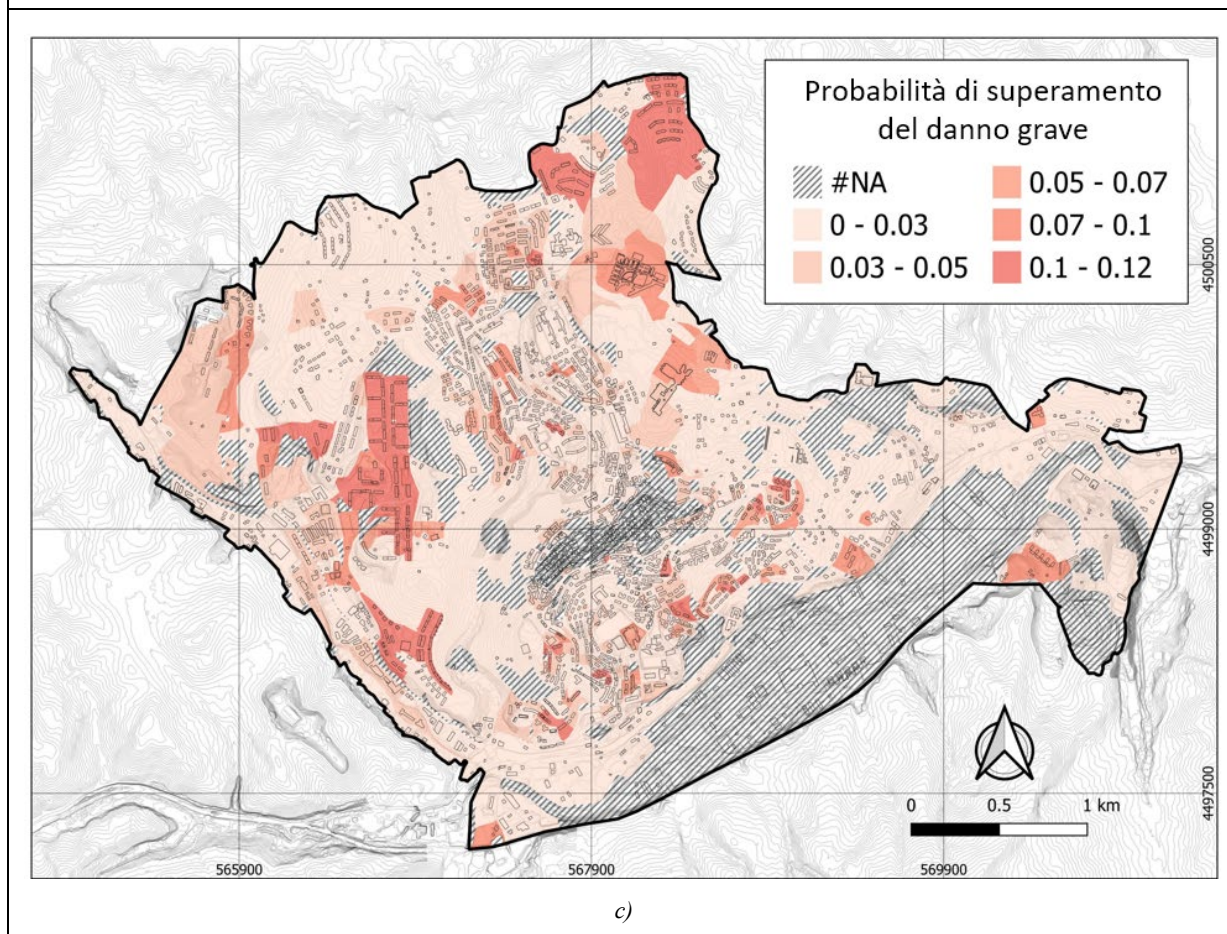
combinazione tipologica e di sito a raggiungere o superare un determinato livello di danno, considerando un intervallo di accelerazione sismica rappresentativo delle condizioni locali. In altre parole, essa quantifica quanto frequentemente, in media, il danno atteso risulta superiore a una soglia prefissata all'interno del dominio di accelerazione analizzato, fornendo una misura direttamente interpretabile della vulnerabilità sismica relativa.

La scelta di rappresentare il rischio in termini di probabilità di superamento, piuttosto che mediante l'indice di rischio sismico (RSI), consente una lettura più immediata dei risultati, particolarmente adatta alla rappresentazione cartografica e al confronto spaziale tra diverse aree urbane. Le mappe così ottenute (Figura 4.29) permettono quindi di evidenziare in modo chiaro come il rischio sismico derivi dall'interazione tra caratteristiche strutturali dell'edificio e condizioni sismo-stratigrafiche locali, e di individuare le zone della città maggiormente esposte ai diversi livelli di danneggiamento.





b)



c)

Figura 4.29 - Mappe di rischio sismico della città di Potenza su base delle sezioni censuarie (1304) classificate in base alla probabilità media di superamento ottenute dalle combinazioni di classi tipologiche e zone omogenee; le porzioni tratteggiate

(274) indicano le sezioni escluse dalle analisi di rischio sismico in quanto prive dei dati necessari alla caratterizzazione edilizia adottata. Per ciascun livello di danno, l'intervallo di probabilità si concentra in domini differenti: a) per danno lieve i valori risultano compresi tra 0.51 e 0.84 e sono rappresentati mediante una scala cromatica verde; b) per danno severo l'intervallo varia tra 0.05 e 0.45 ed è visualizzato con una scala arancione; c) per collasso i valori sono compresi tra 0 e 0.12 e rappresentati con una scala rossa. Ciascun intervallo di probabilità è stato suddiviso in cinque classi di ampiezza uniforme, al fine di evidenziare la variabilità spaziale interna a ciascun livello di danno.

Le mappe di probabilità media di superamento per i tre livelli di danno considerati (Figura 4.29) forniscono una rappresentazione della distribuzione spaziale del rischio sismico nell'area urbana della città di Potenza, mettendo in evidenza una marcata dipendenza sia dal livello di danno sia dalla combinazione di tipologia edilizia e zonazione sismo-stratigrafica. La classificazione della probabilità in cinque classi di ampiezza uniforme consente di cogliere le variazioni interne.

Per il livello di danno lieve, associato al raggiungimento di stati di danneggiamento lieve, le probabilità di superamento risultano generalmente elevate sull'intera area di studio, con valori compresi tra 0.51 e 0.84. La distribuzione spaziale appare relativamente continua e diffusa, indicando una propensione generalizzata al superamento di danno lieve per la maggior parte delle sezioni censuarie analizzate. All'interno di questo quadro complessivamente omogeneo, tuttavia, si distinguono settori caratterizzati da probabilità più elevate, che si distribuiscono in modo non uniforme e riflettono l'influenza congiunta delle tipologie strutturali più vulnerabili e delle condizioni locali più sfavorevoli.

Il passaggio al livello di danno severo determina una netta contrazione dell'intervallo di probabilità di superamento, che si colloca tra 0.05 e 0.45, accompagnata da un cambiamento sostanziale nella struttura spaziale della distribuzione. Rispetto al danno lieve, la probabilità di superamento del danno severo non risulta più diffusa in modo quasi continuo, ma tende a concentrarsi in porzioni più circoscritte del territorio, dando luogo a una configurazione spaziale maggiormente frammentata ed eterogenea. Le aree caratterizzate da probabilità medio-alte di superamento risultano localizzate e discontinue, indicando che il raggiungimento di stati di danno severo è fortemente selettivo e dipende in modo più marcato dalla presenza di specifiche combinazioni di vulnerabilità strutturale e condizioni sismo-stratigrafiche. Al contempo, ampie porzioni dell'area urbana mostrano probabilità contenute, a testimonianza di una riduzione generalizzata della propensione al danneggiamento all'aumentare della severità dello stato limite considerato.

Questa tendenza risulta ulteriormente accentuata nel caso di collasso, associato al raggiungimento di stati di danneggiamento severo. In questo caso, le probabilità di superamento assumono valori molto bassi sull'intero territorio, concentrandosi nell'intervallo 0–0.12, e interessano esclusivamente porzioni limitate e ben definite dell'area di studio. La distribuzione spaziale del collasso evidenzia una marcata concentrazione delle probabilità più elevate in specifici settori, mentre la maggior parte delle sezioni censuarie presenta valori prossimi allo zero. Ciò indica che il raggiungimento degli stati di danno più severi costituisce un fenomeno raro e fortemente condizionato da configurazioni strutturali particolarmente vulnerabili e da condizioni locali sfavorevoli, piuttosto che un comportamento diffuso dell'intero tessuto urbano.

Nel complesso, la lettura congiunta delle tre mappe mette in evidenza una progressiva evoluzione spaziale del rischio sismico al crescere del livello di danno, che passa da una configurazione prevalentemente diffusa per danno lieve a una distribuzione selettiva e frammentata per danno severo, fino a una concentrazione fortemente localizzata per il collasso. Tale progressione non comporta tuttavia una completa riorganizzazione spaziale delle aree a maggiore probabilità di superamento, che risultano in larga misura persistenti al variare del livello di danno. In particolare, le porzioni di territorio che mostrano sistematicamente le probabilità più elevate coincidono prevalentemente con alcuni settori del quartiere Europa Unita, cui si affiancano porzioni più limitate localizzate nella parte meridionale dell'area urbana, in corrispondenza della località Cucuzzo e di specifici settori del quartiere Gallitello. Ulteriori aree esposte si riscontrano nella porzione settentrionale del quartiere Macchia Romana, mentre altre sezioni caratterizzate da probabilità elevate risultano distribuite in modo frammentato e

discontinuo nella zona a sud del centro storico, dove l'esposizione al rischio appare più localizzata e discontinua. Nel complesso, la persistenza delle stesse aree critiche lungo la progressione del danno suggerisce che, pur in presenza di una drastica riduzione delle probabilità assolute e di una contrazione delle porzioni di territorio coinvolte, la distribuzione spaziale del rischio rimane fortemente controllata da fattori strutturali e locali stabili, che determinano la localizzazione delle aree a maggiore vulnerabilità all'interno del tessuto urbano.

La valutazione della distribuzione delle probabilità di superamento è inoltre approfondita mediante l'analisi della distribuzione cumulativa pesata per area, che consente di interpretare la probabilità di danneggiamento in relazione all'estensione spaziale effettivamente interessata. Si ricorda che l'area complessiva dell'area di indagine è pari a 13.24 km² e che, al netto delle sezioni censuarie escluse dalla presente analisi per assenza dei dati necessari alla caratterizzazione edilizia, l'area urbana effettivamente analizzata si riduce a 11.18 km².

Per tale area urbana è stato costruito un grafico che rappresenta, per ciascun livello di danno considerato, la funzione di distribuzione cumulativa della probabilità di superamento pesata per area (Figura 4.30). In particolare, a ciascuna porzione di sezione censuaria è associata una probabilità media di superamento e la relativa area; ordinando tali porzioni per probabilità crescente e cumulando progressivamente le aree normalizzate rispetto all'area totale analizzata, si ottiene una curva che esprime, per ogni valore di probabilità, la percentuale di area urbana caratterizzata da tale probabilità di superamento. Questa rappresentazione consente di superare una lettura puntuale o puramente spaziale dei risultati, fornendo una misura sintetica della diffusione territoriale del rischio per ciascun livello di danno.

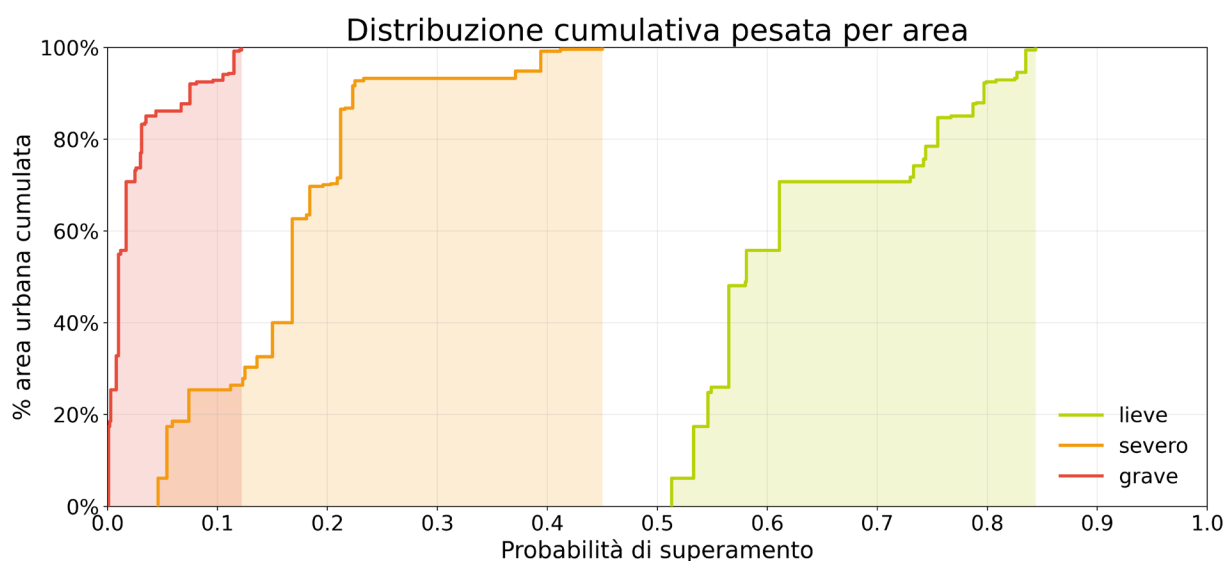


Figura 4.30 – Distribuzione cumulativa pesata per area della probabilità di superamento dei livelli di danno lieve, danno severo e collasso nell'area urbana della città di Potenza. Il grafico rappresenta, per ciascun livello di danno, la percentuale cumulata di area urbana analizzata in funzione della probabilità media di superamento associata alle porzioni delle sezioni censuarie incluse nello studio. Le curve sono ottenute ordinando le porzioni di sezione per probabilità crescente e cumulando progressivamente le rispettive aree, normalizzate rispetto all'area totale analizzata.

L'analisi delle curve cumulative evidenzia comportamenti significativamente differenti al variare del livello di danno. Per il danno lieve, la curva risulta spostata verso valori elevati di probabilità, indicando che una quota rilevante dell'area urbana analizzata è associata a probabilità di superamento medio-alte; in particolare, gran parte dell'area presenta probabilità superiori a circa 0.6, a conferma della natura diffusa del danneggiamento lieve sull'intero tessuto urbano. La pendenza relativamente moderata della curva riflette una distribuzione spaziale piuttosto estesa e continua delle probabilità.

Per il danno severo, la distribuzione cumulativa mostra uno spostamento marcato verso probabilità più contenute e una maggiore variabilità lungo l'asse delle probabilità. Una quota significativa dell'area urbana è caratterizzata da probabilità di superamento basse o moderate,

mentre solo porzioni più limitate del territorio contribuiscono ai valori più elevati. Ciò indica che il raggiungimento di stati di danno severo risulta meno diffuso e maggiormente selettivo rispetto al danno lieve, interessando in misura prevalente specifiche combinazioni di tipologia edilizia e condizioni locali.

Per il collasso, infine, la curva cumulativa risulta fortemente concentrata su valori di probabilità prossimi allo zero, con un rapido incremento della percentuale di area cumulata per bassi valori di probabilità. Questo comportamento evidenzia come la quasi totalità dell'area urbana analizzata presenti probabilità molto contenute di superamento dello stato di danno severo, mentre solo una frazione limitata del territorio contribuisce ai valori più elevati. Tale andamento conferma che il raggiungimento dei livelli di danno più gravi costituisce un fenomeno spazialmente circoscritto e fortemente selettivo.

Nel complesso, il confronto tra le tre curve cumulative mette in evidenza una progressiva contrazione dell'area urbana associata a probabilità significative di superamento al crescere del livello di danno, fornendo una lettura quantitativa e sintetica della transizione da un rischio diffuso per danno lieve a un rischio concentrato e localizzato per danno severo e, soprattutto, per danno collasso. Questa analisi integra e rafforza le informazioni ottenute dalle rappresentazioni cartografiche, consentendo di valutare in modo diretto il peso territoriale dei diversi livelli di danno.

Conclusioni

Nel presente lavoro di dottorato sono stati analizzati alcuni aspetti del rischio sismico in ambiente urbano, con riferimento sia alla scala del singolo edificio sia alla scala urbana delle sezioni censuarie. È opportuno sottolineare che la valutazione del rischio sismico costituisce un problema complesso e multidimensionale, che coinvolge numerosi fattori legati alla pericolosità, alla vulnerabilità, all'esposizione e alla resilienza del sistema urbano. In questo contesto, le analisi condotte non intendono fornire una stima esaustiva del rischio sismico, ma piuttosto contribuire alla sua comprensione attraverso l'uso integrato di misure sperimentali e modellazioni numeriche.

A partire da un unico dataset di 453 misure sperimentali, di cui 300 acquisite sul suolo e 153 sugli edifici, il lavoro ha prodotto due risultati principali tra loro concettualmente distinti ma fortemente complementari.

Il primo risultato è rappresentato dalla mappa di risonanza suolo-struttura, che descrive la distribuzione spaziale delle condizioni di interazione dinamica tra i terreni di fondazione e il costruito in campo elastico lineare. Tale mappa consente di individuare gli edifici per i quali, in caso di evento sismico, possono verificarsi condizioni di amplificazione della domanda sismica dovute alla sovrapposizione tra le frequenze caratteristiche del suolo e quelle proprie delle strutture. In questa prospettiva, la mappa di risonanza non fornisce una misura diretta del danno atteso, ma rappresenta uno strumento di lettura della domanda sismica potenzialmente amplificata, utile a identificare gli edifici maggiormente sollecitati e quindi potenzialmente più esposti a danni nelle fasi iniziali della risposta strutturale.

Il secondo risultato riguarda la valutazione probabilistica del danno sismico, espressa in termini di distribuzione della probabilità di superamento di specifici livelli di danno associati alle sezioni censuarie dell'area urbana della città di Potenza. Attraverso l'integrazione tra la capacità strutturale degli edifici, descritta mediante curve di fragilità tipologiche, e la domanda sismica locale derivata da scenari site-specific, è stato possibile costruire mappe di rischio in grado di sintetizzare, a scala urbana, la propensione al danneggiamento del costruito per diversi livelli di intensità sismica.

Sebbene le due mappe derivino da approcci analitici differenti e si riferiscano a domini di risposta distinti — il campo elastico lineare nel caso della risonanza e il comportamento non lineare nel caso delle fragilità — esse condividono una base comune costituita dalle stesse misure sperimentali sul suolo e sugli edifici. Questo aspetto rappresenta uno degli elementi qualificanti del lavoro, in quanto consente di leggere il comportamento sismico urbano secondo prospettive diverse ma coerenti, mantenendo un forte legame con le caratteristiche dinamiche effettivamente osservate in sito.

Nella parte finale del lavoro, i due risultati sono stati integrati in una mappa di sintesi, finalizzata a fornire una visione complessiva delle condizioni di criticità sismica dell'area urbana.

In particolare, i livelli di risonanza suolo-struttura sono stati sovrapposti alla mappa di rischio relativa al danno lieve. Tale scelta metodologica è motivata dal legame fisico esistente tra le condizioni di amplificazione della domanda sismica, individuate in campo elastico lineare, e l'insorgere dei primi meccanismi di danneggiamento strutturale in campo non lineare.

Il danno lieve rappresenta infatti il primo livello di risposta strutturale sensibile all'incremento delle sollecitazioni indotto dalla risonanza, costituendo quindi l'indicatore più coerente per l'integrazione tra i due domini analitici considerati.

Tale rappresentazione (Figura 4.31) consente di evidenziare, da un lato, gli edifici maggiormente soggetti ad amplificazione della domanda sismica e, dall'altro, le porzioni di territorio caratterizzate da una maggiore probabilità di superamento di determinati livelli di danno.

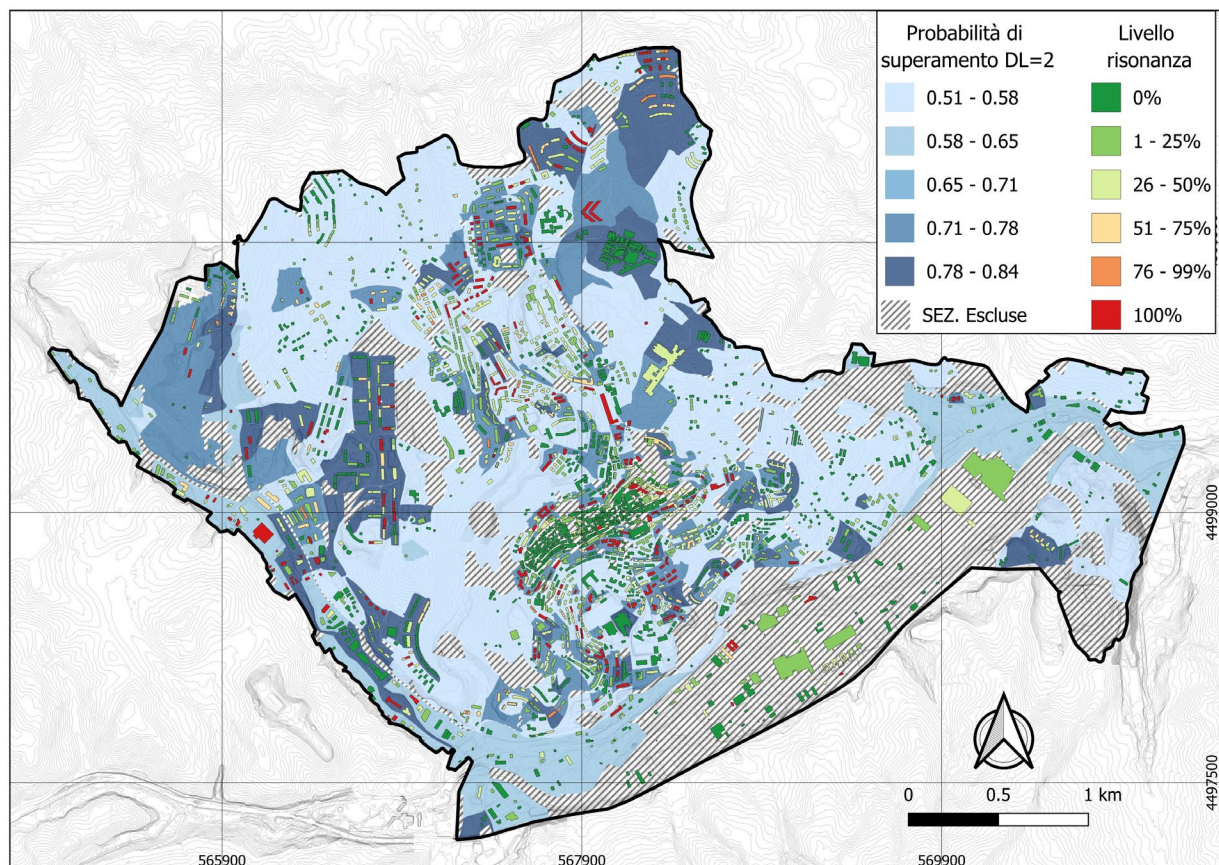


Figura 4.31 Sovrapposizione tra mappa di risonanza suolo-struttura a scala dei singoli edifici e mappa probabilità di superamento del danno lieve su base delle sezioni censuarie.

Dalla sovrapposizione emerge come le condizioni più sfavorevoli non risultino uniformemente distribuite, ma tendano a concentrarsi in specifici ambiti urbani in cui coesistono elevate probabilità di superamento del danno lieve e significativi livelli di risonanza suolo-struttura. In tali contesti, l'amplificazione della domanda dinamica indotta dalle condizioni stratigrafiche locali si associa a una maggiore propensione al danneggiamento, configurando scenari di risposta particolarmente critici.

Al contrario, ampie porzioni del territorio urbano mostrano una combinazione più favorevole, caratterizzata da probabilità di danno contenute e assenza o bassa incidenza di fenomeni di risonanza, suggerendo condizioni di minore amplificazione della domanda e quindi una risposta strutturale attesa più moderata.

In termini quantitativi (Figura 4.32), considerando gli intervalli di probabilità di superamento più elevati (0.71–0.84) e i livelli di risonanza maggiori del 75%, si individuano complessivamente circa 180 edifici che presentano simultaneamente entrambe le condizioni critiche. Tali edifici risultano concentrati principalmente nei settori urbani in cui la combinazione tra caratteristiche stratigrafiche locali e proprietà dinamiche del costruito amplifica la risposta sismica attesa.

All'estremo opposto, si osserva un'ampia quota di edifici collocati in condizioni relativamente favorevoli. In particolare, circa 574 edifici ricadono nella classe a più bassa probabilità di superamento del danno lieve (0.51–0.58) e presentano assenza di risonanza, valore che sale a 888 edifici includendo anche livelli di risonanza molto bassi ($\leq 25\%$). In tali contesti, la minore amplificazione della domanda sismica si associa a una più contenuta propensione al danneggiamento.

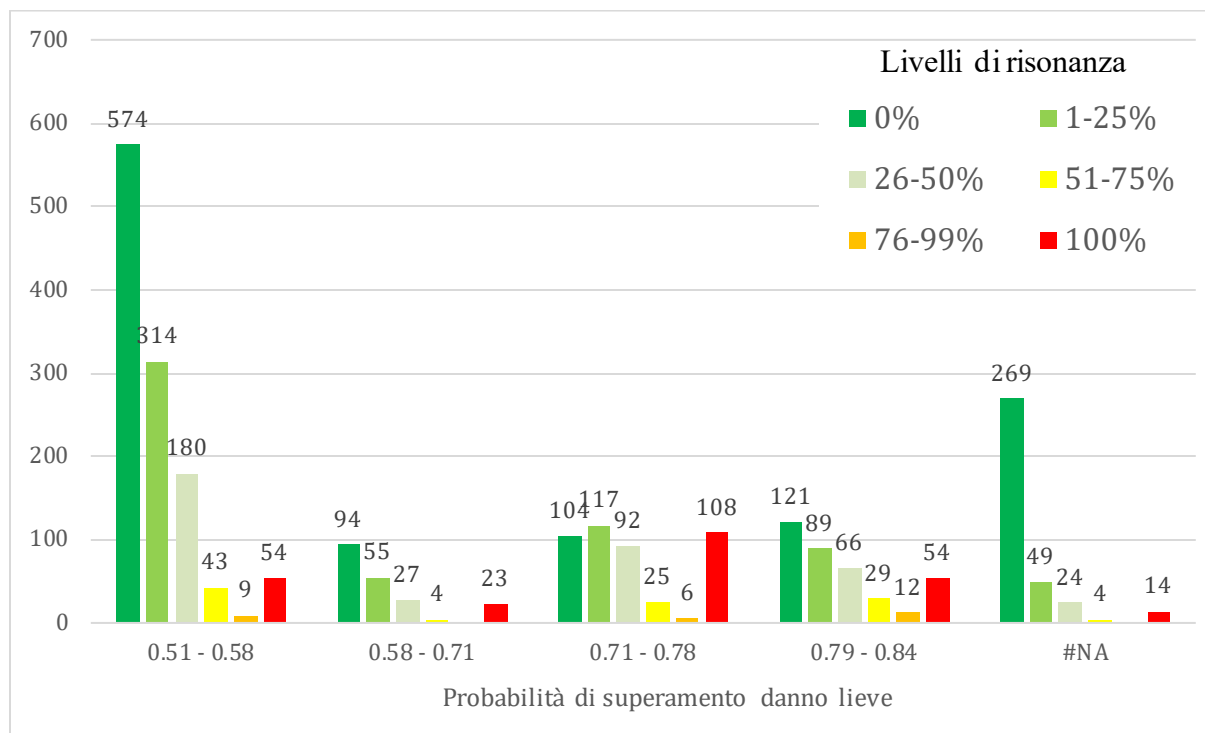


Figura 4.32 — Distribuzione degli edifici per classi di probabilità di superamento del danno lieve (DL2) e livelli di risonanza suolo-struttura. Le distribuzioni #NA sono relative a classi tipologiche di edifici non studiate pertanto escluse.

Il grafico di sintesi consente di visualizzare la distribuzione degli edifici nelle diverse combinazioni tra probabilità di superamento del danno lieve e livelli di risonanza.

Si osserva come le classi a bassa probabilità di danno siano dominate da edifici privi di risonanza o caratterizzati da sovrapposizioni molto limitate, mentre all'aumentare della probabilità di superamento cresce progressivamente la presenza di edifici con livelli di risonanza medio-alti. Tale distribuzione evidenzia come l'amplificazione della domanda dinamica indotta dalla risonanza tenda ad associarsi a un incremento della probabilità di danneggiamento. Tuttavia, tale relazione non assume carattere deterministico, poiché la risposta strutturale dipende anche dalla capacità degli edifici. La risonanza si configura pertanto come fattore modulante della risposta sismica urbana. L'integrazione dei due livelli informativi permette quindi una lettura più articolata del rischio sismico urbano, utile sia in fase di pianificazione territoriale sia come strumento di supporto a successive analisi di dettaglio.

Il contributo originale del lavoro risiede nella costruzione di un framework integrato che combina misure sperimentali su suolo ed edifici, modellazioni numeriche non lineari e analisi probabilistiche del danno. A differenza degli approcci tradizionali basati esclusivamente su classificazioni tipologiche o su parametri normativi, la metodologia proposta mantiene un legame diretto con le proprietà dinamiche realmente osservate in sito. L'integrazione tra risonanza suolo-struttura e fragilità tipologiche rappresenta un ulteriore elemento innovativo, poiché consente di mettere in relazione il dominio elastico (domanda amplificata) con il dominio non lineare (capacità e danno), offrendo una lettura multilivello del rischio sismico urbano non presente nella letteratura corrente per il contesto italiano.

Nonostante i risultati conseguiti evidenzino la validità dell'approccio proposto, è opportuno esplicitarne alcuni limiti metodologici, legati sia alla natura dei dati disponibili sia alle assunzioni modellistiche adottate. Un primo elemento di incertezza riguarda la definizione delle zone sismo-stratigrafiche omogenee. Queste sono state derivate dalla mappa delle isofrequenze ottenuta mediante interpolazione spaziale di misure puntuali di rumore sismico ambientale. Sebbene la densità delle acquisizioni consenta una ricostruzione plausibile del campo frequenziale, la frequenza stimata in punti non direttamente investigati rappresenta comunque una stima interpolata e non una misura diretta, introducendo un livello di incertezza nella zonazione del sottosuolo. Ulteriori semplificazioni derivano dalla modellazione della risposta

sismica locale. La convoluzione degli input sismici è stata condotta mediante approccio deterministico e assumendo un comportamento lineare equivalente del sottosuolo. Tale ipotesi, sebbene largamente adottata negli studi di risposta sismica locale, non consente di cogliere pienamente gli effetti di non linearità del terreno in presenza di forti livelli di sollecitazione. Un'ulteriore fonte di incertezza riguarda la stima delle frequenze dei primi modi di vibrare degli edifici, ottenuta tramite relazioni empiriche periodo–altezza–area. Tali relazioni derivano da campioni ampi e consolidati, ma non possono cogliere tutte le peculiarità geometriche, costruttive e materiche dei singoli edifici. È quindi possibile che alcune strutture, per configurazioni particolari o interventi successivi, presentino frequenze leggermente diverse da quelle stimate. Questa incertezza è mitigata dal fatto che l'analisi è condotta su classi tipologiche e non su singoli edifici, e che l'obiettivo è la valutazione della vulnerabilità media, non la caratterizzazione puntuale. Anche le curve di capacità introducono una componente di incertezza. Esse sono state ottenute tramite analisi numeriche non lineari, calibrate sui periodi sperimentali, ma è comunque possibile che il modello non riproduca perfettamente il comportamento reale di ogni edificio. Tale incertezza è fisiologica in qualunque analisi numerica, soprattutto quando si modellano fenomeni non lineari complessi. Nel presente lavoro, tuttavia, le curve di capacità sono utilizzate in un contesto comparativo e tipologico, e non per la valutazione prestazionale di singole strutture, riducendo l'impatto di eventuali discrepanze locali.

Un'ulteriore fonte di incertezza deriva dall'attribuzione dell'indice di rischio sismico alle sezioni censuarie ISTAT e non ai singoli edifici. All'interno della stessa sezione possono coesistere edifici con vulnerabilità diverse o strutture oggetto di interventi di miglioramento non documentati. Questa incertezza è inevitabile negli studi a scala urbana, ma è compensata dal fatto che l'obiettivo è la rappresentazione del rischio medio e non la valutazione puntuale del rischio edificio per edificio. A queste si aggiungono altre incertezze fisiologiche: la variabilità dei parametri meccanici dei terreni, la possibile presenza di discontinuità stratigrafiche non rilevate, la semplificazione dei modelli di capacità strutturale, la scelta degli spettri di domanda e la discretizzazione spaziale delle mappe di rischio. Si tratta di aspetti comuni a tutti gli studi di rischio sismico su scala territoriale e non compromettono la validità complessiva dei risultati.

In conclusione, pur riconoscendo la presenza di incertezze in ciascuna fase del processo, il lavoro presenta diversi elementi di robustezza: l'uso estensivo di dati sperimentali, la calibrazione dei modelli sui periodi misurati, la densità delle misure HVSR, l'impiego di metodologie consolidate per la risposta locale e la vulnerabilità, e la coerenza interna tra le diverse fasi dell'analisi. Il risultato è un quadro del rischio sismico urbano che, pur non essendo privo di limiti, fornisce una rappresentazione affidabile, coerente e utile per la pianificazione e la gestione del rischio a scala territoriale.

A fronte dei limiti evidenziati, l'approccio sviluppato nel presente lavoro mostra rilevanti potenzialità sia sul piano metodologico sia su quello applicativo. Uno degli elementi di maggiore valore risiede nell'integrazione sistematica tra misure sperimentali e modellazioni numeriche, che ha consentito di costruire indicatori di criticità sismica fondati su parametri dinamici osservati in situ, superando approcci basati esclusivamente su classificazioni tipologiche o su schemi normativi generalizzati. La caratterizzazione dinamica estesa dell'intero ambiente urbano, condotta sia sui suoli di fondazione (circa 300 misurazioni) sia sul costruito (154 edifici monitorati) in termini di frequenze vibrazionali fondamentali, ha reso possibile una lettura omogenea delle proprietà dinamiche del sistema suolo–struttura sull'intera area di studio.

La mappa di risonanza suolo–struttura rappresenta, in tal senso, uno strumento conoscitivo per la lettura della domanda sismica urbana, permettendo di individuare gli edifici maggiormente soggetti ad amplificazione delle sollecitazioni in funzione dell'interazione dinamica con il sottosuolo. Tale informazione, pur riferita al campo elastico lineare, assume particolare rilevanza nelle fasi preliminari di analisi del rischio, configurandosi come strumento di screening utile all'identificazione di ambiti prioritari di approfondimento, monitoraggio o verifica di sicurezza.

La valutazione della capacità strutturale in campo non lineare è stata quindi sviluppata mediante la definizione di curve di capacità trilineari, superando le formulazioni bilineari

comunemente adottate. In particolare, la pendenza del tratto elastico è stata vincolata ai risultati sperimentali derivanti dalle misure dinamiche sugli edifici, consentendo di mantenere un legame diretto tra modellazione numerica e comportamento osservato, mentre le fasi successive sono state definite sulla base delle analisi dinamiche non lineari.

A partire dall'intersezione tra domanda sismica locale e capacità strutturale sono state derivate curve di fragilità probabilistiche specifiche per le diverse classi tipologiche del costruito. Tali curve hanno consentito la indicazione degli indici di rischio e la costruzione di mappe probabilistiche di danno, restituendo una rappresentazione territoriale della vulnerabilità del costruito per diversi livelli di intensità sismica.

L'integrazione finale tra i livelli di risonanza e le distribuzioni probabilistiche di danno ha consentito di ottenere mappe di sintesi capaci di rappresentare simultaneamente amplificazione della domanda e vulnerabilità strutturale, offrendo una visione multilivello delle condizioni di criticità sismica urbana. L'incrocio tra tali informazioni permette inoltre di ottenere non solo una distribuzione spaziale delle condizioni più sfavorevoli, ma anche una valutazione quantitativa della numerosità degli edifici che presentano contemporaneamente elevati livelli di risonanza e alte probabilità di superamento del danno lieve.

Tali rappresentazioni risultano particolarmente utili nei processi di pianificazione territoriale, nella definizione di strategie di mitigazione del rischio e nella programmazione di interventi di prevenzione su scala urbana, offrendo strumenti conoscitivi capaci di orientare le priorità di analisi e di intervento sul costruito esistente. L'approccio metodologico adottato si distingue inoltre per la sua replicabilità in altri contesti urbani caratterizzati dalla disponibilità di misure dinamiche su suolo ed edifici, configurandosi come framework trasferibile per la valutazione speditiva del rischio sismico urbano. In tale prospettiva, la natura sperimentale del dataset rappresenta un ulteriore elemento di valore, consentendo l'aggiornamento progressivo delle mappe mediante l'integrazione di nuove acquisizioni o l'aggiornamento delle informazioni sul patrimonio edilizio, rendendo il modello dinamico e adattabile all'evoluzione del tessuto urbano.

Le mappe ottenute possono altresì orientare l'installazione di sistemi di monitoraggio strutturale permanente, individuando gli edifici maggiormente suscettibili a fenomeni di amplificazione dinamica e fornendo un supporto tecnico alla pianificazione di campagne di strumentazione mirate. L'integrazione con modelli di esposizione e di perdita economica potrebbe infine estendere l'approccio verso valutazioni di rischio di tipo *loss-based*, ampliandone ulteriormente il campo applicativo e rafforzandone la rilevanza nei processi decisionali.

Nel loro complesso, le mappe prodotte non costituiscono soltanto strumenti descrittivi, ma configurano un sistema integrato di lettura della risposta sismica urbana, capace di supportare analisi multilivello e decisioni informate sia in ambito tecnico sia nella gestione territoriale del rischio.

Gli sviluppi futuri della ricerca potranno seguire diverse direzioni. Un primo ambito riguarda l'estensione della modellazione della risposta sismica locale a configurazioni bidimensionali e tridimensionali, così da cogliere gli effetti morfologici e geometrici complessi che non possono essere rappresentati dall'approccio monodimensionale lineare equivalente adottato in questo lavoro. Un secondo ambito di approfondimento riguarda l'integrazione tra gli studi di risonanza suolo-struttura e il concetto di fragilità sismica, con l'obiettivo di sviluppare modelli capaci di descrivere in modo più diretto come l'amplificazione dinamica in campo elastico influenzi l'innescio dei meccanismi di danno in campo non lineare. Tale integrazione consentirebbe di superare l'attuale distinzione tra i due domini analitici, avvicinandosi a una descrizione più continua e fisicamente coerente della risposta sismica urbana. Un ulteriore sviluppo riguarda la possibilità di arricchire il modello con informazioni più dettagliate sullo stato di conservazione degli edifici, sugli interventi strutturali effettuati nel tempo e sulle eventuali modifiche tipologiche non registrate nelle banche dati disponibili. Ciò permetterebbe di affinare la stima della vulnerabilità tipologica e di ridurre l'incertezza associata alla classificazione del costruito. Infine, l'integrazione con modelli di esposizione e di perdita economica consentirebbe di evolvere verso valutazioni di rischio di tipo *loss-based*, ampliando ulteriormente il campo

applicativo del framework proposto e rendendolo uno strumento ancora più efficace per la pianificazione, la mitigazione e la gestione del rischio sismico urbano. In questa prospettiva, un ulteriore sviluppo naturale consiste nella realizzazione di un webGIS dedicato, capace di integrare tutti i dati raccolti e i risultati delle analisi, fornendo uno strumento operativo e immediatamente fruibile per il supporto alle decisioni e per le strategie di mitigazione del rischio.

Bibliografia

- Acunzo G, Maddaloni G, Gallipoli MR and Mucciarelli M. NC92Soil: An open-source code for 1D seismic response analysis in microzonation studies. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 185:108186 (2024).
- Akamatsu K., (1961). On microseisms in frequency range from 1c/s to 200c/s. *Bull. Earthquake Res. Inst., Tokyo Univ.*, 39, 23-75.
- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, 35, 415-456.
- Aki K. Local site effect on ground motion. In: J.L. Von Thun (Editor), *Earthquake Engineering and Soil Dynamics. It: Recent Advances in Ground-Motion Evaluation*. Am. Soc. Civil Eng. Geotechnical Spec. Pub]., 20: 103-155 (1988)
- Aki K., Lerner K.L. (1970) Surface motion of a layered medium giving an irregular interface due to incident plane SH waves. *Jour. Geoph. Research*, Vol. 70.
- Al-Nimry, H., Resheidat, M., Al-Jamal, M., 2014. Ambient vibration testing of low and medium rise infilled RC frame buildings in Jordan. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 59, 21–29. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2014.01.002>.
- Albarelo, D., Lunedei, E. (2010). Alternative interpretations of horizontal to vertical spectral ratios of ambient vibrations: New insights from theoretical modelling. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(3), pp. 519–534
- Albarelo, D., Cesi, C., Eulilli, V., Guerrini, F., Lunedei, E., Paolucci, E., Pileggi, D., Puzzilli, L.M., 2011. The contribution of the ambient vibration prospecting in seismic microzoning: an example from the area damaged by the 26th April 2009 L'Aquila (Italy) earthquake. *Boll. Geofis. Teor. Appl.* 52 (3), 513–538.
- Albarelo D, Lunedei E (2013) Combining horizontal ambient vibration components for H/V spectral ratio estimates. *Geophys J Int* 194(2):936–951
- Ambraseys N.N. (1959) A note on the response of an elastic overburden of varying rigidity to an arbitrary ground motion. *Bull. Seism. Soc. Of America*, Vol. 49.
- Applied Technology Council (ATC). ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Applied Technology Council, Redwood City, California (1996).
- Arai, H., and K. Tokimatsu (1998). Evaluation of local site effects based on microtremor H/V spectra. *Proceeding of the Second International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*. Yokohama, Japan. 2 673-680.
- Asten M.W. (1978); Geological control of the three-component spectra of Rayleigh-wave microseisms, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 68-6, 1623-1636.
- Asten M.W. e J.D. Henstridge (1984); Arrays estimators and the use of microseisms for reconnaissance of sedimentary basins, *Geophysics*, 49-11, 1828-1837.
- Asteris PG, Antoniou ST, Sophianopoulos DS and Chrysostomou CZ. Mathematical macromodeling of infilled frames: State of the art. *Engineering Structures* 33(12):3298–3310 (2011).
- Asteris PG, Antoniou ST, Sophianopoulos DS and Chrysostomou CZ. Mathematical macromodeling of infilled frames: State of the art. *Engineering Structures* 56:1905–1921 (2013).

- Asteris PG, Cavaleri L, Di Trapani F and Sarhosis V. A review of experimental and analytical research on masonry infilled RC frames. *Open Construction and Building Technology Journal* 11:424–436 (2017).
- Baber TT and Noori MN. Random vibration of degrading, pinching systems. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 111(8):1010–1026 (1985).
- Bard P.Y. (1994) Effects of surface geology on ground motion: recent results and remaining issues. *Proc. X European Conference on Earthquake Engineering, Vienna, Vol. 1.*
- Bard P.Y., Bouchon M. (1985) The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. *Bull. Seism. Soc. Of America*, Vol. 75.
- Bard P.Y., Gabriel J.C. (1986) The seismic response of two-dimensional deposits with large vertical velocity gradients. *Bull. Seism. Soc. Of America*, Vol. 76.
- Bard P.Y. e B.E. Tucker (1985); Underground and ridge site effects: a comparison of observation and theory, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 75, 4, 905-922.
- Bard, P.Y., Gueguen, G., Wirgin, A., 1996. A note on the seismic wavefield radiated from large building structures into soft soils. In: *Proceedings of 11th World Conference on Earthquake Engineering*. 23-28 June, Paper N.1838.
- Bard P.Y. (1998); Local effects on strong ground motion; basic physical phenomena and estimation methods for microzonation studies, *Proc. of the Advanced Study Course on Seismic Risk "SERINA"*, 21-27 September, Salonicco, Grecia, 229-299.
- Bard, Pierre-Yves. (1999). Microtremor measurements: A tool for site effect estimation?. The effects of surface geology on seismic motion. 3. 1251-1279.
- Barnaba C, Mucciarelli M, Gallipoli MR and Vona M. Site effects estimation through strong motion recordings: The 1976 Friuli earthquake case study. *Bulletin of Earthquake Engineering* 5(4):575–593 (2007).
- Beneduce P, Di Leo P, Giano SI and Giannandrea P. Evoluzione quaternaria dell'Appennino lucano tra tettonica e processi morfogenetici. *Il Quaternario* 17(1):251–262 (2004).
- Bertero, M. and P. Boccacci (1998). *Introduction to inverse problems in imaging*. Bristol: IOP Publishing.
- Bilancia A, Capolongo D and Piccarreta M. Caratteristiche geomorfologiche e vulnerabilità degli insediamenti urbani in Basilicata. *Bollettino della Società Geografica Italiana* 11(1):87–104 (2006).
- Bilancia A. *L'esperienza dell'abitare: Evoluzione urbana ed edilizia nella provincia di Potenza*. Gangemi Editore, Roma (2006).
- Bindi D., Paolai S., Cara F., Di Giulio G., Ferretti G., Luzi L., Monachesi G., Pacor F., Rovelli A (2009). Site Amplifications Observed in the Gubbio Basin, Central Italy: Hints for Lateral Propagation Effects. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2009, 99(2A): 741 <https://doi.org/10.1785/0120080238>
- Bindi, D., S. Parolai, M. Picozzi and A. Ansal (2010). Seismic input motion determined from a surface downhole pair of sensors: a constrained deconvolution approach. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 100, no. 3, 1375–1380.
- Bindi, D., Luzi, L., Parolai, S. et al. Site effects observed in alluvial basins: the case of Norcia (Central Italy). *Bull Earthquake Eng* 9, 1941–1959 (2011). <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9273-3>

- Bindi, D., Petrovic, B., Karapetrou, S., Manakou, M., Boxberger, T., Raptakis, D., Pitilakis, K.D., Parolai, S., 2015. Seismic response of an 8-story RC-building from ambient vibration analysis. *Bull. Earthq. Eng.* 13, 2095–2120. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9713-y>
- Bokelmann GHR, Baisch S (1999) Nature of narrow-band signals at 2.083 Hz. *Bull Seis Soc Am* 89(1):156–164
- Bonilla, L. F., Steidl, J. H., Lindley, G. T., Tumarkin, A. G., and Archuleta, R. J. (1997). Site amplification in the San Fernando Valley, California: variability of site effect estimation using S-wave, coda, and H/V methods. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 87, 710–730.
- Bonnefoy-Claudet, S., Cornou, C., Kristek, J., Ohrnberger, M., Wathelet, Bard, P.-Y., Moczo, P., Fäh, D., Cotton, F. (2004). Simulation of seismic ambient noise: I. Results of H/V and array techniques on
- Bonnefoy-Claudet, S., Cornou, C., Bard, P.-Y., Cotton, F., Moczo, P., Kristek, J., Fäh, D., 2006. H/V ratio: a tool for site effects evaluation. Results from 1-D noise simulations. *Geophys. J. Int.* 167, 827–837. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2006.03154.x>. 174
- Bonnefoy-Claudet S, Baize S, Bonilla LF, Berge-Thierry C, Pasten C, Campos J, Volant P, Verdugo R (2009) Site effect evaluation in the basin of Santiago de Chile using ambient noise measurements. *Geophys J Int* 176(3):925–937
- Borcherdt RD. Effects of local geology on ground motion near San Francisco bay. *Bull Seismol Soc Am* 1970; 60: 29–61.
- Bormann, P., Wielandt, E. (2013): Seismic Signals and Noise. - In: Bormann, P. (Ed.), *New Manual of Seismological Observatory Practice 2 (NMSOP2)*, Potsdam : Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, 1-62. https://doi.org/10.2312/GFZ.NMSOP-2_ch4
- Borzi B, Pinho R and Crowley H. Simplified pushover-based vulnerability analysis for large-scale assessment of RC buildings. *Engineering Structures* 44:292–305 (2013).
- Bozzoni, F.; Famà, A.; Lai, C.G.; Mirfattah, S.A. Seismic risk assessment of seaports using GIS: The port of Gioia Tauro in Southern Italy. In *Proceedings of the 33rd PIANC World Congress*, San Francisco, CA, USA, 1–5 June 2014.
- Bracci JM, Reinhorn AM and Mander JB. Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: Performance of structural systems. *ACI Structural Journal* 92(5):597–609 (1995).
- Brambati A, Faccioli E, Carulli GB, Cucchi F, Onofri R, Stefanini S, Ulcigrai F. Studio di microzonazione sismica dell'area di Tarcento (Friuli). Regione Autonomia Friuli-Venezia Giulia & Università degli Studi di Trieste con la collaborazione del Politecnico di Milano. Trieste (1980)
- Brax, M., Causse, M. & Bard, PY. Ground motion prediction in Beirut: a multi-step procedure coupling empirical Green's functions, ground motion prediction equations and instrumental transfer functions. *Bull Earthquake Eng* 14, 3317–3341 (2016). <https://doi.org/10.1007/s10518-016-0004-7>
- Brax, M., Bard, P.-Y., Duval, A.-M., Bertrand, E., Rahhal, M.-E., Jomaa, R., Cornou, C., Voisin, C., Sursock, A., 2018. Towards a microzonation of the Greater Beirut area: an instrumental approach combining earthquake and ambient vibration recordings. *Bull. Earthq. Eng.* 16, 5735–5767. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0438-1>.
- Bouc R. Forced vibration of mechanical systems with hysteresis. *Proceedings of the 4th Conference on Nonlinear Oscillation*, Prague (1967).

- Cadet, H., Macau, A., Benjumea, B., Bellmunt, F., Figueras, S., 2011. From ambient noise recordings to site effect assessment: the case study of Barcelona microzonation. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 31, 271–281. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2010.07.005>.
- Calvi GM, Pinho R, Magenes G, Bommer JJ, Restrepo-Vélez LF and Crowley H. Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *ISSET Journal of Earthquake Technology* 51(3–4):285–315 (2014).
- Cardone D, Perrone G and Dolce M. Derivation of fragility curves for existing RC buildings based on nonlinear dynamic analyses and probabilistic approaches. *Bulletin of Earthquake Engineering* (2025)
- Cascini L, Ferlisi S and Vitolo E. Individual and societal risk owing to landslides in the Campania region (southern Italy). *Geomorphology* 112(3–4):241–252 (2009).
- Castellaro, S., 2016. Soil and structure damping from single station measurements. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 90, 480–493.
- Castellaro S, Mulargia F (2009b) The effect of velocity inversions on H/V. *Pure Appl Geophys* 166(4):567–592
- Castellaro S, Mulargia F (2010) How far from a building does the ground-motion free-field start? The cases of three famous towers and a modern building. *Bull Seis Soc Am* 100(5A):2080–2094
- Celebi M, Prince J, Dietel C, Onate M, Chavez G (1987) The Culprit in Mexico City—Amplification of Motions. *Earthquake Spectra* 3(2): 315–328. <https://doi.org/10.1193/1.1585431>.
- Celik OC and Ellingwood BR. Seismic fragilities for non-ductile reinforced concrete frames—Role of aleatoric and epistemic uncertainties. *Structural Safety* 31(1):1–12 (2009).
- Celik OC and Ellingwood BR. Modeling uncertainties in the assessment of seismic fragility of RC frames with masonry infill. *Engineering Structures* 32(12):3780–3791 (2010).
- CEN. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1). European Committee for Standardization, Brussels (2004).
- Chatelain JL, Guillier B, Cara F et al (2008) Evaluation of the influence of experimental conditions on H/V results from ambient noise recordings. *Bull Earthq Eng* 6(1):33–74
- Chatelain JL, Guillier B (2013) Reliable fundamental frequencies of soils and buildings down to 0.1 Hz obtained from ambient vibrations recordings with a 4.5-Hz sensor. *Seism Res Lett* 84(2):199–209. <https://doi.org/10.1785/0220120003>
- Cavaleri L and Di Trapani F. Cyclic response of masonry infilled RC frames: Experimental results and simplified modeling. *Engineering Structures* 65:224–242 (2014).
- Chávez-García F.J., Cuenca J., Lermo J. e H. Mijares (1995); Seismic microzonation of the city of Puebla, Mexico, *Proc. of the Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis, Missouri, April, 2, 545–548.
- Chávez-García, F. J., Sanchez, L.R., and Hatzfeld, D. (1996) “Topographic site effects and HVSR. A comparison between observations and theory”, *Bull. of Seis. Society of America*, 86: 1559–1575
- Chavez-Garcia, F. J., Rodriguez, M., Field, E. H., and Hatzfeld, D. (1997) “Topographic site effects. A comparison of two non-reference methods”, *Bul. of the Seismological Society of America*, 87: 1667–1673

- Chávez-García, F.J., Cárdenas, M., 2002. The contribution of the built environment to the ‘free-field’ ground motion in Mexico City. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 22, 773–780. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(02\)00098-2](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(02)00098-2).
- Chiauzzi, L., Masi, A., Mucciarelli, M., Cassidy, J.F., Kutyn, K., Traber, J., Ventura, C., Yao, F., 2012. Estimate of fundamental period of reinforced concrete buildings: code provisions vs. experimental measures in Victoria and Vancouver (BC, Canada). In: *Proceedings of 15 WCEE, Lisboa 2012*, Paper Number 3033. 176.
- Chiauzzi, L., Masi, A., Mucciarelli, M. et al. Building damage scenarios based on exploitation of Housner intensity derived from finite faults ground motion simulations. *Bull Earthquake Eng* 10, 517–545 (2012). <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9309-8>.
- Chopra AK. *Dynamics of Structures* (Prentice-hall International Series I Civil Engineering and Engineering Mechanics) 5th Edition (1995)
- Chopra AK. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 4th Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey (2012).
- Chouet, B., De Luca, G., Milana, G., Dawson, P., Martini, M., Scarpa, R. (1998). Shallow velocity of Stromboli volcano, Italy, derived from small-aperture array measurements of Strombolian tremor. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 88-3, 653-666.
- Clough RW and Penzien J. *Dynamics of Structures*. Computers and Structures, Incorporated, 2003 – 739 (2003)
- Commissione Tecnica MS3907, 2014. Microzonazione sismica. Standard di rappresentazione e archiviazione informatica, versione 4.0, giugno 2015, Roma. http://protezionecivile.gov.it/jcms/it/commissione_opcm_3907.wp.
- Commissione Tecnica MS3907, 2015a. Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica, Microzonazione Sismica, Statistiche, dicembre 2014, Roma. http://protezionecivile.gov.it/jcms/it/commissione_opcm_3907.wp.
- Commissione Tecnica MS3907, 2015b. Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica, Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da faglie Attive e Capaci (FAC). http://protezionecivile.gov.it/jcms/it/commissione_opcm_3907.wp.
- Commissione Tecnica MS3907, 2015c. Commissione Tecnica per la Microzonazione Sismica, Linee guida per la gestione del territorio in aree interessate da liquefazione (LQ). http://protezionecivile.gov.it/jcms/it/commissione_opcm_3907.wp.
- Conti R, Morigi M, Viggiani MB. Filtering effect induced by rigid massless embedded foundations. *Bull Earthq Eng* 15:1019–1035 (2016)
- Cooley, J.W., and J.W. Tukey (1965). An algorithm for the machine calculation of complex Fourier series. *Math. Comput.*, 19, 297–301.
- Cornou, C. (2002). Traitement d'antenne et imagerie sismique dans l'agglomération grenobloise (Alpes françaises): implications pour les effets de site (In french). Université Joseph Fourier, 260.
- Cornou C, Guéguen P, Bard P-Y, Hagshenas E (2004) Ambient noise energy bursts observation and modeling: trapping of structure-soil harmonic induced-waves in a topmost sedimentary layer. *J Seismolog* 8(4):507–524 Coutant, O., Programme de simulation numérique Axitra (version 1 and 2), Rapport LGIT, 1989
- Cosenza E, Manfredi G and Ramasco R. The use of pushover analysis for seismic assessment of RC buildings: A review. *Journal of Earthquake Engineering* 9(2):255–279 (2005).

- Crisafulli FJ, Carr AJ and Park R. Analytical modelling of infilled frame structures—A general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 33(1):30–47 (2000).
- D'Amico V., Picozzi M., Albarello D., Naso G. e Tropenscovino S. (2004). Quick estimate of soft sediments thickness from ambient noise horizontal to vertical spectral ratios: a case study in southern Italy. *J. Earthq. Engineering*, 8, 6, 895-908.
- D'Amico V, Picozzi M, Baliva F, Albarello D (2008) Ambient noise measurements for preliminary site-effects characterization in the Urban area of Florence, Italy. *Bull Seis Soc Am* 98:1373–1388
- Darragh R.B., Shakal A.F. (1991). The site response of two rock and soil station pairs to strong and weak ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 81 (5): 1885–1899. doi: <https://doi.org/10.1785/BSSA0810051885>.
- Davis, L.L., West, L.R., 1973. Observed effects of topography on ground motion. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 63 (1), 283–298.
- Delgado J, López Casado C, Estévez A, Giner J, Cuenca A, Molina S (2000) Mapping soft soils in the Segura river valley (SE Spain): a case study of microtremors as an exploration tool. *J Appl Geophys* 45:19–32
- Decanini LD and Fantin GE. Modelos simplificados de la mampostería incluida en pórticos. Características de rigidez y resistencia lateral. *Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Buenos Aires (1986).
- G. Di Giulio, M. Ercoli, M. Vassallo, M. Porreca, Investigation of the Norcia basin (Central Italy) through ambient vibration measurements and geological surveys, *Engineering Geology*, Volume 267, 2020, 105501, ISSN 0013-7952, <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105501>
- Di Cesare A, Ponzio FC and Dolce M. Empirical evaluation of fundamental periods of RC buildings based on Italian strong-motion data. *Bulletin of Earthquake Engineering* 12(6):2541–2562 (2014).
- Ditommaso, R., Vona, M., Gallipoli, M. R., and Mucciarelli, M.: Evaluation and considerations about fundamental periods of damaged reinforced concrete buildings, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 13, 1903–1912, <https://doi.org/10.5194/nhess-13-1903-2013>, 2013.
- Dravinski M., G. Ding e K.L. Wen (1996); Analysis of spectral ratios for estimating ground motion in deep basins, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 3, 646-654. 178
- Dobry R., Whitman R.V., Roesset J.M. (1971) Soil properties and the one-dimensional theory of earthquake amplification. Research Report R71-18, dep. Civ. Eng. MIT, Cambridge Mass. (USA)
- Dolšek M and Fajfar P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame—A probabilistic assessment. *Engineering Structures* 30(11):3186–3192 (2008).
- Douze, E. J. Rayleigh waves in short-period seismic noise. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1964; 54 (4): 1197–1212. doi: <https://doi.org/10.1785/BSSA0540041197>
- Douze, E. J. Short-period seismic noise. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1967; 57 (1): 55–81. doi: <https://doi.org/10.1785/BSSA0570010055>
- Duval, AM., Vidal, S., Méneroud, JP. et al. Caracas, Venezuela, Site Effect Determination with Microtremors. *Pure appl. geophys.* 158, 2513–2523 (2001). <https://doi.org/10.1007/PL00001183>
- Elenas A. Correlation between seismic acceleration parameters and damage indices of structures. *Engineering Structures* 19(10):848–856 (1997).

- Elenas A. Seismic damage potential of earthquakes in Greece. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 19(6):433–441 (2000)
- Elsabee F, Murray JP. *Dynamic Behavior of Embedded Foundations*. R77-33 (1977)
- European Comission. The Urban Agenda for the EU—Regional Policy—European Commission. Available online: https://ec.europa.eu/regional_policy/en/policy/themes/urban-development/agenda/ (accessed on 31 March 2021).
- Fabozzi, S., Albarello, D., Pagliaroli, A. et al. The possible use of equivalent homogeneous subsoil models for 1D seismic response analyses in seismic microzonation studies. *Bull Earthquake Eng* 20, 2259–2281 (2022). <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01273-z>.
- Faccioli, E. (1991) “Seismic amplification in the presence of geological and topographic irregularities”, *Proc. of 2nd Intern. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthq. Engrg.*, 1779-1797
- Fäh, D., Kind, F., and Giardini, D. (2001). A theoretical investigation of average H/V ratios. *Geophys. J. Int.* 145, 535-549.
- Falcone G., Acunzo G., Mendicelli A., Mori F., Naso G., Peronace E., Porchia A., Romagnoli G., Tarquini E., Moscatelli, M. (2021). Seismic amplification maps of Italy based on site-specific microzonation dataset and one-dimensional numerical approach. *Engineering Geology*, 289, art. no. 106170. doi: 10.1016/j.enggeo.2021.106170.
- Fardis MN, Carvalho EC, Fajfar P and Pecker A. *Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*. CRC Press, London (2002).
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C. (1997).
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington, D.C. (2000).
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Washington, D.C. (2005).
- Ferlisi S, Peduto D, Gullà G and Nicodemo G. Landslide inventory map of the Basilicata region (southern Italy). *Journal of Maps* 14(2):348–356 (2018).
- Ferrari G., Albarello D. e Martinelli G., 2000 - Tromometric measurements as a tool for crustal deformation interpretation. *Seism. Res. Lett.*, 71, 5, 562-569
- Fiamingo A., Bosco M., Massimino M.R. (2018). The role of soil in structure response of a building damaged by the 26 December 2018 earthquake in Italy, *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2022.06.010>
- Field, E. H. e Jacob, K. (1993); The theoretical response of sedimentary layers to ambient seismic noise, *Geophys. Res. Lett.*, 20, 2925–2928.
- Field E.H. e K.H. Jacob (1995); A comparison and test of various site-response estimation techniques, including three that are not reference-site dependent, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 85, 4, 1127-1143.
- Foti, D., Ivorra, S., Bru, D., and Dimaggio, G. (2012). “Dynamic identification of a pedestrian bridge using operational modal analysis,” in *Proceedings Eleventh International Conference on Computational Structures Technology* (Dubrovnik), 4–7.
- Foti, S., Hollender, F., Garofalo, F. et al. Guidelines for the good practice of surface wave analysis: a product of the InterPACIFIC project. *Bull Earthquake Eng* 16, 2367–2420 (2018). <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0206-7>

- Fragiadakis M and Vamvatsikos D. Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 40(13):1417–1437 (2011). <https://doi.org/10.1002/eqe.1095>
- Frankel A. (1994) New developments in estimating basin response effects on ground motions. *Proc. Of the Seminar on New Developments in Earthquake Ground Motion Estimation and Implications for Engineering Design Practice*, Applied Technology Council, ATC 35-1.
- Freeman SA. Prediction of response of concrete buildings to severe earthquake motion. In: *Proceedings of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Ann Arbor, Michigan, 589–605 (1975).
- Freeman SA. Development and use of capacity spectrum method. In: *Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, 1978.
- Gallipoli M.R., Mucciarelli M., Castro R.R., Monachesi G. e P. Contri (2004); Structure, soil-structure response and effects of damage based on observations of horizontal-to-vertical spectral ratio of microtremors, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 6, 487-495. 180
- Gangone, G., Gallipoli, M. R., Tragni, N., Vignola, L., & Caputo, R. (2023). Soil-building resonance effect in the urban area of Villa d'Agri (Southern Italy). *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(7), 3273-3296.
- Gallipoli, M.R., Mucciarelli, M., Ponzio, F., Dolce, M., D'Alema, E., Maistrello, M., 2006. Buildings as a seismic source: analysis of a release test at Bagnoli, Italy. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 96, 2457–2464. <https://doi.org/10.1785/0120060015>.
- Gallipoli, M.R., Mucciarelli, M. and Vona, M. (2009), Empirical estimate of fundamental frequencies and damping for Italian buildings. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 38: 973-988. <https://doi.org/10.1002/eqe.878>
- Gallipoli, M.R., Mucciarelli, M., Šket-Motnikar, B., Zupančić, P., Gosar, A., Prevotnik, S., Herak, M., Stipčević, J., Herak, D., Milutinović, Z., Olumčeva, T., 2010. Empirical estimates of dynamic parameters on a large set of European buildings. *Bull. Earthq. Eng.* 8, 593–607. <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9133-6>.
- Gallipoli, M.R., Albarello, D., Mucciarelli, M., Bianca, M., 2011. Ambient noise measurements to support emergency seismic microzonation: the Abruzzo 2009 earthquake experience. *Boll. Geofis. Teor. Appl.* 52 (3), 539–559.
- Gallipoli, M.R., Lupo, M., 2012. Caratterizzazione dei terreni e risposta sismica locale dell'area urbana di Matera. *Tecniche speditive per la stima dell'amplificazione sismica e della dinamica degli edifici Studi teorici ed applicazioni professionali a cura di Marco Mucciarelli*, ARACNE editrice S.r.l. ISBN 978–88–548–4495–7. ARACNE editrice S.r.l., pp. 323–342.
- Gallipoli MR, Bianca M, Mucciarelli M, Parolai S, Picozzi M. Topographic versus stratigraphic amplification: mismatch between code provisions and observations during the L'Aquila (Italy 2009) sequence. - *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, 5, 1325-1336 DOI: 10.1007/s10518-013-9446-3 (2013)
- Gallipoli MR, Stabile TA, Gueguen P, et al. Fundamental period elongation of a RC building during the Pollino seismic swarm sequence. *Case Stud Struct Eng* 2016; 6: 45–52.
- Gallipoli MR, Calamita G, Tragni N, Pisapia D, Lupo M, Mucciarelli M, Stabile TA, Perrone A, Amato L, Izzi F, La Scaleia G, Maio D, Salvia V (2019) Evaluation of soil-building resonance effect in the urban area of the city of Matera (Italy). *Eng Geol* 272:105645

- Gallipoli MR, Stabile TA, Massolino G, et al. Structural health monitoring of the Ferrara University before and after the 2012 Emilia (Italy) earthquake, and after the damage repairs. *Structural Health Monitoring* 2020; 19: 838–853.
- Gallipoli, M.R., Petrovic, B., Calamita, G. et al. Towards specific T–H relationships: FRIBAS database for better characterization of RC and URM buildings. *Bull Earthquake Eng* (2023). <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01594-7>
- Gazetas G. Vibrational characteristics of soil deposits with variable wave velocity. *Int. Journ. For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 6 (1982) 181
- Gazetas G. Analysis of machine foundation vibrations: State of the art. *Int J Soil Dyn Earthq Eng* 2:2–42. [https://doi.org/10.1016/0261-7277\(83\)90025-6](https://doi.org/10.1016/0261-7277(83)90025-6) (1983)
- Gazetas G., Dakoulas P. (1966) Seismic analysis and design of rockfill dams: state of-the-art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 11, Elsevier.
- Geli L., Bard P.Y., Jullien B. (1988) The effect of topography on earthquake ground motion: a review and new results. *Bull. Seism. Soc. Of America*, Vol. 78. No. 1
- Ghobarah A, Abou-Elfath H and Biddah A. Response-based damage assessment of structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 28(1):79–104 (1999).
- Givens MJ, Mylonakis G, Stewart JP. Modular analytical solutions for foundation damping in soil-structure interaction applications. *Earthq Spectra*. (2016)
- Gjorgjeska I., Sheshov V., Stojmanovska M., Bojadjieva J., Dojchinovski D., Edip K., Poposka M. (2022). Multi-method approach for seismic site characterization. *Proceedings of the 3rd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (3ECEES)*, Bucharest, Romania, September 4-9, 2022; 2175-2184.
- Goel, R.K., Chopra, A.K., 1997. Period formulas for moment-resisting frame buildings, *Structural Engineering Division ASCE*; 123:1454-1461.
- Gosar, A. Determination of masonry building fundamental frequencies in five Slovenian towns by microtremor excitation and implications for seismic risk assessment. *Nat Hazards* 62, 1059–1079 (2012). <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0138-0>
- Grünthal G (Ed.). *European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98)*. Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Vol. 15, Luxembourg (1998).
- Gruppo di Lavoro MS. *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Dipartimento della Protezione Civile, Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome, Roma (2008).
- Gueguen, P., Bard, P.-Y., Oliveira, C.S., 2000. Experimental and Numerical Analysis of Soil Motions Caused by Free Vibrations of a Building Model. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 90, 1464–1479. <https://doi.org/10.1785/0119990072>.
- Gueguen, P., Bard, P.-Y., Chávez-García, F.J., 2002. Site-city seismic interaction in Mexico City-like environments: an analytical study. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 92, 794–811. <https://doi.org/10.1785/0120000306>.
- Guidoboni E, Ferrari G, Mariotti D, Comastri A, Tarabusi G and Valensise G. Catalogue of strong earthquakes in Italy (461 B.C.–1997) and Mediterranean area (760 B.C.–1500). *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*, Bologna (2007).
- Guler, K., Yuksel, E., Kocak, A., 2008. Estimation of the fundamental vibration period of existing RC buildings in Turkey Utilizing Ambient Vibration Records. *J. Earthq. Eng.* 12, 140–150. <https://doi.org/10.1080/13632460802013909>. 182
- Gutenberg B. (1958); *Microseisms*, *Advan. Geophys.*, 5, 53-92.

- Hans S, Boutin C, Ibraim E and Roussillon P. In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part I: Experimental investigations. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34(12):1513–1529 (2005).
- Horike, M. (1985). Inversion of phase velocity of long period microtremors to the S-wave-velocity structure down to the basement in urbanized areas. *J. Phys. Earth*, 33, 59-96.
- Idriss IM. Influence of local site conditions on earthquake ground motions, Proc. of Fourth U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, 1, 55-57 (1990)
- Idriss I.M., Seed H.B. (1968) Seismic response of horizontal soil layers. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 94, No. SM4
- Iervolino I and Cornell CA. Record selection for nonlinear seismic analysis of structures. *Earthquake Spectra* 21(3):685–713 (2005).
- Ilhan O., Zulfikar C. (2022). Simulation-based Site Amplification Factors for Medium Stiff-to-Stiff Sites in Southern Coast of Izmir City. *Proceedings of the 3rd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (3ECEES)*, Bucharest, Romania, September 4-9, 2022; 2185-2192.
- Improta L, De Gori P and Chiarabba C. Active faulting in the southern Apennines (Italy): Integration of seismological and geological data. *Tectonophysics* 476(1–2):109–123 (2010).
- Imposa, S.; Lombardo, G.; Panzera, F.; Grassi, S. Ambient Vibrations Measurements and 1D Site Response Modelling as a Tool for Soil and Building Properties Investigation. *Geosciences* 2018, 8, 87. <https://doi.org/10.3390/geosciences8030087>
- Italian National Institute of Statistics, ISTAT, 2018. Territorial bases and census variables. (Original name in italian: Basi territoriali e variabili censuarie). <https://www.istat.it/it/archivio/104317> (Accessed January 2020). Italian National Institute of Statistics.
- Jibson, R. (1987) Summary of research on the effects of topographic amplification of earthquake shaking on slope stability, Open-File Report 87-268, U.S. Geological Survey, Menlo Park, Cal.
- Jongmans D., Campillo M. (1993). The response of the Ubaye valley (France) for incident SH and SV waves: comparison between measurements and modeling. *Bull. Seism. Soc. Of America*, Vol. 83, No. 3
- Jornet-Monteverde, J.A.; Galiana-Merino, J.J.; Soler-Llorens, J.L. Design and Implementation of a Wireless Recorder System for Seismic Noise Array Measurements. *Sensors* 2022, 22, 8103. <https://doi.org/10.3390/s22218103> 183
- Kalkan E and Kunnath SK. Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of buildings. *Engineering Structures* 29(3):305–316 (2007).
- Kalkan E and Kunnath SK. Benchmark assessment of spectral shape effects in nonlinear seismic response of buildings. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 134(2):321–331 (2008).
- Kanai, K., Tanaka, T., Oada, K. (1954). Measurement of the Microtremor. *Bulletin of Earthquake Research Institute, University of Tokyo*, 32, 199-209.
- Kanai K, Tanaka T (1961) On microtremors VIII. *Bull Earthq Res Inst* 39:97–114
- Kanai K., Yoshizawa S. On the period and the damping of vibration in actual buildings. *Bulletin of the earthquake research institute*. Vol. 39 (1961), pp. 477-489.
- Kanamori, H., Mori, J., Anderson, D.L., Heaton, T.H., 1991. Seismic excitation by the space shuttle Columbia. *Nature*. 349, 781–782. <https://doi.org/10.1038/349781a0>.

- Kausel E. Early history of soil-structure interaction. *Soil Dyn Earthq Eng* 30:822–832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001> (2010)
- Kawase, J. and Aki, K. (1990) “Topography Effect at the Critical SV-Wave Incidence: Possible Explanation of Damage Pattern by the Whittier Narrows, California, Earthquake of 1 October 1987.” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(1): 1-22
- Kappos AJ, Penelis GG and Drakopoulos CG. Evaluation of simplified nonlinear analysis methods for seismic assessment of buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 10(1):1–33 (2006).
- Kausel E. Early history of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 30(9):822–832 (2010). <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.016>
- Kennedy RP and Ravindra MK. Seismic fragilities for nuclear power plant risk studies. *Nuclear Engineering and Design* 79(1):47–68 (1984). [https://doi.org/10.1016/0029-5493\(84\)90274-2](https://doi.org/10.1016/0029-5493(84)90274-2)
- Kim S, Stewart JP. Kinematic soil-structure interaction from strong motion recordings. *J Geotech Geoenviron Eng* 129:323–335 (2003)
- Kwon OS and Elnashai AS. The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structures. *Engineering Structures* 28(2):289–303 (2006).
- Kokusho, T.; Ishizawa, T. Site Amplification during Strong Earthquakes Investigated by Vertical Array Records. *Geosciences* 2021, 11, 510. <https://doi.org/10.3390/geosciences11120510>
- Koller, M. G., Chatelain, J. L., Guillier, B., Duval, A. M., Atakan, K., Lacave, C., Bard, P. Y. (2004, August). Practical user guidelines and software for the implementation of the H/V ratio technique: measuring conditions, processing method and results interpretation. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada
- Konno, K. and Ohmachi, T.: Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 88(1), 228–241, 1998.
- Köse MM. Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. *Engineering Structures* 31(1):93–102 (2009). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.017>
- Kramer SL. *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, New Jersey (1996)
- Kunnath SK, Reinhorn AM and Lobo RF. IDARC Version 3.0: A program for the inelastic damage analysis of reinforced concrete structures. Technical Report NCEER-95-0018, Buffalo, New York (1995).
- Kunnath SK, Reinhorn AM and Park YJ. Analytical modeling of inelastic seismic response of RC structures. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 121(2):238–246 (1995).
- Lagomarsino S and Giovinazzi S. Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 4(4):415–443 (2006).
- Lai, C.G. (1998). Simultaneous inversion of Rayleigh phase velocity and attenuation for near-surface site characterization. PhD Diss., Georgia Inst. of Techn., Atlanta (Georgia, USA)
- Lanzo G, Silvestri F. *Risposta Sismica Locale*. Hevelius Edizioni (1999)
- Laurenzano, G., Priolo, E., Gallipoli, M.R., Mucciarelli, M., Ponzo, F.C., 2010. Effect of vibrating buildings on free-field motion and on adjacent structures: the Bonefro (Italy) case history. *Bull. Seism. Soc. Am.* 100 (2), 802–818.

- Lazzari S, Pieri P and Sabato L. Assetto geologico dell'area di Potenza (Appennino lucano) e relative sezioni geologiche. *Bollettino della Società Geologica Italiana* 107:273–286 (1988).
- LeBrun, B., Hatzfel, D., and Bard, P.-Y. (1999) “Experimental study of ground motion on a large scale topography”. *J. of Seismology*, 3(1): 1-15
- Lermo J. e F.J. Chavez-Garcia (1994); Are microtremor useful in site response evaluation?, *Bull. Seim. Soc. Am.*, 84, 5, 1350-1364.
- Li, T. M. C., Ferguson, J. F., Herrin, E., D. H. B. (1984). High-frequency seismic noise at Lajitas, Texas. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 74-5, 2015-2033.
- Liu M and Park R. Seismic behaviour of gravity load designed reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal* 97(5):709–719 (2000).
- Luco N and Cornell CA. Structure-specific scalar intensity measures for near-source and ordinary earthquake ground motions. *Earthquake Spectra* 23(2):357–392 (2007)
- Lunedei E., Albarello D. (2009). On the seismic noise wavefield in a weakly dissipative layered Earth. *Geophys. J. Int.* (2009) 177, 1001–1014, doi: 10.1111/j.1365-246X.2008.04062.x
- Lunedei, E., Albarello, D. (2010) Theoretical HVSR curves from full wavefield modelling of ambient vibrations in a weakly dissipative layered Earth (2010) *Geophysical Journal International*, 181 (2), pp. 1093-1108. Cited 95 times. doi: 10.1111/j.1365-246X.2010.04560.x
- Mainstone RJ. On the stiffness and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV*:57–90 (1971).
- Mainstone RJ. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV*:57–90 (1974).
- Makra K, Raptakis D, Ch'avez-Garc'ia FJ, Pitilakis K (2001) Site effects and design provisions: the case of Euroseistest, *PAGEOPH* 158, 2349–2367
- Makra, K., Raptakis, D., Chávez-García, F.J., Pitilakis, K. (2002). Site Effects and Design Provisions: The Case of Euroseistest. In: Roca, A., Oliveira, C. (eds) *Earthquake Microzoning. Pageoph Topical Volumes*. Birkhäuser, Basel. https://doi.org/10.1007/978-3-0348-8177-7_5 185
- Malagnini L., Tricarico P., Rovelli A., Herrmann R.B., Opice S., Biella G. e R. de Franco (1996); Explosion, earthquake, and ambient noise recording in a Pliocene sediment-filled valley: Inferences on seismic response properties by reference- and non-reference-site techniques, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86, 3, 670-682.
- Mallet, R. (1862). *Great Neapolitan Earthquake of 1857*, London, 2 vols.
- Manfredi G, Polese M and Verderame GM. Seismic vulnerability and fragility assessment of existing reinforced concrete buildings: Advances and perspectives. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 164:107640 (2023).
- Mascandola, C., Barani, S., Massa, M. et al. Clustering analysis of probabilistic seismic hazard for the selection of ground motion time histories in vast areas. *Bull Earthquake Eng* 18, 2985–3004 (2020). <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00819-x>.
- Mascandola C, Perrone G, Morelli A and Nardone G. Nationwide topographic classification for seismic microzonation studies: A GIS-based automated procedure. *Bulletin of Earthquake Engineering* 19:5935–5958 (2021)
- Masi A, Digrisolo A and Santarsiero G. Experimental evaluation of the rigidity of floor diaphragms in existing RC buildings. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris (1997).

- Masi A. Seismic vulnerability assessment of gravity-load designed RC buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 1(3):371–395 (2003)
- Masi A and Vona M. Seismic response of RC buildings: Influence of the fundamental period estimation. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing (2008).
- Masi A and Vona M. Period estimation and seismic response of existing RC buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering* 7(3):831–850 (2009)
- Masi A and Vona M. Experimental evaluation of the fundamental period of RC buildings. *Engineering Structures* 32(1):308–321 (2010).
- Masi A, Vona M and Mucciarelli M. Selection of natural accelerograms for nonlinear dynamic analysis of RC buildings. *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon (2012).
- Masi A, Vona M and Mucciarelli M. Seismic response of existing RC buildings: Nonlinear dynamic analyses for vulnerability assessment. *Proceedings of the 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul (2013).
- Michel, C., Guéguen, P., Lestuzzi, P., Bard, P.-Y., 2010. Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France. *Bull. Earthq. Eng.* 8, 1295–1307. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9185-7>.
- Michel C, Guéguen P and Bard PY. Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: An aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings. *Journal of Earthquake Engineering* 14(4):593–617 (2010).
- Melis G, Carbonara G and Mazzolani FM. Seismic vulnerability and damage scenarios of reinforced concrete buildings in Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering* 6(2):237–262 (2008).
- Meletti C, Marzocchi W, D’Amico V and Pace B. Seismic hazard assessment in Italy: Evolution and methodological advances. *Annals of Geophysics* 57(2):S0210 (2014). <https://doi.org/10.4401/ag-6427>
- Mihaylov D, El Naggar MH, Dineva S (2016) Separation of high-and low-level ambient noise for HVSR: application in city conditions for Greater Toronto area. *Bull Seis Soc Am* 106(5):2177–2184
- MIT (2018) *Norme Tecniche per le Costruzioni*. DM 17/1/2018, Italian Ministry of Infrastructure and Transportation, Rome, Italy (in Italian)
- Mylonakis G and Gazetas G. Seismic soil–structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering* 4(3):277–301 (2000). <https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Mobarki M., Talbi A., Djadia L. (2022). Site effects analysis in Algiers city using simulated accelerograms. *Proceedings of the 3rd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (3ECEES)*, Bucharest, Romania, September 4-9, 2022; 2175-2184.
- Modena C and Tena-Colunga A. Seismic assessment of existing reinforced concrete buildings. *Structural Concrete* 7(2):67–78 (2006).
- Molnar S, Assaf J, Sirohey A, Adhikari S (2020) Overview of local site effects and seismic microzonation mapping in Metropolitan Vancouver, British Columbia. *Canada Eng Geol* 270:105568. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105568>

- Molnar, S., Sirohey, A., Assaf, J. et al. A review of the microtremor horizontal-to-vertical spectral ratio (MHVSR) method. *J Seismol* 26, 653–685 (2022). <https://doi.org/10.1007/s10950-021-10062-9>
- Mori F, Mendicelli A, Moscatelli M, Romagnoli G, Peronace E, Naso G. A new Vs30 map for Italy based on the seismic microzonation dataset. *Eng Geol* 2020;275:105745. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105745>.
- Moscatelli M, Albarello D, Scarascia Mugnozza G, Dolce M (2020) The Italian approach to seismic microzonation. *Bull Earthq Eng* 18:5425–5440
- Mucciarelli M. Reliability and applicability of Nakamura's technique using microtremors: an experimental approach. *J Earthq Eng* 1998; 2(4): 625–638.
- Mucciarelli, M., and M. R. Gallipoli. 2001. "A critical review of 10 years of microtremor HVSR technique." *Boll. Di Geofisica Teorica Ed Applicata* 42 (3–4): 255–266
- Mucciarelli, M., Contri, P., Monachesi, G., Calvano, G., Gallipoli, M. An empirical method to assess the seismic vulnerability of existing buildings using the HVSR technique (2001) *Pure and Applied Geophysics*, 158 (12), pp. 2635-2647. doi:10.1007/PL00001189
- Mucciarelli M, Gallipoli MR (2004) The HVSR Technique from Microtremor to Strong Motion: Empirical and Statistical Consideration. In: 13th World Conference on Earthquake Engineering Canada
- Mucciarelli, M., Masi, A., Gallipoli, M.R., Harabaglia, P., Vona, M., Ponzio, F., Dolce, M., 2004. Analysis of RC building dynamic response and soil-building resonance based on data recorded during a damaging earthquake (Molise, Italy, 2002). *Bull. Seismol. Soc. Am.* 94, 1943–1953. <https://doi.org/10.1785/012003186>.
- Mucciarelli, M., Gallipoli, M.R., Di Giacomo, D., Di Nota, F. and Nino, E. (2005), The influence of wind on measurements of seismic noise. *Geophysical Journal International*, 161: 303-308. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2004.02561.x>
- Mucciarelli, M., Bianca, M., Ditommaso, R., Gallipoli, M.R., Masi, A., Milkereit, C., Parolai, S., Picozzi, M., Vona, M., 2011. Far field damage on RC buildings: the case study of Navelli during the L'Aquila (Italy) seismic sequence, 2009. *Bull. Earthq. Eng.* 9, 263–283. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9201-y>.
- Müller, M.; Vorogushyn, S.; Maier, P.; Thieken, A.H.; Petrow, T.; Kron, A.; Büchele, B.; Wächter, J. CEDIM Risk Explorer—A map server solution in the project "Risk Map Germany". *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 2006, 6, 711–720. [CrossRef]
- Mylonakis G, Gazetas G. Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4:3, 277-301, DOI: 10.1080/13632460009350372 (2000)
- Nakamura Y. A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Quart Rep Railway Tech Res Inst (RTRI)* 1989; 3025-33.
- Nakamura, Y. (1996). Real-time information systems for hazards mitigation. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*. Acapulco, Mexico.
- Nakamura Y. (2000); Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications, *Proc. Of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zeland. 187
- Nanos N and Elenas A. Seismic damage potential described by strong ground motion parameters. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 26(9):843–852 (2006).
- Navarro, M., Vidal, F., Enomoto, T., Alcalá, F.J., Sánchez, F.J., Abeki, N., 2007. Analysis of site effects weightiness on RC building seismic response. The Adra (SE Spain) example. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 36, 1363–1383.

- NEHRP. Consultants Joint Venture. Soil-Structure Interaction for Building Structures (2012)
- Nogoshi, M., & Igarashi, T. (1970). On the Propagation Characteristics of Microtremor. *Journal of the Seismological Society of Japan*, 23, 264-280.
- Nogoshi, M. and Igarashi, T. (1971), “On the Amplitude Characteristics of Microtremor (Part 2) (in Japanese with English abstract)”, *Jour. Seism. Soc. Japan*, 24, 26-40.
- Ogawa Y., Shimizu K., Joji E. e D. Maejima (1998); Estimation of peak horizontal ground velocity based on microtremors, *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Paris, France.
- Ohmachi T., Nakamura Y. e T. Toshinawa (1991); Ground motion characteristics of the San Francisco bay area detected by microtremor measurements, *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St Louis, 2, 1643-1648.
- Okada H. The microtremor survey method. *Geophysical Monograph Series SEG*. Tulsa, OK: Soc Explor Geophys, 2003, p. 12.
- Okada, H. (2003). The microtremor survey method. *Geophys. Monograph Series*, Vol. 12, Society of Exploration Geophysicists, 129 pp.
- Oliveira, C.S., Navarro, M. Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques. *Bull Earthquake Eng* 8, 609–642 (2010). <https://doi.org/10.1007/s10518-009-9162-1>
- Park YJ, Ang AHS and Wen YK. Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake Spectra* 3(1):1–26 (1987).
- Park YJ and Ang AHS. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 114(6):1292–1311 (1988)
- Pampanin S, Magenes G and Carr AJ. Modelling of shear hinge mechanisms in poorly detailed RC beam–column joints. *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London (2002).
- Pan, T.-C., Goh, K.S., Megawati, K., 2014. Empirical relationships between natural vibration period and height of buildings in Singapore. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 43, 449–465. <https://doi.org/10.1002/eqe.2356>.
- Panza GF, Romanelli F and Vaccari F. Seismic wave propagation in laterally heterogeneous anelastic media: Theory and applications to seismic zonation. *Advances in Geophysics* 43:1–95 (2001).
- Paolucci R, Pacor F, Felicetta C, Puglia R, Luzi L, Sabetta F, Gorini A and Lanzano G. The ITACA (ITalian ACcelerometric Archive): A web portal for the dissemination of Italian strong-motion data. *Seismological Research Letters* 81(5):716–722 (2010)
- Paolucci, E., Albarello, D., D’Amico, S., Lunedei, E., Martelli, L., Mucciarelli, M., Pileggi, D., 2015. A large scale ambient vibration survey in the area damaged by May–June 2012 seismic sequence in Emilia Romagna, Italy. *Bull. Earthq. Eng.* 13, 3187–3206. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9767-5>. 188
- Parolai, S., Bindi, D., and Augliera, P. (2000). Application of the Generalized Inversion Technique (GIT) to a microzonation study: numerical simulations and comparison with different site-estimation techniques. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 90, no. 2, 286–297.
- Parolai, S., Bindi, D., and Troiani, L. (2001a). Site response for the RSM seismic network and source parameters in the Central Apennines (Italy). *Pure Appl. Geophys.*, 158, 695–715.

- Parolai S., Bormann P., Milkereit C. (2001b). Assessment of the natural frequency of the sedimentary cover in the Cologne area (Germany) using noise measurements. *Journal of Earthquake Engineering*, 5:4, 541-564, DOI: 10.1080/13632460109350405
- Parolai, S., and Richwalski, S. M. (2004). The importance of converted waves in comparing H/V and RSM site responses. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 94, 304–313.
- Parolai S, Facke A, Richwalski S, et al. Assessing the vibrational frequencies of the Holweide Hospital in the city of Cologne (Germany) by means of ambient seismic noise analysis and FE modelling. *Nat Hazards* 2005; 34:217–230.
- Parolai, S., and Galiana-Merino, J. J. (2006): Effect of transient seismic noise on estimates of H/V spectral ratios. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 96, 1, 228-236.
- Parolai S, Picozzi M, Strollo A, Pilz M, Di Giacomo D, Liss B, Bindi D (2009) Are transients carrying useful information for estimating H/V spectral ratios? Increasing Seismic Safety by Combining Engineering Technologies and Seismological Data. Springer, Dordrecht, pp 17–31
- Parolai S., Orunbaev S., Bindi D., Strollo A., Usupaev S., Picozzi M., Di Giacomo Di., Augliera P., D'Alema E., Milkereit C., Moldobekov B., Zschau J.; Site Effects Assessment in Bishkek (Kyrgyzstan) Using Earthquake and Noise Recording Data. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2010; 100 (6): 3068–3082. doi: <https://doi.org/10.1785/0120100044>
- Parolai, S. (2012): Investigation of site response in urban areas by using earthquake data and seismic noise. - In: Bormann, P. (Ed.), *New Manual of Seismological Observatory Practice 2 (NMSOP-2)*, Potsdam: Deutsches GeoForschungsZentrum GFZ, 1-38. https://doi.org/10.2312/GFZ.NMSOP-2_ch14
- Paulay T and Priestley MJN. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York (1966).
- Pearson K. Note on regression and inheritance in the case of two parents. *Proceedings of the Royal Society of London* 58:240–242 (1895).
- Pedersen H., Le Brun B., Hatzfeld D., Campillo M., Bard P.-Y.; Ground-motion amplitude across ridges. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1994;; 84 (6): 1786–1800. doi: <https://doi.org/10.1785/BSSA0840061786>
- Perret, D. (2015). Single station H/V technique. In *Shear wave velocity measurement guidelines for Canadian seismic site characterization in soil and rock*, (ed.) J.A. Hunter and H.L. Crow; Natural Resources Canada, Earth Sciences Sector, Information Product 110 (English and French), 78–84; 90–93
- Peruzzi, G., Albarello, D., Baglione, M. et al. Assessing 1D litho-stratigraphical amplification factor for microzoning studies in Italy. *Bull Earthquake Eng* 14, 373–389 (2016). <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9841-z> 189
- Peterson, J. (1993), Observations and modelling of seismic background noise. US geological Survey, open-file report 93–322.
- Picozzi M, Parolai S, Albarello D (2005) Statistical analysis of noise horizontal-to-vertical spectral ratios (HVSr). *Bull Seis Soc Am* 95(5):1779–1786
- Picozzi M, Strollo A, Parolai S, Durukal E, Ozel O, Karabulut S, Zschau J, Erdik M. Site characterization by seismic noise in Istanbul, Turkey. *Soil Dynam Earthq Eng* 2009;29(3):469–82.
- Picozzi M, Ditommaso R, Parolai S, et al. Real time monitoring of structures in task force missions: the example of the Mw = 6.3 Central Italy Earthquake, April 6, 2009. *Nat Hazards* 2010; 52: 253–256.

- Picozzi M, Parolai S, Mucciarelli M, et al. Interferometric Analysis of Strong Ground Motion for Structural Health Monitoring: The Example of the L'Aquila, Italy, Seismic Sequence of 2009. *Bulletin of the Seismological Society of America* 2011; 101: 635–651.
- Pilz M, Parolai S, Leyton F, Campos J, Zschau J. A comparison of site response techniques using earthquake data and ambient seismic noise analysis in the large urban areas of Santiago de Chile. *Geophys J Int* 2009;178(2):713–28.
- Pilz, M., Parolai, S., Picozzi, M., Wang, R., Leyton, F., Campos, J. and Zschau, J. (2010), Shear wave velocity model of the Santiago de Chile basin derived from ambient noise measurements: a comparison of proxies for seismic site conditions and amplification. *Geophysical Journal International*, 182: 355-367. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2010.04613.x> 190
- Piro A., de Silva F., Parisi F., Scotto di Santolo A., Silvestri F. Effects of soil foundation structure interaction on fundamental frequency and radiation damping ratio of historical masonry building sub structures. *Bulletin of Earthquake Engineering* 18, 1187–1212. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00748-4> (2020)
- Pitarka A., Irikura K., Iwata T. (1996). Was the basin edge geometry responsible for the ground motion amplification in the disaster belt-like zone during January 17, 1995, Kobe (Hyogo-ken Nambu), Japan earthquake? *Proceedings of the International Workshop on Site Response subjected to Strong Earthquake Motions*, January 16-17, Yokosuka, Japan.
- Pitilakis, K., Raptakis, D., Lontzetidis, K., Tika-Vassilikou, T., & Jongmans, D. (1999). Geotechnical and geophysical description of EURO-SEISTEST, using field, laboratory tests and moderate strong motion recordings. *Journal of Earthquake Engineering*, 3(03), 381-409.
- Pitilakis, Kyriazis & Makra, Konstantia & Raptakis, Dimitrios. (2001). 2D vs 1D site effects with potential applications to seismic norms: The cases of EUROSEISTEST and Thessaloniki. August 2001 Conference: XV ICSMGE TC4 Satellite Conference on “Lessons Learned from Recent Strong Earthquakes”, pp. 123-133. At: Istanbul, Turkey, Volume: Invited Lecture.
- Pitilakis, K. (2004). Site Effects. In: Ansal, A. (eds) *Recent Advances in Earthquake Geotechnical Engineering and Microzonation*. Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering, vol 1. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/1-4020-2528-9_6
- Polese M, Di Ludovico M and Prota A. Influence of masonry infill on the seismic response of RC frames: Experimental and numerical investigations. *Engineering Structures* 30(10):2789–2801 (2008).
- Ponzo FC, Ditommaso R, Auletta G, et al. A fast method for structural health monitoring of Italian strategic reinforced concrete buildings. *Bull Earthq Eng* 2010; 8: 1421–1434.
- Priestley, MB., (1981). *Spectral analysis and time series*. New York: Academic Press.
- Primofiore I, Baron J, Klin P, Laurenzano G, Muraro C, Capotorti F, Amanti M, Vessia G. 3D numerical modelling for interpreting topographic effects in rocky hills for Seismic Microzonation: the case study of Arquata del Tronto hamlet. *Eng. Geol.* 279, 1–22. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105868> (2020)
- Puglia R, Albarello D, Gorini A, Luzi L, Marcucci S, Pacor F (2011) Extensive characterization of Italian accelerometric stations from single-station ambient-vibration measurements. *Bulletin Earthquake Engineering* 9:1821–1838
- Raptakis D., Chávez-García F.J., Makra K., Pitilakis K. (2000) Site effects at Euroseistest—I. Determination of the valley structure and confrontation of observations with 1D analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 19, Issue 1, 2000, pp. 1-22, ISSN 0267-7261, [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(99\)00025-1](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(99)00025-1)

- Raptakis, D., N. Theodulidis & K. Pitilakis 1998a. Data analysis of the Euroseistest strong motion array in Volvi (Greece): standard and horizontal to vertical ratio techniques. *Earthquake Spectra*, 14:203-224.
- Raptakis, D., F.J. Chávez-García, K. Makra & K. Pitilakis 1998b. Site effects at Euroseistest — I: Determination of the valley structure and confrontation of observations with 1D analysis. *Soil Dyn. Earthq. Eng.*
- Raptakis, D., Makra, K., Anastasiadis, A. et al. Complex Site Effects in Thessaloniki (Greece): I. Soil Structure and Comparison of Observations with 1D Analysis. *Bull Earthquake Eng* 2, 271–290 (2004). <https://doi.org/10.1007/s10518-004-3799-6>
- Raptakis, D., Makra, K., Anastasiadis, A. et al. Complex Site Effects in Thessaloniki (Greece): II. 2D SH Modelling and Engineering Insights. *Bull Earthquake Eng* 2, 301–327 (2004). <https://doi.org/10.1007/s10518-004-3803-1>
- Ricci P, Verderame GM and Manfredi G. Analytical investigation of masonry infilled RC frames subjected to cyclic loading. *Engineering Structures* 33(12):3253–3267 (2011).
- Riepl, J., Bard, P.-Y., Hatzfeld, D., Papaioannou, C., and Nechtschein, S. (1998). Detailed evaluation of site response estimation methods across and along the sedimentary valley of Volvi (EURO-SEISTEST). *Bull. Seism. Soc. Am.*, 88, no. 2, 488–502.
- Rippa F, Vinale F. Effetti del terremoto del 23 novembre 1980 sul patrimonio edilizio di Napoli. *Atti XV Convegno Italiano di Geotecnica*, Spoleto. AGI, Roma (1983)
- Roca A, Oliveira C (2001). Introduction. *Pure Appl Geophys.* 158(12), 2291–2294. <https://doi.org/10.1007/PL00001170>
- Roesset J. Fundamentals of soil amplification. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*. ed. R.J. Hansen. The M.I.T. Press (1970)
- Rota M, Penna A and Strobbia CL. Processing Italian damage data to derive typological fragility curves. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 28(10–11):933–947 (2008)
- Rosti A, Rota M, Penna A and Strobbia CL. Damage data processing and derivation of fragility curves for RC buildings after the 2009 L’Aquila earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering* 15(2):877–895 (2017).
- Rovida A, Locati M, Camassi R, Lolli B and Gasperini P. CPTI15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes. *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*, Milano (2016).
- Sabetta F and Pugliese A. Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America* 86(2):337–352 (1996).
- Sakaji, K. (1998). Temporal variation of the power spectra of microtremors observed at soil and rock sites. *Graduation thesis, Hokkaido University (in Japanese)*.
- Sánchez-Sesma FJ. Diffraction of elastic SH waves by wedges. *Bulletin of the Seismological Society of America*; 75 (5): 1435–1446. doi: <https://doi.org/10.1785/BSSA0750051435> (1985)
- Sanchez-Sesma FJ. Elementary solutions for the response of a wedge-shaped medium to incident SH and SV waves, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 80, 737-742 (1990)
- Schiattarella M, Di Leo P, Beneduce P and Giano SI. Quaternary uplift vs. tectonic loading: A case study from the Lucanian Apennine, southern Italy. *Quaternary International* 115–116:239–251 (2004).
- Schmidt, R.O. (1981). A Signal Subspace Approach to Multiple Emitter Location and Spectral Estimation, PhD thesis Stanford University, Stanford, CA.

- Seed H.B., Murarka R., Lysmer J. e I.M. Idriss. Relationships of maxima acceleration, maximum velocity, distance from source, and local site conditions for moderately strong earthquakes, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 66, 1323-1342 (1976)
- Seed H.B., Dickenson S.E., Idriss I.M. (1991). Principal geotechnical aspects of the 1989 Loma Prieta earthquake. *Soils and Foundations*, Vol. 31. No. 1. <https://doi.org/10.3208/sandf1972.31.1>.
- Semblat, J.F., Kham, M., Bard, P.Y., Gueguen, P., 2004. Could “site-city interaction” modify site effects in urban areas? In: *Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, BC, Canada*.
- SESAME European project. (2003). Nature of noise wavefield. Final Report WP08. http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/Delivrables/D13.08_finalreport.pdf
- SESAME European project (2004). Nature of noise wavefield. Final Report WP08. http://sesame-fp5.obs.ujf-grenoble.fr/Delivrables/D13.08_finalreport.pdf
- Sica S, Magenes G and Calvi GM. Seismic vulnerability of existing masonry buildings: Review and application to Italian building stock. *Earthquake and Structures* 9(3):643–664 (2015).
- Singhal A and Kiremidjian AS. Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 122(12):1459–1467 (1996).
- Sivaselvan MV and Reinhorn AM. Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)* 125(6):633–640 (1999).
- Smith BS and Carter C. A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 44(1):31–48 (1969).
- SM Working Group (2015) Guidelines for seismic microzonation, conference of regions and autonomous Provinces of Italy—Civil Protection Department, Rome, http://www.protezionecivile.gov.it/httpdocs/cms/attach_extra/GuidelinesForSeismicMicrozonation.pdf. Last Accessed April 2020 (Original Italian Edition: Gruppo di lavoro MS, Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica, Conferenza delle Regioni e delle Province autonome—Dipartimento della protezione civile, Roma, 2008, 3 vol. e Dvd).
- Spence RJS and Le Brun B. RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns. European Commission, Sixth Framework Programme, Project Report (2006).
- Stanko D., Markušić S., Strelec S., Gazdek M. HVSR analysis of seismic site effects and soil-structure resonance in Varaždin city (North Croatia) *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, 92 (2017), pp. 666-677, 10.1016/j.soildyn.2016.10.022
- Steidl, J.H., A.G. Tumarkin & R.J. Archuleta 1996. What is a reference site? *Bull. Seism. Soc. Am.*, 86:1733-1748.
- Strollo, A., Bindi, D., Parolai, S., Jäckel, K.-H. (2008): On the suitability of 1 s geophone for ambient noise measurements in the 0.1–20Hz frequency range: experimental outcomes. - *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 1, 141-147
- Strollo, A., Parolai, S., Bindi, D. et al. Microzonation of Potenza (Southern Italy) in terms of spectral intensity ratio using joint analysis of earthquakes and ambient noise. *Bull Earthquake Eng* 10, 493–516 (2012). <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9256-4>
- Sunahara, Y. (1981). *Stochastic system theory*, vol. 1. Asakura Press (in Japanese).
- Tokimatsu, K. (1997). Geotechnical site characterization using surface waves. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara (ed.), Balkema, Rotterdam, 1333-1368.

- Toksöz, M.N., and Lacoss, R.T. (1968). Microseisms – Mode structure and sources. *Science*, 159,872-873.
- Tragni N., Gallipoli M.R., Lupo M., Massolino G., Mucciarelli M., Rebez A., Stabile T.A., Sandron D. (2019). Utilizzo di rumore sismico per la caratterizzazione rapida degli edifici. *Bollettino di Geofisica Teorica ed Applicata*. Vol. 60, supplemento 2, pp. s148-s153; dicembre 2019
- Tragni, N.; Calamita, G.; Lastilla, L.; Belloni, V.; Ravanelli, R.; Lupo, M.; Salvia, V.; Gallipoli, M.R. Sharing Soil and Building Geophysical Data for Seismic Characterization of Cities Using CLARA WebGIS: A Case Study of Matera (Southern Italy). *Appl. Sci.* 2021, 11, 4254. <https://doi.org/10.3390/app11094254>
- Triantafyllidis, P., Hatzidimitriou, P. M., Theodulidis, M., Suhadolc, P., Papazachos, C., Raptakis, D., and Lontzetidis, K. (1999). Site effects in the city of Thessaloniki (Greece) estimated from acceleration data and 1D local soil profiles. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 89, 521–537.
- Tropeano, M., Marino, M., Pieri, P., 1994. Evidenze di tettonica distensiva Plio–Pleistocenica al margine orientale della Fossa bradanica: l’Horst di Zagarella. *Il Quaternario*. 7, 597–606.
- Tropeano M, Sabato L and Pieri P. Quaternary evolution of the intermontane basins of the Southern Apennines (Italy). *Quaternary International* 21:49–58 (1994). [https://doi.org/10.1016/1040-6182\(94\)90052-3](https://doi.org/10.1016/1040-6182(94)90052-3)
- Tsogka, C., Wirgin, A., 2003. Simulation of seismic response in an idealized city. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 23, 391–402. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(03\)00017-4](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(03)00017-4).
- Udwadia F. E. and M. D. Trifunac (1973). Comparison of earthquake and microtremor ground motions in El Centro, California. *Bull. Seism. Soc. Am.*, 63-4, 1227-1253. 195
- Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Li C and Madan A. IDARC 2D Version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings. Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York (1996).
- Vamvatsikos D and Cornell CA. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 31(3):491–514 (2002). <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vamvatsikos D and Cornell CA. Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra* 20(2):523–553 (2004). <https://doi.org/10.1193/1.1737737>
- Vanmarcke EH and Gasparini DA. SIMQKE: A program for artificial motion generation. MIT Department of Civil Engineering Research Report R76-4, Cambridge, Massachusetts (1976).
- Vallianatos F, Hloupis G (2009) HVSR technique improvement using redundant wavelet transform. *Increasing Seismic Safety by Combining Engineering Technologies and Seismological Data*. Springer, Dordrecht, pp 117–137
- Veletsos A and Meek JW. Dynamic behavior of building-foundation systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 3:121–138 (1974)
- Vessia, G., Parise, M., Tromba, G., 2013. A strategy to address the task of seismic microzoning in landslide-prone areas. *Adv. Geosci.* <https://doi.org/10.5194/adgeo-35-23-2013>.
- Vessia, G., Pisano, L., Tromba, G., Parise, M., 2016. Seismically induced slope instability maps validated at an urban scale by site numerical simulations. *Bull. Eng. Geol. Environ.* <https://doi.org/10.1007/s10064-016-0940-0>.
- Viggiani G and Atkinson JH. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Gdotechnique* 45, No. 2, 249-265 (1995)

- Vinale F and Simonelli AL. L'eterogeneità dei terreni nei fenomeni di amplificazione locale, XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto, Book of Abstract, 1, 221-230. (1983)
- Vona M, Masi A and Mucciarelli M. Nonlinear dynamic analyses for the seismic vulnerability assessment of existing RC buildings. Proceedings of the Italian Conference on Earthquake Engineering (2011).
- Vona M and Masi A. Seismic vulnerability assessment of existing RC buildings: Influence of structural and material parameters. Proceedings of the European Conference on Earthquake Engineering (2012).
- Vona M, Masi A and Dolce M. Seismic performance of gravity-load designed reinforced concrete buildings. Bulletin of Earthquake Engineering 11(2):343–368 (2013)
- Vona M, Masi A and Mucciarelli M. Simplified fragility curves for existing RC buildings based on nonlinear dynamic analyses. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 66:263–275 (2014).
- Vona M. A simplified probabilistic seismic risk index for large-scale vulnerability assessment of existing reinforced concrete buildings. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 136:106244 (2020).
- Vona M. Mechanical properties of materials in existing reinforced concrete buildings: Statistical characterization and implications for seismic assessment. Bulletin of Earthquake Engineering 20:4511–4536 (2022)
- Wirgin A., Bard P.Y. (1996). Effects of building on the duration and amplitude of ground motion in Mexico City, Bull. Seism. Soc. Am., 86, 914-920.
- Wolf J. Dynamic soil-structure interaction. Prentice Hall, Englewood Cliff (1985)
- Yaglom, A.M. (1962). An introduction to the theory of stationary random functions (translated and edited by R.A. Silverman). Dover Publications Inc. 196
- Yamamoto, H. (2000). Estimation of shallow S-wave velocity structures from phase velocities of love- and Rayleigh- waves in microtremors. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand.
- Yamanaka, H., Takemura, M., Ishida, H, Niwa, M. (1994). Characteristics of long-period microtremors and their applicability in exploration of deep sedimentary layers. Bull. Seism. Soc. Am., 84, 1831-1841.
- Zembaty Z, Kowalsky MJ and De Stefano M. Seismic design and assessment of reinforced concrete buildings: Behaviour, detailing and retrofit strategies. Bulletin of Earthquake Engineering 4(3):237–258 (2006).

APPENDICE A

Script 1 – Costruzione delle Curve di Capacità trilineari

Lo script implementa la procedura di costruzione delle curve di capacità tipologiche a partire da dati sperimentali e parametri derivati dalle misure dinamiche sugli edifici. L'obiettivo è ottenere curve trilineari rappresentative del comportamento medio delle tipologie strutturali considerate, calibrate sui periodi sperimentali e coerenti con i livelli di danno osservati nei dataset.

```
import numpy as np
import pandas as pd
import matplotlib.pyplot as plt
from openpyxl import load_workbook
from openpyxl.chart import ScatterChart, Reference, Series

# =====
# PARAMETRI DI INPUT
# =====

anno_costruzione = "POST71"      # "PRE71" oppure "POST71"
tipologie_codici = [2]           # 1=BareFrame, 2=InfillFrame, 3=PilotisFrame
fogli_codice = ["M"]             # "H", "M", "L"

file_sintesi = "Sintesi_POST71.xlsx"
file_edifici = "bldg_PZ_all.xlsx"

# =====
# FUNZIONI DI SUPPORTO
# =====

def load_data_common(file_path, fogli_codice, tipologie_codici):
    sheet_mapping = {"H": "Sintesi_HIGH", "M": "Sintesi_MED", "L":
"Sintesi_LOW"}
    tipologia_mapping = {1: "BareFrame", 2: "InfillFrame", 3:
"PilotisFrame"}

    dfs = []
    for foglio in fogli_codice:
        sheet = sheet_mapping[foglio]
        tipi = [tipologia_mapping[c] for c in tipologie_codici]
        df = pd.read_excel(file_path, sheet_name=sheet)
        dfs.append(df[df["Tipologia"].isin(tipi)])

    return pd.concat(dfs, ignore_index=True)

def applica_filtri(dati, class_age=None, tipologia=None,
codice_floors=None):
    filtro = pd.Series(True, index=dati.index)

    if class_age is not None:
        filtro &= dati["Class age"].str.contains(class_age, na=False)

    if tipologia is not None:
        filtro &= dati["Tipologia"].isin(tipologia)

    if codice_floors is not None:
        filtro &= dati["codice_floors"].isin(codice_floors)

    return dati[filtro]
```

```

# =====
# CARICAMENTO DATI
# =====

df_common = load_data_common(file_sintesi, fogli_codice, tipologie_codici)

mask = (df_common["T_base_norm"] <= 0.2) & (df_common["Smax_TOP_norm"] <=
0.02)

F_e = df_common[(df_common["Dl"] == 1) &
mask["T_base_norm"].quantile(0.01)
delta_y = df_common[(df_common["Dl"] == 2) &
mask["Smax_TOP_norm"].quantile(0.05)

df_y = df_common[(df_common["Dl"].isin([2, 3, 4])) &
(df_common["Smax_TOP_norm"] <= 0.014)]
F_y_min = df_y["T_base_norm"].quantile(0.25)
F_y_med = df_y["T_base_norm"].quantile(0.50)
F_y_max = df_y["T_base_norm"].quantile(0.75)

df_u = df_common[df_common["Dl"].isin([3, 4])]
delta_max = df_u["Smax_TOP_norm"].quantile(0.50)
delta_u = df_u["Smax_TOP_norm"].quantile(0.75)

# =====
# COSTRUZIONE CURVA DI CAPACITÀ
# =====

dati = pd.read_excel(file_edifici, sheet_name="all")
dati_filtrati = applica_filtri(dati, anno_costruzione, tipologie_codici,
fogli_codice)

Te_med = dati_filtrati["T1"].median()
area_med = dati_filtrati["Area"].median()
floors_med = dati_filtrati["# Floors"].median()
altezza_med = dati_filtrati["Heigth (m)"].median()

g = 9.81
rho = 750
massa = rho * area_med * floors_med
massa_partecipante = massa * 0.7
W = massa * g / 1000

Ke_med = (4 * np.pi**2 * massa_partecipante) / Te_med**2
Ke_norm = Ke_med / 1e6 * (altezza_med * 1000) / W
delta_e = F_e / Ke_norm

delta_curve = [0, delta_e, delta_y, delta_max, delta_u]
F_curve = [0, F_e, F_y_med, F_y_med, F_y_med]

codice_floors_value = dati_filtrati["codice_floors"].iloc[0]
fattore_h = 12 if codice_floors_value == "M" else 24
delta_m = np.array(delta_curve) * fattore_h

df_curve = pd.DataFrame({
    "Delta_norm": delta_curve,
    "Delta_m": delta_m,
    "F_med": np.array(F_curve) * g
})

# =====
# ESPORTAZIONE EXCEL
# =====

```

```

output_file = "CapacityCurve_output.xlsx"
df_curve.to_excel(output_file, index=False)

wb = load_workbook(output_file)
ws = wb.active

chart = ScatterChart()
chart.title = "Capacity Curve"
chart.x_axis.title = " $\Delta$  [m]"
chart.y_axis.title = "Sa"

xvalues = Reference(ws, min_col=2, min_row=2, max_row=ws.max_row)
yvalues = Reference(ws, min_col=3, min_row=2, max_row=ws.max_row)
series = Series(yvalues, xvalues, title="F_med")
chart.series.append(series)

ws.add_chart(chart, "H2")
wb.save(output_file)

# =====
# GRAFICO PYTHON
# =====

plt.figure(figsize=(10, 6))
plt.plot(delta_curve, F_curve, "-k", linewidth=2)
plt.xlabel(" $\Delta/H$  [-]")
plt.ylabel("F/W [-]")
plt.grid(True)
plt.tight_layout()
plt.savefig("CapacityCurve.png", dpi=300)
plt.close()

```

Script 2 - Performance Points

Lo script implementa la procedura di calcolo dei *Performance Points* mediante l'intersezione tra le curve di capacità tipologiche e gli spettri di risposta. L'obiettivo è individuare, per ciascuna combinazione curva–spettro, il punto di equilibrio dinamico nel piano Sa–Sd, classificandolo in termini di livello di danno (DL).

```

import pandas as pd
import numpy as np
import matplotlib.pyplot as plt
import os
import re
import math

# =====
# FILE DI INPUT (MODIFICABILI)
# =====

cc_file = "CC_PRE71_IF_H.xlsx"
spettri_file = "SpettriSemplificati_Singoli.xlsx"
base_output_dir = "PerformancePoint_Output"

# =====
# IMPOSTAZIONI
# =====

DL_colors = {1: "green", 2: "gold", 3: "orange", 4: "red"}

```

```

X_LIM = (0.0, 0.50)
Y_LIM = (0.0, 3.0)

SPECTRA_MULTI_COLOR = False
DEBUG_CHECK = False

EPS_GEOM = 1e-12
DEDUP_TOL = 1e-6

# =====
# PREPARAZIONE CARTELLE OUTPUT
# =====

cc_name_part = os.path.splitext(os.path.basename(cc_file))[0]
output_dir = os.path.join(base_output_dir, cc_name_part)
plot_dir = os.path.join(output_dir, "Grafici")
os.makedirs(plot_dir, exist_ok=True)

# =====
# FUNZIONI DI SUPPORTO
# =====

def assign_DL(delta_inter, Delta_keypoints):
    if np.isnan(delta_inter):
        return np.nan
    if delta_inter < Delta_keypoints[0] or delta_inter > Delta_keypoints[-
1]:
        return np.nan
    for i in range(4):
        if Delta_keypoints[i] <= delta_inter <= Delta_keypoints[i + 1]:
            return i + 1
    return np.nan

def _seg_intersect(p, r, q, s, eps=EPS_GEOM):
    rxs = r[0] * s[1] - r[1] * s[0]
    qmp = (q[0] - p[0], q[1] - p[1])

    if abs(rxs) < eps:
        return None

    t = (qmp[0] * s[1] - qmp[1] * s[0]) / rxs
    u = (qmp[0] * r[1] - qmp[1] * r[0]) / rxs

    if -eps <= t <= 1 + eps and -eps <= u <= 1 + eps:
        xi = p[0] + t * r[0]
        yi = p[1] + t * r[1]
        return (float(xi), float(yi))
    return None

def polyline_intersections(x1, y1, x2, y2, eps=EPS_GEOM,
dedup_tol=DEDUP_TOL):
    x1 = np.asarray(x1, float)
    y1 = np.asarray(y1, float)
    x2 = np.asarray(x2, float)
    y2 = np.asarray(y2, float)

    m1 = np.isfinite(x1) & np.isfinite(y1)
    m2 = np.isfinite(x2) & np.isfinite(y2)
    x1, y1 = x1[m1], y1[m1]
    x2, y2 = x2[m2], y2[m2]

    if len(x1) < 2 or len(x2) < 2:

```

```

        return []

inters = []
for i in range(len(x1) - 1):
    p = (x1[i], y1[i])
    r = (x1[i + 1] - x1[i], y1[i + 1] - y1[i])

    for j in range(len(x2) - 1):
        q = (x2[j], y2[j])
        s = (x2[j + 1] - x2[j], y2[j + 1] - y2[j])

        hit = _seg_intersect(p, r, q, s, eps)
        if hit is not None:
            inters.append(hit)

if not inters:
    return []

inters_arr = np.array(inters)
keep = []
for k in range(len(inters_arr)):
    if not keep:
        keep.append(k)
    else:
        d = np.linalg.norm(inters_arr[k] - inters_arr[keep], axis=1)
        if np.min(d) > dedup_tol:
            keep.append(k)

return [tuple(inters_arr[k]) for k in keep]

# =====
# LETTURA CURVE DI CAPACITÀ
# =====

cc = pd.read_excel(cc_file)
Delta_raw = cc.iloc[:, 1].values
CCs = {col: cc[col].values for col in cc.columns[2:]}
Delta_keypoints = Delta_raw[:5]

# =====
# LETTURA SPETTRI
# =====

xls = pd.ExcelFile(spettri_file)
sheets = xls.sheet_names[1:]

ag_dict = {}
for sheet in sheets:
    sp = pd.read_excel(xls, sheet_name=sheet)
    Sa = sp.iloc[:, 1].values
    ag_dict[sheet] = float(Sa[0]) if len(Sa) else np.nan

# =====
# CALCOLO PERFORMANCE POINTS
# =====

results = []

for sheet in sheets:
    sp = pd.read_excel(xls, sheet_name=sheet)
    Sd = sp.iloc[:, 3].values
    Sa = sp.iloc[:, 1].values
    ag_value = ag_dict[sheet]

```

```

for cc_name, Sa_CC in CCs.items():
    inters = polyline_intersections(Delta_raw, Sa_CC, Sd, Sa)

    if inters:
        xi, yi = max(inters, key=lambda p: p[0])
        dl_val = assign_DL(xi, Delta_keypoints)
    else:
        xi, yi, dl_val = np.nan, np.nan, np.nan

    results.append({
        "Spettro": sheet,
        "Curva": cc_name,
        "Sd_intersezione": xi,
        "Sa_intersezione": yi,
        "DL": dl_val,
        "ag (g)": ag_value
    })

# =====
# SALVATAGGIO RISULTATI
# =====

df_out = pd.DataFrame(results)
output_path = os.path.join(output_dir, "Intersezioni_CC_Spettri_DL.xlsx")
df_out.to_excel(output_path, index=False)

# =====
# GRAFICO CUMULATIVO
# =====

plt.figure(figsize=(12, 6))

for cc_name, Sa_CC in CCs.items():
    plt.plot(Delta_raw, Sa_CC, lw=2, color="black", zorder=3)

for sheet in df_out["Spettro"].unique():
    sp = pd.read_excel(xls, sheet_name=sheet)
    Sd = sp.iloc[:, 3].values
    Sa = sp.iloc[:, 1].values
    plt.plot(Sd, Sa, lw=0.8, alpha=0.35, zorder=2)

    inters_sp = df_out[df_out["Spettro"] == sheet]
    for _, row in inters_sp.iterrows():
        if np.isfinite(row["Sd_intersezione"]):
            dl = int(row["DL"]) if np.isfinite(row["DL"]) else None
            plt.scatter(row["Sd_intersezione"], row["Sa_intersezione"],
                        s=70, color=DL_colors.get(dl, "black"),
                        edgecolors="k", linewidths=0.6, zorder=4)

plt.xlabel("Sd [m]")
plt.ylabel("Sa [g]")
plt.title(f"Performance Point - {cc_name_part}")
plt.grid(True, alpha=0.3)

plt.xlim(X_LIM)
plt.ylim(Y_LIM)

plt.tight_layout()
plt.savefig(os.path.join(plot_dir, "PerformancePoints.png"), dpi=300)
plt.close()

```


Script 3 - Curve di Fragilità

Lo script implementa la costruzione delle curve di fragilità sismica per una specifica classe tipologica, utilizzando i *Performance Points* calcolati nelle quattro zone omogenee sismo-stratigrafiche. La metodologia si basa sul *Gaussian Probability Plot* (GPP), applicato ai valori di accelerazione di picco al suolo ag associati ai diversi livelli di danno (DL)

```
import os
import numpy as np
import pandas as pd
import matplotlib.pyplot as plt
from scipy.stats import norm, lognorm
import matplotlib.ticker as mticker

# =====
# INPUT PRINCIPALI
# =====
CLASSE = "POST72_PF_H"

ROOT = "CF_data"
ZONE = ["Zona_1", "Zona_2", "Zona_3", "Zona_4"]
FILE_NAME = "Intersezioni_CC_Spettri_DL.xlsx"

DAMAGE_LEVELS = [2, 3, 4]

DL_STYLE = {
    2: {"label": "DL = 2 (Moderato)", "color": "#D4E100"},
    3: {"label": "DL = 3 (Severo)", "color": "#FF9900"},
    4: {"label": "DL = 4 (Collasso)", "color": "#E60000"},
}

ZONE_STYLE = {
    "Zona_1": {"linestyle": "-", "marker": "o", "filled": True, "label":
"Zona 1"},
    "Zona_2": {"linestyle": "--", "marker": "^", "filled": False, "label":
"Zona 2"},
    "Zona_3": {"linestyle": "-.", "marker": "s", "filled": False, "label":
"Zona 3"},
    "Zona_4": {"linestyle": ":", "marker": "P", "filled": True, "label":
"Zona 4"},
}

# =====
# Funzione GPP
# =====
def fit_lognorm_gpp(ag_values):
    ag = np.asarray(ag_values, float)
    ag = ag[np.isfinite(ag)]
    ag = ag[ag > 0]

    if len(ag) < 3:
        return None

    ag_sorted = np.sort(ag)
    n = len(ag_sorted)

    ranks = np.arange(1, n + 1)
    P_emp = (ranks - 0.3) / (n + 0.4)
    y = norm.ppf(P_emp)
    x = np.log(ag_sorted)

    a, b = np.polyfit(x, y, 1)
    if not np.isfinite(a) or a <= 0:
```

```

        return None

    sigma = 1.0 / a
    mu = -b / a
    return mu, sigma

# =====
# Lettura dati per zona
# =====
zone_data = {}
global_max_ag = 0.0

for z in ZONE:
    file_path = os.path.join(ROOT, z, "PerformancePoint", CLASSE,
FILE_NAME)
    df = pd.read_excel(file_path)

    df = df[["ag (g)", "DL"]].dropna()
    df["DL"] = df["DL"].astype(int)
    df = df[df["DL"].isin(DAMAGE_LEVELS)]

    zone_data[z] = df
    if len(df) > 0:
        global_max_ag = max(global_max_ag, df["ag (g)"].max())

x_vals = np.linspace(0.01, global_max_ag * 1.5, 700)

# =====
# Plot
# =====
fig, ax = plt.subplots(figsize=(14, 9), dpi=400)
mark_every = 45

for z in ZONE:
    dfz = zone_data[z]
    z_ls = ZONE_STYLE[z]["linestyle"]
    z_mk = ZONE_STYLE[z]["marker"]
    filled = ZONE_STYLE[z]["filled"]

    for dl in DAMAGE_LEVELS:
        ag_dl = dfz.loc[dfz["DL"] == dl, "ag (g)"].values
        fit = fit_lognorm_gpp(ag_dl)
        if fit is None:
            continue

        mu, sigma = fit
        cdf = lognorm.cdf(x_vals, s=sigma, scale=np.exp(mu))

        ax.plot(
            x_vals, cdf,
            color=DL_STYLE[dl]["color"],
            linestyle=z_ls,
            linewidth=2.8,
            marker=z_mk,
            markevery=mark_every,
            markersize=10.5,
            markeredgecolor="black",
            markeredgewidth=1.2,
            markerfacecolor=(DL_STYLE[dl]["color"] if filled else "none"),
            alpha=0.95
        )

# =====
# Assi e formattazione

```

```

# =====
ax.set_xlabel(r"$a_g$ [g]", fontsize=25)
ax.set_ylabel("Probabilità di superamento (%)", fontsize=25)
ax.set_title(f"Curve di fragilità - {CLASSE_LABEL}", fontsize=28, pad=10)

ax.set_xlim(0, global_max_ag * 1.5)
ax.set_ylim(0, 1)

ax.xaxis.set_major_locator(mticker.MultipleLocator(0.2))
ax.xaxis.set_minor_locator(mticker.MultipleLocator(0.1))
ax.set_yticks([0.0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0])

ax.grid(True, linestyle="--", alpha=0.45)
ax.tick_params(axis="both", which="major", labelsize=20)
ax.tick_params(axis="both", which="minor", labelsize=16)

# =====
# Legende
# =====
zone_handles = []
for z in ZONE:
    filled = ZONE_STYLE[z]["filled"]
    h, = ax.plot(
        [], [], color="black",
        linestyle=ZONE_STYLE[z]["linestyle"],
        marker=ZONE_STYLE[z]["marker"],
        linewidth=2.6,
        markersize=16,
        markeredgewidth=1.2,
        markeredgecolor="black",
        markerfacecolor=("black" if filled else "none"),
        label=ZONE_STYLE[z]["label"]
    )
    zone_handles.append(h)

leg_zone = ax.legend(
    handles=zone_handles,
    title="Zona omogenea",
    loc="lower right",
    bbox_to_anchor=(0.99, 0.35),
    fontsize=18,
    title_fontsize=20,
    frameon=True
)
ax.add_artist(leg_zone)

dl_handles = []
for dl in DAMAGE_LEVELS:
    h, = ax.plot(
        [], [], color=DL_STYLE[dl]["color"],
        linewidth=3.6,
        label=DL_STYLE[dl]["label"]
    )
    dl_handles.append(h)

ax.legend(
    handles=dl_handles,
    title="Livello di danno",
    loc="lower right",
    bbox_to_anchor=(0.99, 0.01),
    fontsize=18,
    title_fontsize=20,
    frameon=True
)

```

```
plt.tight_layout()  
plt.show()
```