

ALMA MATER STUDIORUM A.D. 1088  
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

---

---

SCUOLA DI SCIENZE

Corso di Laurea Magistrale in Geologia e Territorio  
Dipartimento di Scienze Biologiche, Geologiche ed Ambientali

Tesi di Laurea Magistrale

UN CONTRIBUTO ALLA RIVALUTAZIONE  
DELL'EFFETTO DI SITO NELLA PROGETTAZIONE IN  
ZONA SISMICA

Candidato:

dr. Emanuele Mammoliti

Relatore:

Prof.ssa Silvia Castellaro

---

---

Sessione: dicembre

Anno Accademico: 2017/2018

# Sommario

PREMESSA.....	4
CAPITOLO 1: INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA.....	5
1.1 I terremoti in Italia: sismicità e vulnerabilità.....	5
1.2 Perché è necessaria una nuova classificazione sismica dei terreni.....	8
1.2.1 Storia della normativa antisismica italiana.....	8
1.2.2 Risposta sismica locale: come cambia il terremoto dalla sorgente alla superficie .....	10
1.2.3 Normativa tecnica sulle costruzioni in zona sismica attualmente in vigore .....	15
1.2.4 $V_{seq}$ e $V_{s30}$ : parametri attendibili? .....	21
1.2.4 Metodi alternativi proposti ad oggi.....	23
CAPITOLO 2: MODELLAZIONE NUMERICA DI RISPOSTA SISMICA LOCALE.....	24
2.1 Elementi generali.....	24
2.2 Oscillatore armonico smorzato ad un grado di libertà.....	26
2.3 Input: terremoto e modello di sottosuolo.....	31
2.3.1 Terremoto.....	31
2.3.2 Modello di sottosuolo.....	32
2.4 Output: funzione di trasferimento e spettro di risposta.....	34
2.4.1 Funzione di trasferimento .....	34
2.4.2 Spettro di risposta .....	35
2.5 Limiti della modellazione numerica come applicazione normativa.....	36
CAPITOLO 3: UNA PROPOSTA PER INCLUDERE L'EFFETTO DEL TERRENO IN MODO PIU' EFFICACE .....	38
3.1 Analisi lineare-equivalente di risposta sismica.....	42
3.2 Modellazione numerica di RSL .....	46
3.3 Input della modellazione .....	47
3.3.1 Terremoto di partenza.....	47
3.3.2 Modello di sottosuolo.....	49
3.4 Output della modellazione .....	51

3.4.1 Funzioni di trasferimento .....	51
3.4.2 Spettri di risposta.....	56
CAPITOLO 4: FATTORI CORRETTIVI.....	60
4.1 Stima dei fattori correttivi a partire dai risultati della modellazione di RSL .....	60
4.2 Quando usare i fattori correttivi.....	65
4.3 Esempi di applicazione del metodo proposto .....	67
4.3.1 Caso 1: Bologna, classe C.....	67
4.3.2 Caso 2: L'Aquila, classe B.....	70
4.3.3 Caso 3: influenza della presenza di condizioni di doppia risonanza.....	73
4.4 Confronto con spettri di terremoti reali: il terremoto di Mirandola.....	75
CAPITOLO 5: STRUTTURE E ISOLAMENTO SISMICO .....	78
5.1 Caratterizzazione dinamica di una struttura .....	78
5.2 Approccio sperimentale per la caratterizzazione dinamica di una struttura .....	80
5.3 Metodi per la riduzione delle accelerazioni attese: isolamento sismico .....	83
5.4 Si può isolare una struttura senza informazioni sul terreno? .....	85
5.5 Applicazione del metodo proposto in interventi di isolamento sismico.....	85
CAPITOLO 6: DISCUSSIONE E CONCLUSIONI .....	87
RINGRAZIAMENTI .....	90
BIBLIOGRAFIA .....	91
APPENDICE.....	94

## PREMESSA

L'Italia è un territorio che, per intrinseche caratteristiche geologiche, è predisposto al verificarsi di eventi sismici. La storia passata e recente della penisola è costellata di numerosi "catastrofi sismiche", che hanno causato ingenti danni in termini economici, sociali e di vite umane. L'entità di questi disastri è imputabile, oltre che alla vocazione sismica del territorio, alla contestuale fragilità delle costruzioni diffusa su tutto il territorio. Tale condizione è il risultato di una storica instabilità istituzionale del Paese che ha rallentato l'insediamento di una materia normativa coerente sulle costruzioni in grado di garantire strutture con prestazioni adeguate, di arginare l'abusivismo edilizio e di proteggere il patrimonio storico. Le attuali norme vigenti (NTC 2018) sono frutto di un travagliato iter normativo, che garantisce oggi un valido corpo legislativo in materia di costruzioni. Ancora oggi però non è completamente colmato il divario esistente tra le conoscenze scientifiche e la materia normativa, specialmente per quanto concerne la valutazione della risposta sismica locale da cui dipendono le azioni sismiche sulle strutture.

Col presente elaborato in primo luogo, si intende descrivere i fenomeni fisici che contribuiscono alla definizione della risposta sismica locale, al fine di mettere in luce i limiti dei metodi proposti dalla normativa per la definizione delle azioni sismiche sulle costruzioni. L'obiettivo del lavoro è di pervenire ad un metodo integrativo rispetto a quello semplificato di normativa, per la valutazione delle accelerazioni attese sulle strutture, capace di tener conto degli effetti di risonanza del terreno. A tale scopo si è proceduto con una intensa fase di modellazione numerica di risposta sismica locale, finalizzata alla restituzione di fattori moltiplicativi, dipendenti dalla velocità 'media' delle onde di taglio,  $\bar{V}_S$ , e dalla frequenza propria ( $f_0$ ) del terreno, da applicare agli spettri semplificati della normativa. Il presente lavoro di tesi non intende proporre un metodo pronto per un utilizzo pratico ma intende suggerire un criterio integrativo, di semplice concezione ed utilizzo, che possa incarnare una logica più aderente alla realtà fisica del fenomeno e su cui possa basarsi una futura classificazione sismica dei terreni di norma.

# CAPITOLO 1: INQUADRAMENTO DEL PROBLEMA

## 1.1 I terremoti in Italia: sismicità e vulnerabilità

L'Italia è un territorio sismico, lo dimostrano gli eventi registrati ogni giorno dalla rete sismica nazionale, così come le innumerevoli fonti storiche che hanno permesso di avere coscienza del problema. Il connubio tra fonti storiche dell'era pre-strumentale e record sismici di quella post-strumentale ha portato oggi l'Italia a disporre di uno dei cataloghi sismici più completi ed all'avanguardia del mondo, trattasi del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15). Il catalogo attuale è l'aggiornamento della prima versione (CPTI99) nato con lo scopo di unificare ed omogeneizzare tutte le informazioni disponibili sui terremoti italiani fino ad allora prodotte da fonti diverse o riportate da cataloghi tra loro alternativi. È dunque il risultato finale di un lavoro di ricostruzione dei terremoti del passato, che attiene alla sismologia storica, che consente di risalire agli eventi in epoca pre-strumentale attraverso lo studio di fonti scritte, iconografiche e archeologiche. Il catalogo include i terremoti con intensità massima o epicentrale maggiore o uguale a V (Tabella 1) e magnitudo momento equivalente maggiore o uguale a 4, avvenuti tra il 1000 d.C. e il 2014.

Grado	Scossa	Descrizione
I	Impercettibile	Avvertita solo dagli strumenti sismici.
II	Molto leggera	Avvertita solo da qualche persona in opportune condizioni.
II	Leggera	Avvertita da poche persone.
IV	Moderata	Avvertita da molte persone; tremito di infissi e leggere oscillazioni di oggetti.
V	Piuttosto forte	Avvertita anche da persone addormentate; caduta di oggetti.
VI	Forte	Qualche leggera lesione negli edifici e finestre in frantumi.
VII	Molto forte	Caduta di fumaioli, lesioni negli edifici.
VIII	Rovinoso	Rovina parziale di qualche edificio; qualche vittima isolata.
IX	Distruttiva	Rovina totale di alcuni edifici e gravi lesioni in altri; vittime umane sparse.
X	Molto distruttiva	Rovina di molti edifici; molte vittime umane; crepacci nel suolo.
XI	Catastrofica	Distruzione di agglomerati urbani; moltissime vittime; frane; maremoto.
XII	Apocalittica	Distruzione di ogni manufatto; pochi superstiti; maremoto distruttivo.

Tabella 1: Scala di intensità Mercalli-Cancani-Sieberg.

In particolare, con “magnitudo equivalente” si sottintende che i valori di magnitudo per i terremoti storici non sono valori sperimentali, ma sono stati ricavati attraverso specifiche relazioni a partire dalla distribuzione delle intensità macrosismiche (metodo delle isosisme). Il numero totale degli eventi riportati nel catalogo per il territorio nazionale è di 4585 terremoti, i cui epicentri sono distribuiti come da Figura 1. Storicamente danni di una certa entità sul territorio ( $I_0 \geq VII$ ) si verificano in corrispondenza di  $M_w > 5.5$ , per i terremoti superficiali, come quelli italiani. Negli ultimi 1000 anni in Italia si sono verificati:

- 267 eventi con  $M_w = 5.5 \pm 0.25$ ;
- 94 eventi con  $M_w = 6 \pm 0.25$ ;
- 42 eventi con  $M_w = 6.5 \pm 0.25$ ;
- 14 eventi con  $M_w = 7 \pm 0.25$ ;
- 1 evento con  $M_w > 7.25$ ;

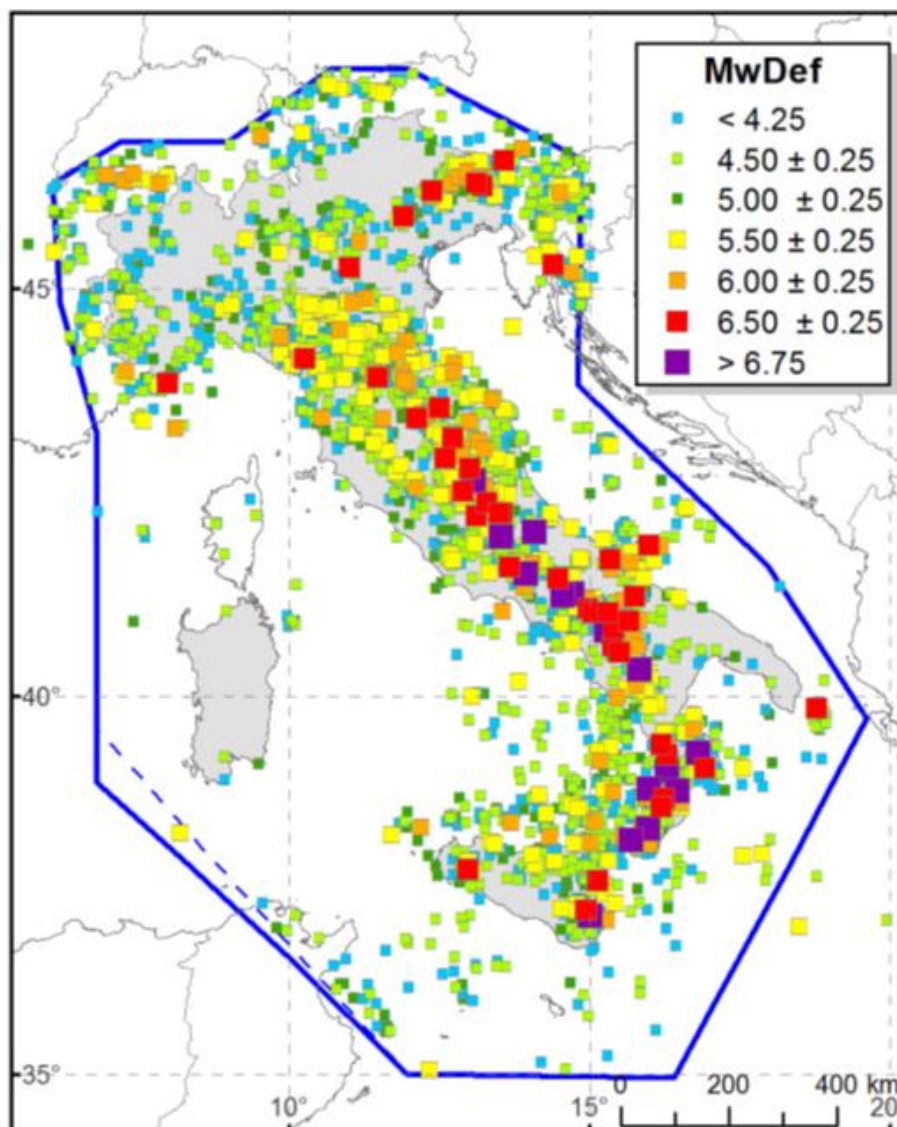


Figura 1: epicentri dei terremoti per diverse classi di magnitudo (CPTI15).

Guardando alla storia sismica più recente della penisola italiana, dal 1900 al 2014, si sono verificati 67 eventi con  $M_w > 5.5$ , ed in particolare:

- 28 eventi con  $M_w = 5.5 \pm 0.25$ ;
- 29 eventi con  $M_w = 6 \pm 0.25$ ;
- 6 eventi con  $M_w = 6.5 \pm 0.25$ ;
- 4 eventi con  $M_w = 7 \pm 0.25$ ;

A partire dai dati forniti dal "CPTI15", si stima che nell'ultimo secolo ogni 6 anni in media, si sia verificato un terremoto distruttivo ( $I_0 \geq IX$ ). Si riportano di seguito (Tabella 2), i terremoti che hanno avuto il maggiore impatto sul territorio in termini di danni sociali, economici e di vittime dal 1900 ad oggi.

Data	Epicentro	$I_{max}$	$M_w$	Vittime	Danni
08/09/1905	Calabria	XI	$6.9 \pm 0.2$	557	14 località rase al suolo, ingenti danni agli edifici di oltre 300 comuni.
28/12/1908	Messina-Reggio	XI	$7.1 \pm 0.2$	> 85000	Distruzione di Messina e Reggio Calabria, distruzione parziale di altri 90 centri, gravi danni in altri 700 tra Sicilia e Calabria. Danni 600 milioni di lire
14/01/1915	Marsica-Avezzano	XI	$7.1 \pm 0.2$	33522	Oltre 700 comuni danneggiati, di cui 20 totalmente o in gran parte distrutti, 90 con crolli estesi, 300 con gravi danni e 300 con danni leggeri.
29/06/1919	Mugello	X	$6.4 \pm 0.2$	100	Distruzione di Vicchio e delle sue frazioni, decine di comuni gravemente danneggiati; danni medi a Firenze, Firenzuola e Prato
07/09/1920	Garfagna	X	$6.5 \pm 0.2$	171	Distruzione parziale di otto paesi tra Lucca e Massa, 145 gravemente danneggiati, 130 con danni di media entità.
23/07/1930	Irpinia	X	$6.7 \pm 0.2$	1404	Distruzione di Aquilonia, Lacedonia, Scampitella e Villanova e distruzione parziale di oltre 60 comuni; 100.000 senzatetto. Danni: 7 miliardi di lire.
15/01/1968	Valle del Belice	X	$6.4 \pm 0.2$	370	14 Comuni gravemente danneggiati, tra cui, Poggioreale, Montevago, Salparuta e Gibellina distrutti; oltre 100.000 senzatetto.
06/05/1976	Friuli	X	$6.4 \pm 0.2$	965	Oltre 100 comuni danneggiati, di cui 41 "disastrati", 45 "gravemente danneggiati"; 189.000 senzatetto; danni stimati per 4.400 miliardi di lire.
23/11/1980	Irpinia-Basilicata	X	$6.8 \pm 0.2$	2735	687 comuni colpiti, di cui 37 "disastrati", 314 "gravemente danneggiati" e 336 "danneggiati"; 394.000 senzatetto. Danni per 57.000 miliardi di lire.
31/10/2002	Molise	VIII	$5.75 \pm 0.2$	30	Crollo di una scuola elementare a San Giuliano e danni a decine di comuni
06/04/2009	L'Aquila	X	$6.3 \pm 0.2$	309	Danni a decine di comuni: Castelnuovo ed Onna distrutti, L'Aquila con gravissimi danni, altri 35 con danni da gravi a medi; 70.000 senzatetto.
20/05/2012	Pianura	VII	$6.1 \pm 0.2$	7	Danni alle costruzioni rurali ed industriali, agli edifici ed ai monumenti storici ed agli edifici civili. Danni stimati intorno ai 13 miliardi di euro.
29/05/2012	emiliana	VIII	$5.9 \pm 0.2$	20	
24/08/2016	Amatrice-	X	$6 \pm 0.25$	299	Danni estesi a decine di comuni, tra cui: Amatrice, Arquato del Tronto, Accumoli e Norcia. Centinaia di feriti e 11.00 sfollati.
30/10/2016	Norcia		$6.5 \pm 0.2$		

Tabella 2: i "disastri sismici" dal 1900 ad oggi (Guidoboni, 2013).

Non è obiettivo dell'elaborato procedere ad un bilancio dei danni economici causati da questi disastri, né tanto meno fare la conta delle vittime, tuttavia questi dati danno modo di comprendere immediatamente il forte impatto dei terremoti sul territorio. È interessante sottolineare come ci sia un minimo comune multiplo in tutti questi disastri sismici: le aree colpite, per lo più zone rurali o montane, sono caratterizzate da un patrimonio edilizio di scarsa qualità. Bisogna sempre tenere a mente che al "rischio sismico" concorrono sempre due fattori: "pericolosità sismica" che dipende strettamente dal fenomeno fisico e la "vulnerabilità" da cui dipende la risposta positiva o negativa dell'elemento a rischio. La fragilità del costruito sul territorio italiano ha molteplici cause, tra cui la povertà diffusa nelle aree rurali e nei piccoli centri abitati, la decadenza delle tecniche edilizie storiche, la mancata protezione delle numerosissime costruzioni antiche di pregio architettonico. Giocano un ruolo centrale anche le trascuratezze nell'edificato contemporaneo, realizzato in un contesto normativo spesso confuso, scavalcato, che ha permesso un'espansione urbana incontrollata ed impreparata a supportare la sismicità del Paese (Guidoboni, 2013).

## **1.2 Perché è necessaria una nuova classificazione sismica dei terreni**

### **1.2.1 Storia della normativa antisismica italiana**

I disastri sismici occorsi sul territorio hanno contribuito negli anni a far crescere un certo interesse verso questi fenomeni, che ha portato l'Italia ad essere storicamente un Paese pioniere nel campo della ricerca geofisica; basti pensare che nel 1841 sotto i Borboni nasceva l'Osservatorio Vesuviano, primo osservatorio vulcanologico al mondo, riferimento mondiale per la vulcanologia e la sismologia. Oggi il risultato di questo interesse scientifico è l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), ente nato nel 2001, preposto alla ricerca sui fenomeni geofisici e vulcanologici, e alla gestione della Rete Sismica Nazionale, che consta di oltre 350 stazioni sismiche sul territorio nazionale, mediante la quale si occupa del monitoraggio 24 ore su 24 dei suddetti fenomeni. Allo stesso modo, gli eventi disastrosi che hanno tempestato la penisola sono stati il motore che ha permesso la nascita e l'evoluzione della materia normativa in ambito sismico, che tuttavia, per vari motivi non è riuscita ad arginare efficacemente il problema. L'incapacità di definire una normativa antisismica coerente e funzionale non è da attribuire tanto ad una scarsa sensibilità sul tema, quanto all'instabilità istituzionale che ha sempre contraddistinto la penisola italiana nella sua storia, che ne ha rallentato notevolmente l'insediamento. Basti pensare che già prima dell'unità d'Italia, a seguito di grosse crisi sismiche i Borboni prima e lo Stato della Chiesa poi, avevano proposto delle normative mirate alla mitigazione del rischio sismico, per l'epoca lungimiranti e rivoluzionarie, norme che per vari motivi non sono mai entrate in vigore e che non sono state recepite una volta formatosi il Regno d'Italia.

Al fine di comprenderne l'evoluzione, si elencano di seguito le tappe più significative della storia della normativa antisismica in Italia, dall'unità ad oggi:



- 1909: A seguito del terremoto di Messina (Tabella 2) viene emanato il Regio Decreto n.193 del 1909, col quale nasce in Italia la normativa antisismica, grazie all'applicazione congiunta della classificazione sismica e di una normativa tecnica specifica. In breve, le norme introdotte regolamentano gli spazi minimi tra edifici, le fondazioni da utilizzare, vietano l'edificazione su terreni instabili, paludosi o in forte pendio, limitano l'altezza degli edifici a massimo 10 metri. La normativa è obbligatoria per le nuove costruzioni e per le riparazioni delle aree colpite dal terremoto: Sicilia orientale e Calabria, che vengono classificate come zone sismiche. Nel 1917, successive modifiche e aggiornamenti sono riunite nel "Testo Unico del 1917 n.1399", che resta per decenni il corpus legislativo di riferimento. La norma prevede che i siti vengano classificati sismici man a mano che si verifici un terremoto, nonostante al tempo esistessero già i cataloghi sismici di Manetti (1452), Bonitto (1691) e Baratta (1801).
- 1924: Il Regio Decreto impone che la progettazione possa essere opera di soli ingegneri ed architetti.
- 1927: vengono introdotte 2 categorie sismiche a diversa pericolosità e in funzione della geologia di sito. Si stabilisce anche un'altezza massima per le strutture (3 piani per la II categoria e solo 2 piani per la I categoria).
- 1937: Si impone che le norme del buon costruire vengano applicate a tutti i comuni, indipendentemente dall'essere o meno classificati sismici, in quanto ci si accorge che i terremoti avvengono tutti in zone non classificate. A questi ultimi invece si applicano ulteriori vincoli costruttivi.
- 1937-1948: Inizia la "declassificazione sismica" poiché si ritiene che le norme tecniche siano troppo restrittive e siano di intralcio allo sviluppo urbanistico e turistico; la maggiorparte dei comuni finora entrati nella classificazione sismica si svincolano. Tale tendenza caratterizza il costruito degli anni '50 e '60, che sono gli anni del boom edilizio.
- 1974: Decentramento amministrativo delle regioni, sono previste le deleghe regionali che portano ad ulteriore caos normativo. Inizia l'epoca dei Decreti Ministeriali (non più Leggi dello Stato), mediante i quali sono introdotti nuovi criteri per le fondazioni, per i cementi armati e acciai, l'obbligo di firma dei progetti da vari professionisti in funzione delle loro competenze, che introduce responsabilità civile e penale dello stesso.
- 1981-1986: A seguito del terremoto dell'Irpinia del 1980 (Tabella 2) viene promulgato il decreto ministeriale del 2 luglio 1981, integrato successivamente dal D.M. del 19 giugno 1984 e del 24 gennaio 1986, attraverso cui si aggiunge una terza categoria sismica e vengono distinte le opere in funzione della loro strategicità, dal quale dipende il livello di protezione sismico.
- 1997-1999: La Commissione Grandi Rischi della Protezione civile chiede alla comunità scientifica di elaborare un nuovo schema di classificazione sismica in sostituzione di quello vigente, risalente al

1927, processo avviato con il decreto-legge n.6 del 30 gennaio 1998. Nell'estate del 1998 il Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (GNDT) presenta la nuova classificazione: il territorio italiano è suddiviso in tre categorie, ad ognuna delle quali è associato un range di accelerazioni orizzontali previste su suolo rigido in un certo periodo di ritorno. Si passa da 2965 a 4610 comuni in zone sismiche. La nuova classificazione non è recepita ufficialmente fino al 2003.

- 2003-2008: Il terremoto del Molise del 2002 (Tabella 2) spinge il governo a varare velocemente una nuova normativa antisismica. Il 20 marzo 2003 viene emanata l'ordinanza n.3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri, che si pone l'obiettivo di raccogliere e sintetizzare le normative riguardanti tutti gli ambiti della progettazione edilizia, oltre che di classificare l'intero territorio nazionale a seconda della pericolosità sismica. Viene redatta la mappa di pericolosità sismica, ottenuta mediante metodi probabilistici, recependo il lavoro condotto dal GNDT. Sono stravolte le basi teoriche sulle quali si fondava la precedente normativa, il punto di riferimento diventano i cosiddetti "Eurocodici". Da tale data inizia l'iter travagliato delle Norme tecniche per le costruzioni: la complessità del corpo normativo, insieme all'inapplicabilità di alcune parti e il continuo aggiornamento di coefficienti e di parametri, conducono a un susseguirsi di proroghe, correzioni e aggiornamenti.
- 2008: Con il D.M. del 14 gennaio 2008, nascono le Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008, versione aggiornata che sostituisce tutte le precedenti versioni e che è stata sottoposta ad un periodo di sperimentazione iniziale di diciotto mesi, fino all'introduzione definitiva avvenuta a seguito del sisma che ha colpito L'Aquila (Tabella 2); nel Luglio 2009 le NTC08 entrano in vigore su tutto il territorio nazionale. Per la prima volta si fa esplicito riferimento alla necessità di valutare la risposta sismica locale, viene riconosciuto il peso sito-specifico della geologia dei terreni di fondazione da cui dipende l'amplificazione delle accelerazioni di base previste.
- 2018: Con il D.M. del 17 Gennaio del 2018 sono state approvate le Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) 2018 che subentrano alle NTC 2008.

### **1.2.2 Risposta sismica locale: come cambia il terremoto dalla sorgente alla superficie**

Per terremoto si intende un grande rilascio di energia, risultato della rottura fragile della crosta terrestre sottoposta a campi di stress, che induce un movimento relativo di due lembi della stessa lungo una superficie di scorrimento, definita faglia. La rottura genera onde sismiche P ed S che si propagano nel mezzo secondo fronti d'onda lobati e per mezzo delle quali è trasportata l'energia rilasciata. Un'onda sismica è un'onda meccanica, ovvero un'onda che si propaga esclusivamente attraverso un mezzo elastico e non nel vuoto e che al passaggio provoca una deformazione nello stesso. Mediante il sismometro, associabile al modello di un oscillatore armonico, si misura lo scuotimento che il terremoto provoca al terreno, in termini di spostamento, velocità e accelerazione.

La misura restituisce il terremoto sotto forma di sismogramma, ovvero come un grafico in funzione del tempo di spostamento, velocità o accelerazione. Un ulteriore modo per visualizzare un terremoto è sotto forma di spettro di Fourier, che mostra il contributo in ampiezza di ciascuna frequenza all'interno dell'input; nel corso della rottura infatti, sono prodotte lungo la faglia onde sismiche a diversa frequenza. Il contenuto spettrale del terremoto è un'informazione importante poiché i processi di modificazione di sito sono in gran parte processi "selettivi", cioè che tendono ad ampliare precisi range di frequenza. Le ampiezze dello spettro variano con la magnitudo momento  $M_w$ , che misura l'entità di un terremoto a partire da una grandezza fisica: il momento sismico  $M_0$  (Equazione 1), dipendente dall'estensione della faglia  $A$ , della rigidità  $\mu$  del bedrock e dallo spostamento  $u$  prodotto sulla stessa. In Figura 2 è mostrato l'andamento degli spettri di sorgente di spostamento per diverse  $M_w$ .

$$M_0 = \mu \cdot l \cdot A$$

Equazione 1

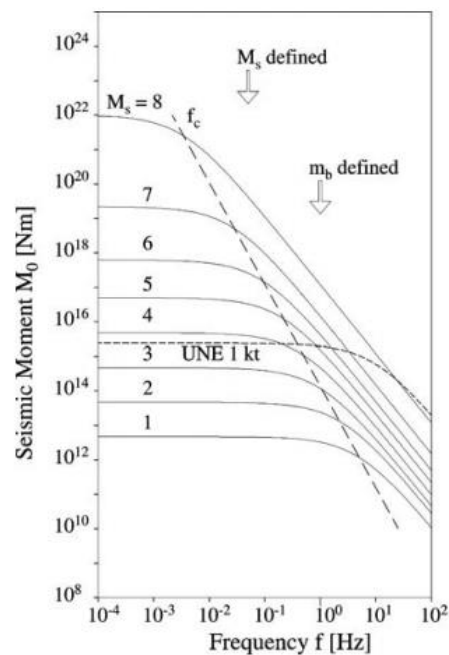


Figura 2: Spettro del momento sismico in termini di spostamenti per la sorgente sismica per diverse magnitudo (NMSOP, 2002).

Il terremoto alla sorgente è dunque caratterizzato da una certa "faccia" in termini di sismogramma e spettro, dipendente esclusivamente dalle caratteristiche della sorgente. È fondamentale a questo punto, comprendere come questo sia soggetto a profonde modifiche, frutto dell'interazione tra le onde sismiche e i mezzi geologici sovrastanti il bedrock sismico, caratterizzati da proprietà elastiche differenti.

Per studio di risposta sismica locale si intende la determinazione della combinazione di fenomeni e processi che collaborano alla modifica del terremoto originale in termini di ampiezza, durata e contenuto spettrale, causati dall'interazione del terremoto con le coperture del bedrock (1D) e con la topografia (2D).

È interesse dell'ingegneria sismica, che studia l'interazione tra strutture, terreni e terremoti, capire quanto e come il sisma sia modificato in superficie. La comprensione del fenomeno di modifica strettamente sito-dipendente di un sisma è piuttosto recente, si deve in gran parte allo studio dei terremoti degli ultimi decenni e della distribuzione dei loro effetti sul territorio. Uno dei casi più emblematici è stato il terremoto di Città del Messico che colpì duramente la città nel 1985 e che fu oggetto di studio da parte di diversi autori (Lermo e Chavez-Garcia, 1994). L'epicentro del sisma fu vicino la linea di costa del Pacifico, lungo la quale i danni furono ridotti, a circa 400 km da Città del Messico, dove furono registrati i danni maggiori. I diversi effetti prodotti dal terremoto sono stati attribuiti a fenomeni di amplificazione sismica locale, dovuti alle peculiari caratteristiche geologiche dell'area, caratterizzata da depositi lacustri argillosi particolarmente teneri, con velocità delle onde di taglio dell'ordine di 100 m/s, che poggiano su materiali a grana grossa ben addensati e spesso cementati, caratterizzati da velocità  $V_s$  comprese tra 500 e 900 m/s. In Figura 3 e in Figura 4 sono riportati rispettivamente gli spettri di risposta e le componenti E-W degli accelerogrammi rilevati su diverse zone colpite, che mostrano il diverso scuotimento prodotto su coperture superficiali e su bedrock.

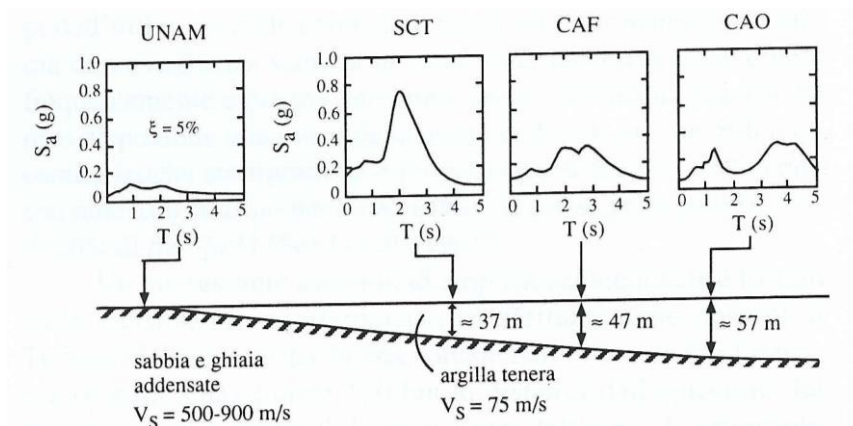


Figura 3: Terremoto Città del Messico del 1985, spettri di risposta su bedrock e su coperture (Lermo e Chavez-Garcia, 1994).

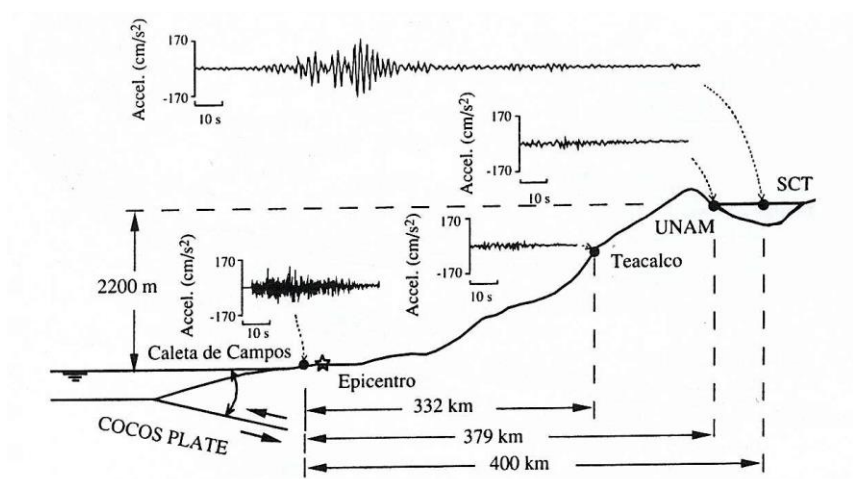


Figura 4: Terremoto Città del Messico del 1985, accelerogrammi registrati in diversi siti (Lermo e Chavez-Garcia, 1994).

I processi fisici che determinano la modifica del sisma sono molteplici (Anderson, 2015). Si descrivono di seguito i fenomeni che tra tutti hanno la maggiore influenza:

- Amplificazione sismica stratigrafica (Joyner et al. 1981; Day, 1996; Anderson, 2015): si tratta di un fenomeno fisico per cui un certo input sismico originatosi nel bedrock e propagatosi attraverso un mezzo caratterizzato da una minore impedenza sismica (Equazione 2), al passaggio tra i due mezzi tende ad amplificarsi in funzione del loro contrasto di impedenza, che al netto della bassa variabilità della densità  $\rho$  rispetto al modulo di taglio, può essere sostanzialmente ricondotto alla differenza di velocità delle onde di taglio  $V_S$ .

$$Z = \rho \cdot V_S$$

Equazione 2

Considerando  $Z_0$  il mezzo da cui proviene l'input e  $Z_1$  quello sovrastante, il guadagno in ampiezza previsto in superficie è dato dall'Equazione 3 (Aki e Richards, 1980):

$$A(f) = \sqrt{\frac{Z_0}{Z_1}}$$

Equazione 3

Si può dimostrare matematicamente, a partire dalla legge della conservazione dell'energia, come per mantenere costante l'energia cinetica, al passaggio da un mezzo a maggiore velocità delle onde di taglio ad uno a minore velocità, le sinusoidi costituenti il sisma debbano aumentare la propria ampiezza in modo proporzionale alla diminuzione della velocità (vd. appendice).

- Risonanza sismica (Aki e Richards, 1980; Kramer, 1996; Lanzo e Silvestri, 1999): è un processo fondamentale nella modificazione dell'input originale che agisce sempre in presenza di contrasti di impedenza tra bedrock sismico e depositi superficiali. Consiste nell'"intrappolamento" delle onde sismiche all'interno della coltre superficiale, a causa dei contrasti di impedenza bedrock-coperture che favoriscono la trasmissione dal bedrock alla superficie ed inibiscono il percorso inverso una volta riflessi all'interfaccia coltre superficiale-aria. In particolare, riferendoci alla situazione schematizzata in Figura 5, ci si pone nel caso per cui  $Z_0 \gg Z_1$ , ovvero l'input procede dal bedrock alla copertura. Considerando un'onda di taglio (in ingegneria sismica interessano le sollecitazioni trasversali alle quali le strutture sono più vulnerabili) che incide verticalmente, questa si trasmette dal bedrock alle coperture con un'ampiezza data dal coefficiente di trasmissione di Zoeppritz (Equazione 4), pari a circa due volte l'ampiezza iniziale.

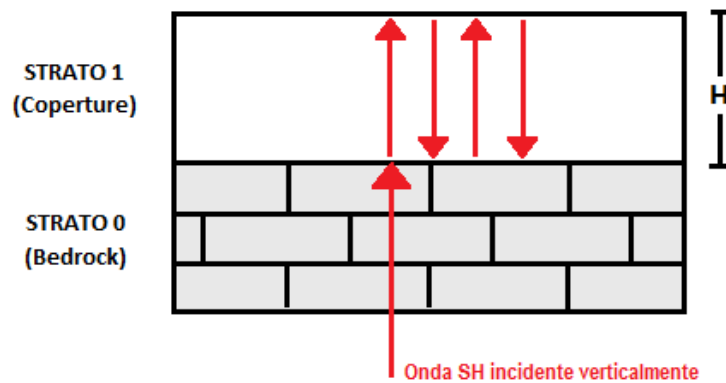


Figura 5: riflessione multipla di un'onda con incidenza verticale tra due superfici stratigrafiche che può dare origine alla risonanza (Castellaro, 2015).

L'onda trasmessa è riflessa all'interfaccia coperture-aria secondo il coefficiente di riflessione (Equazione 5) che vale in queste condizioni circa 1, ovvero l'onda è riflessa con stessa ampiezza e stessa fase. Una volta riflessa, l'onda incontra nuovamente l'interfaccia coltre-bedrock, in questo caso però ci si trova nella condizione per cui  $Z_0 \ll Z_1$ , per cui si ha un coefficiente di trasmissione che si approssima a 0 e coefficiente di riflessione di circa -1, il che significa che si ha una riflessione con stessa ampiezza e inversione di fase di  $180^\circ$ .

$$\frac{A_t}{A_0} = \frac{2Z_0}{Z_0 + Z_1}$$

Equazione 4

$$\frac{A_r}{A_0} = \frac{Z_0 - Z_1}{Z_0 + Z_1}$$

Equazione 5

In sostanza l'onda trasmessa dal bedrock all'interno di una copertura subisce una serie di riflessioni multiple, in fase (al contatto coltre-aria) e con fase invertita (al contatto copertura-bedrock), questo ha delle ripercussioni importantissime in termini di amplificazioni dell'onda, poiché data la modalità con cui avvengono le riflessioni, si ha che ogni quattro cicli di riflessione l'onda torna in fase e va in interferenza costruttiva con l'onda che si trasmette dal bedrock. Una differenza fondamentale con l'amplificazione sismica stratigrafica è data dal fatto che la risonanza sismica di un terreno è un processo selettivo, ovvero amplifica una precisa frequenza, detta appunto frequenza di risonanza del terreno. La frequenza di risonanza di un terreno, caratterizzato da una certa velocità di propagazione delle onde di taglio e da un certo spessore, si può definire dunque come la frequenza per la quale un certo modello di sottosuolo è predisposto, al passaggio di un input sismico, a dare interferenza costruttiva e dunque amplificazione per risonanza. In un modello di sottosuolo semplificato bedrock-copertura come da Figura 5, dato uno spessore del mezzo superficiale, un contrasto di impedenza ed un certo rapporto di smorzamento, il terreno è

caratterizzato da una funzione di trasferimento (Figura 20), i cui picchi sono in corrispondenza delle frequenze di risonanza naturali, definite a partire dall'Equazione 6; in particolare per il caso  $n=1$  si parla di frequenza fondamentale (Equazione 7).

$$F_n = \frac{(2k - 1) \cdot V_S}{4H} \quad \text{con } n = 1, 2, \dots$$

Equazione 6

$$F_0 = \frac{V_S}{4H}$$

Equazione 7

Riassumendo quanto detto, i fattori predominanti che contribuiscono alla modificazione ed amplificazione dell'input sismico possono essere riassunti in:

- Contrasto di impedenza tra copertura e bedrock;
- Velocità media di propagazione delle onde di taglio;
- Frequenza di risonanza.

### 1.2.3 Normativa tecnica sulle costruzioni in zona sismica attualmente in vigore

Con il D.M. del 17 Gennaio del 2018 sono state approvate le Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC) 2018 che subentrano alle NTC 2008, senza tuttavia variare la sostanza in materia di classificazione dei terreni in prospettiva sismica. Le NTC 2018, così come le precedenti norme, prevedono tra le azioni di progetto l'azione sismica, intesa come l'accelerazione orizzontale che l'opera deve essere in grado di sostenere senza perdere la sua funzionalità. Questo valore è definito a partire dalla pericolosità sismica di base del sito, ovvero l'accelerazione massima attesa su suolo rigido (categoria A) per determinati tempi di ritorno, e dipendente dalle caratteristiche sito-specifiche che determinano la risposta sismica locale. L'obiettivo ultimo è avere in restituzione uno spettro di risposta del sito che fornisce le accelerazioni massime attese sul suolo per ciascun periodo di oscillazione, grazie al quale il progettista è in grado di conoscere preventivamente a quali sollecitazioni va in contro l'opera, in funzione del periodo proprio della stessa. La normativa, in particolare, prevede la possibilità di procedere con un duplice approccio: semplificato e non semplificato.

- Semplificato: lo spettro di risposta semplificato è definito da quattro equazioni, una per ciascun tratto caratteristico dello spettro, all'interno delle quali compaiono parametri dipendenti dalla pericolosità sismica di base e coefficienti attraverso cui si vanno a considerare le caratteristiche di amplificazione del sito, ricavabili conoscendo le proprietà elastiche dei terreni e la topografia.

- Non semplificato: lo spettro di risposta è ottenuto mediante una modellazione numerica che, a partire da uno o più accelerogrammi riferiti al bedrock e un modello di sottosuolo, modifica l'input iniziale in funzione delle caratteristiche dei terreni sovrastanti il bedrock.

Per il momento ci si concentra sul metodo semplificato su cui, attraverso il lavoro di tesi, si intende proporre delle possibili migliorie, mentre l'approccio non semplificato è trattato nella fase di modellazione numerica. In dettaglio l'approccio semplificato parte dalla mappa di pericolosità sismica di base (Figura 6), risultato del lavoro condotto dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) nel 2004, successivamente recepita dalla normativa come base di riferimento per la definizione dell'azione sismica. Si tratta di una mappa che mostra la distribuzione della pericolosità sismica sul territorio italiano, dove per pericolosità sismica si intende l'accelerazione massima attesa in un sito con una certa probabilità di eccedenza entro un determinato intervallo di tempo; ciò significa che il valore dell'accelerazione atteso in un sito varia, in funzione del periodo preso in considerazione.

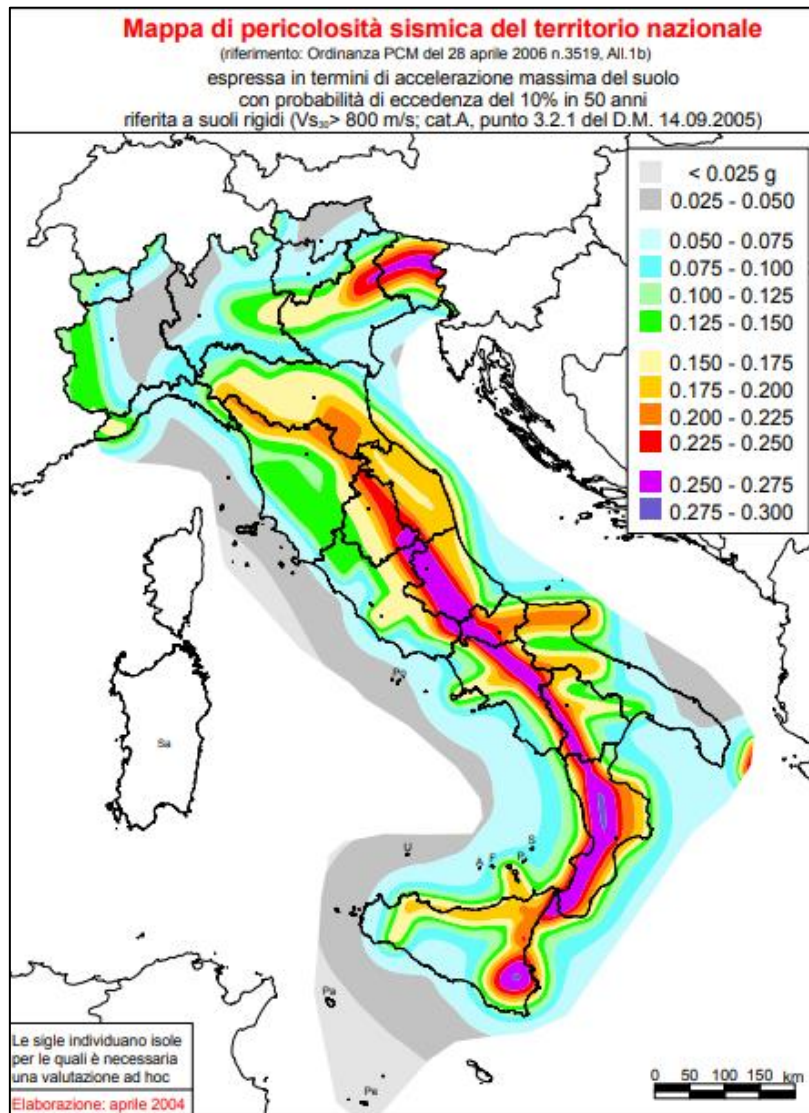


Figura 6: Mappa di pericolosità sismica del territorio italiano (INGV, 2004).



I valori di pericolosità proposti sono frutto di un'analisi probabilistica (Cornell, 1968) basata sui terremoti noti verificatisi sul territorio, in particolare la mappa di pericolosità di base si riferisce alle accelerazioni massime attese su suolo rigido ( $V_{530} > 800$  m/s) con probabilità di eccedenza del 10% su intervalli di 50 anni. All'interno della mappa sono individuati 10751 punti con passo  $0,05^\circ$  di latitudine e longitudine, che formano un reticolo di riferimento con maglie quadrate di lato minore di 10 km. Per ciascun punto sono definiti tre parametri che determinano, oltre alla pericolosità sismica di base la forma spettrale di riferimento per ciascun tempo di ritorno:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima su suolo rigido ( $S_e(t)$  per  $t=0$ );
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione nello spettro di accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante nello spettro di accelerazione orizzontale.

Questi parametri, tabellati per ogni punto del reticolo e per ciascun periodo di ritorno considerato dalla normativa (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni), restituiscono lo spettro di risposta di base. La scelta del periodo di ritorno a cui riferirsi dipende dall'importanza strategica dell'opera in progetto, definita da tre parametri:

- Vita nominale di progetto ( $V_n$ ): convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Parametro che può assumere i valori riportati in Tabella 3.

TIPI DI COSTRUZIONI	Valori minimi di $V_n$ (anni)
Costruzioni temporanee e provvisore	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 3: vita nominale costruzioni (NTC18).

- Classe d'uso ( $C_u$ ): distingue le costruzioni in funzione dell'affollamento medio previsto. Si individuano 4 classi (Tabella 4), a ciascuna delle quali è associato un coefficiente d'uso ( $C$ ).

$C_u$	$C$	
Classe I	0,7	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	1	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. [...]
Classe III	1,5	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. [...]
Classe IV	2	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...]

Tabella 4: classe d'uso e coefficiente d'uso costruzioni (NTC18).

- Vita di riferimento ( $V_r$ ): consiste nella vita effettiva per la quale l'opera deve essere funzionale, ottenuta a partire dalla  $V_n$  corretta dal coefficiente  $C$  (Equazione 8):

$$V_r = V_n \cdot C$$

Equazione 8

- Stato limite: Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle norme tecniche. La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto. Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Ad ogni Stato Limite è associato un valore di probabilità di eccedenza  $P_{vr}$  rispetto alla vita di riferimento, come riportato in Tabella 5.

Stato Limite	$P_{vr}$	
<b>Stato Limite di Operatività (SLO)</b>	81%	<i>A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.</i>
<b>Stato Limite di Danno (SLD)</b>	63%	<i>A seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti [..].</i>
<b>Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)</b>	10%	<i>A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali [..].</i>
<b>Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)</b>	5%	<i>A seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali [..].</i>

Tabella 5: stati limite costruzioni (NTC18).

Definiti i parametri progettuali, si ottiene il tempo di ritorno del terremoto di riferimento (Equazione 9) e dunque i parametri spettrali  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  riferiti al terremoto di base.

$$T_r = \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{vr})}$$

Equazione 9

A questo punto la normativa prevede dei fattori correttivi, dipendenti dalle caratteristiche stratigrafiche e topografiche del sito, che vanno a definire la risposta sismica locale, modificando l'aspetto dello spettro di risposta elastico di partenza.

Sono previste quattro diverse categorie topografiche (Tabella 6), con corrispondente fattore topografico  $S_t$  penalizzante, che cresce da topografie pianeggianti a condizioni di cresta.

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

Tabella 6: fattori di amplificazione topografica (NTC18).

L'amplificazione sismica dovuta ad effetti stratigrafici è definita in funzione delle categorie di sottosuolo (Tabella 7), discriminate dal parametro  $V_{Seq}$  del terreno. Ad ogni categoria di sottosuolo è associato un coefficiente  $S_s$  e  $C_c$  (Tabella 8), che modificano rispettivamente l'altezza dello spettro e l'ampiezza del periodo  $T_c$  e crescono al diminuire del  $V_{Seq}$ .

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

Tabella 7: categorie di suoli in base al  $V_{Seq}$  (NTC18).

Categoria	$S_s$	$C_c$
A	1	1
B	$1 \leq 1,4 - 0,4 \cdot Fo \cdot \frac{ag}{g} \leq 1,2$	$1,1 \cdot (Tc^*)^{-0,2}$
C	$1 \leq 1,7 - 0,6 \cdot Fo \cdot \frac{ag}{g} \leq 1,5$	$1,05 \cdot (Tc^*)^{-0,33}$
D	$0,9 \leq 2,4 - 1,5 \cdot Fo \cdot \frac{ag}{g} \leq 1,8$	$1,25 \cdot (Tc^*)^{-0,5}$
E	$1 \leq 2 - 1,1 \cdot Fo \cdot \frac{ag}{g} \leq 1,6$	$1,15 \cdot (Tc^*)^{-0,4}$

Tabella 8: coefficiente di amplificazione stratigrafica (NTC18).

A questo punto si dispone di tutti i parametri necessari a risolvere le equazioni (Tabella 9) che descrivono i quattro tratti caratteristici dello spettro di risposta di risposta in accelerazione.

Intervallo	Equazione	Tratto caratteristico
$0 \leq T < T_B$	$Se(T) = ag \cdot S \cdot \eta \cdot Fo \cdot \left[ \frac{T}{Tb} + \frac{1}{\eta \cdot Fo} \cdot \left(1 - \frac{T}{Tb}\right) \right]$	Accelerazione crescente
$T_B \leq T < T_c$	$Se(T) = ag \cdot S \cdot \eta \cdot Fo$	Accelerazione costante
$T_c \leq T < T_D$	$Se(T) = ag \cdot S \cdot \eta \cdot Fo \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)$	Velocità costante
$T_D \leq T$	$Se(T) = ag \cdot S \cdot \eta \cdot Fo \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2}\right)$	Spostamento costante

Tabella 9: equazioni dello spettro di risposta semplificato (NTC18).

In Figura 7 sono riportati a titolo esemplificativo, gli spettri di risposta ottenuti a partire da uno stesso terremoto di riferimento, per diverse categorie di sottosuolo. L'effetto del fattore di amplificazione stratigrafico è quello di alzare ed allargare lo spettro, ovvero aumentare le accelerazioni orizzontali che le strutture ai vari periodi devono essere in grado di sopportare senza entrare in crisi. In sostanza, la normativa si limita a scalare in alto gli spettri di risposta in funzione della categoria di sottosuolo, aumentando in maniera proporzionale i valori di accelerazione per tutti i periodi, senza tenere in nessun modo conto del periodo al quale risuona il terreno.

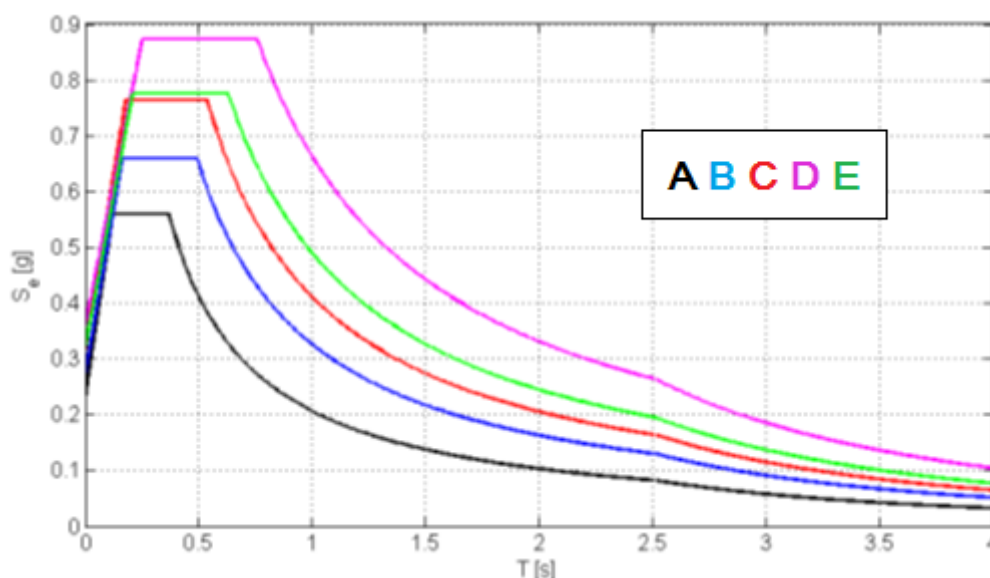


Figura 7: spettri di risposta categorie di suolo: A, B, C, D, E per un sito generico.

Capito come procede la normativa per la definizione di spettri di risposta semplificati, bisogna chiedersi se si tratta di una procedura efficace in grado di restituire dei risultati verosimili, cautelativi e che si attengano alla realtà fisica dei fenomeni in gioco.

#### 1.2.4 $V_{seq}$ e $V_{S30}$ : parametri attendibili?

Con l'avvento delle NTC 2018 il  $V_{S30}$ , parametro precedentemente utilizzato per distinguere le categorie di sottosuolo, è stato sostituito dal  $V_{seq}$ . Al fine di comprendere che tipo di novità abbia apportato il cambio, si danno di seguito le definizioni. Dato un modello di sottosuolo con un certo numero di strati a diversa  $V_s$ , si dice  $V_{S30}$  la velocità delle onde di taglio che avrebbe uno strato omogeneo equivalente corrispondente ai primi 30 metri del terreno. Dunque, si immagina di avere un mezzo omogeneo nei primi 30 metri, la cui velocità dipende dalla somma dei tempi che impiegano le onde di taglio ad attraversare ciascuno degli strati presenti nei primi 30 metri; non si tratta di una media aritmetica, ma di una media ponderata sugli spessori percorsi alle diverse velocità. Il  $V_{S30}$  è descritto dall'Equazione 10, dove  $h_i$  e  $v_i$  sono rispettivamente lo spessore e la velocità delle onde di taglio degli strati  $i$ -esimi.

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_1^i \frac{h_i}{v_i}}$$

Equazione 10

Dato un modello di sottosuolo con un certo numero di strati a diversa  $V_s$ , il  $V_{seq}$  è definito come la velocità delle onde di taglio che avrebbe uno strato omogeneo equivalente, corrispondente allo spessore  $H$  che intercorre tra la superficie ed il bedrock sismico (suolo di categoria A). Rispetto al precedente parametro utilizzato, sembrerebbe superato quanto meno il limite della profondità di cui si dà informazione, se non fosse che nella normativa è ulteriormente specificato che nel caso in cui la profondità del bedrock superi i 30 m, il  $V_{seq}$  assume il valore del  $V_{S30}$ ; in sostanza, l'introduzione del  $V_{seq}$  ha portato novità solo parziali. Il  $V_{seq}$  è descritto dall'Equazione 11.

$$V_{seq} = \frac{H}{\sum_1^i \frac{h_i}{v_i}}$$

Equazione 11

Il parametro  $V_{S30}$  fu introdotto da Borchardt nel 1994 in un articolo scritto per Earthquake Spectra, mediante il quale tentò di fornire delle categorie di sottosuolo semplificate per definire gli effetti di risposta sismica locale. Il lavoro si basa su una alcuni di record sismici riferiti al terremoto di Loma Prieta in California del 1989, oltre che di dati stratigrafici, geotecnici e sismici pregressi dell'area. In sintesi, confrontando i record sismici ed in particolare gli spettri delle aree con bedrock affiorante e con depositi affioranti ricavò dei fattori di amplificazione, che mise in relazione alle classi di sottosuolo identificate attraverso il  $V_{S30}$ . Alla fine del lavoro si sostiene l'esistenza di una precisa relazione tra fattore di amplificazione e lo stesso parametro (Figura 8); in sostanza al diminuire del  $V_{S30}$  il fattore di amplificazione andrebbe ad aumentare e viceversa, cioè terreni via via con caratteristiche meccaniche peggiori sono maggiormente suscettibili di amplificazione.

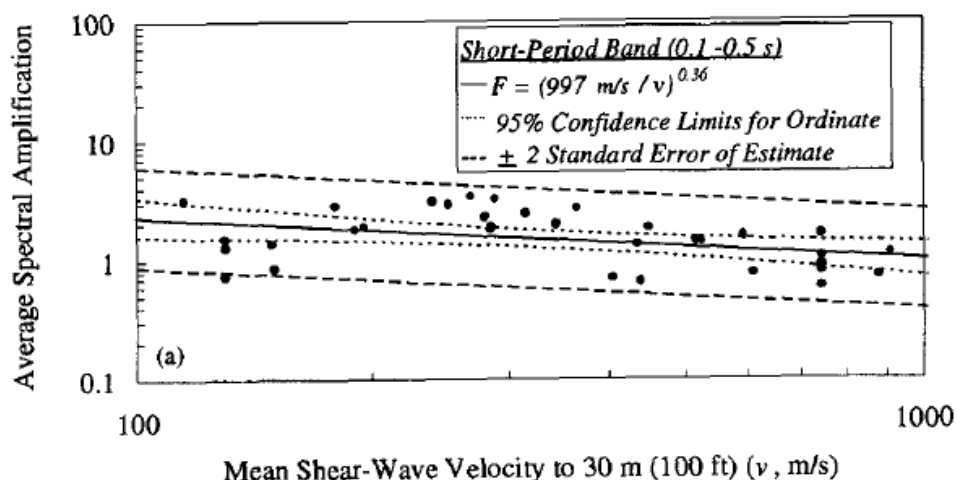


Figura 8: grafico fattore di amplificazione vs  $V_{S30}$  (Borcherdt, 1994),

Successivi studi (Castellaro et al., 2008) hanno però evidenziato l'inconsistenza statistica di dette relazioni ed hanno dimostrato come questa relazione tra fattore di amplificazione e  $V_{S30}$  non sia affatto evidente (Figura 9).

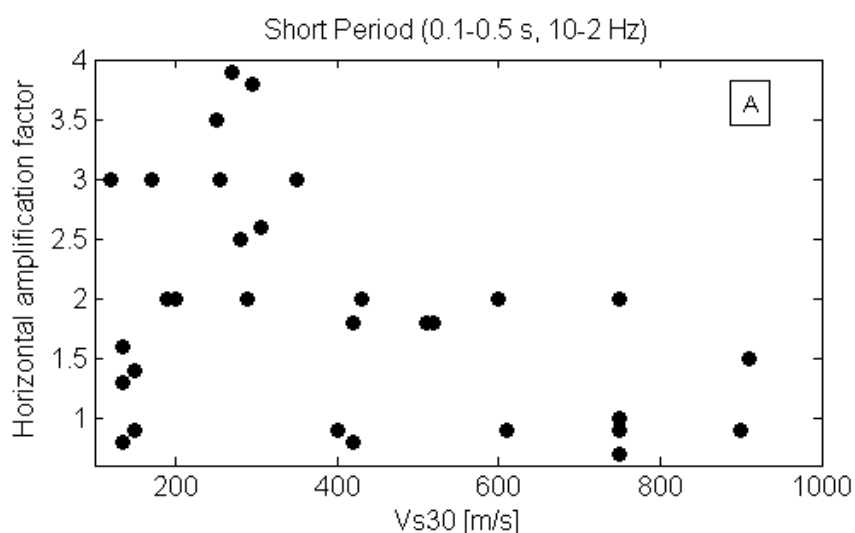


Figura 9: grafico fattore di amplificazione vs  $V_{S30}$  in scala lineare (Castellaro et al. 2008).

La confutazione di questa relazione mette in luce la dubbia significatività del parametro quale criterio classificativo e dunque degli spettri di normativa da cui dipendono. Inoltre, alla luce di quanto detto sui fattori predisponenti il fenomeno di risposta sismica locale, il  $V_{S30}$  è un parametro fisicamente poco rappresentativo (Castellaro et al., 2008; Lee e Trifunac, 2010) che presenta fondamentalmente due grossi limiti:

- Non dà alcuna informazione sul contrasto di impedenza eventualmente presente nel sottosuolo, in quanto cancella le differenze di velocità dei mezzi considerando un terreno omogeneo equivalente. È invece ampiamente riconosciuto che la risposta sismica locale, sia per motivi di conservazione

dell'energia cinetica, sia per fenomeni di risonanza è strettamente connessa alla presenza di contrasti di impedenza (Castellaro e Mulargia, 2013).

- Indaga fino a 30 metri di profondità, quota alla quale, stando all'Equazione 7, non si può giustificare una frequenza di risonanza del terreno inferiore a 1-2 Hz. Ciò significa che se si progetta una struttura che oscilla a 1 Hz, considerando una copertura con  $V_s=300$  m/s, per scongiurare che la struttura oscilli allo stesso periodo del terreno (doppia risonanza), bisognerebbe indagare almeno a 75 m di profondità, quota alla quale la presenza di un'interfaccia bedrock-superficie determinerebbe una frequenza di risonanza di 1 Hz. È evidente che un'indagine a 30 metri sarebbe assolutamente insufficiente e non garantirebbe l'assenza di doppie risonanze (Castellaro e Mulargia, 2013).

In sostanza il  $V_{s30}$ , al di là della velocità media delle onde di taglio, non considera i parametri fisici fondamentali che stanno alla base dell'amplificazione sismica locale: contrasto di impedenza e frequenze di risonanza. La validità del parametro può essere limitata ai casi in cui esiste, come definito nelle categorie di sottosuolo (Tabella 7), "un graduale miglioramento delle proprietà dei materiali", ovvero in mancanza di contrasti di impedenza. L'intento dunque, è quello di proporre un metodo semplificato, che sia dipendente dalla frequenza di risonanza e dalla velocità media dei terreni che si ritengono i parametri fisici minimi per poter definire le caratteristiche dinamiche di un terreno.

#### **1.2.4 Metodi alternativi proposti ad oggi**

Al fine di superare i limiti che porta con sé il metodo basato sul  $V_{s30}$ , sono stati proposti dei metodi alternativi nel corso degli ultimi anni. Nel 2007 è stato redatto l'"Atto di indirizzo per la MZS in Emilia-Romagna" al fine di divulgare a scala regionale le direttive per la microzonazione sismica, all'interno del quale sono stati proposti dei fattori amplificativi basati sullo spessore (fino a 40 metri) ed il valore medio delle  $V_s$  delle coperture su suolo rigido, dunque è introdotto il concetto di contrasto di impedenza. Nel 2008 sono state pubblicate le linee guida per la Microzonazione sismica (ICMS 2008), che prevedono per il secondo livello di approfondimento l'utilizzo di fattori di amplificazione da applicare agli spettri di norma. Si tratta di due fattori validi per i bassi e per gli alti periodi proposti all'interno di abachi, in funzione di profondità del bedrock, valore medio e gradiente delle  $V_s$  delle coperture, accelerazione di picco del terremoto in input. Castellaro e Mulargia nel 2013 hanno proposto uno schema semplificato in cui i terreni rientrano in 6 diverse classi, per ognuna delle quali è previsto un fattore di amplificazione per un range di frequenza, che gli autori raccomandano da considerare come un indice relativo dell'amplificazione prevista. I parametri su cui si basa la classificazione sono: contrasto di impedenza, frequenza di risonanza e velocità media del deposito. Altri autori (Cadet et al. 2011) hanno condotto degli studi in cui si mostra una correlazione tra le curve di dispersione delle onde di Rayleigh e le funzioni di trasferimento.

## CAPITOLO 2: MODELLAZIONE NUMERICA DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

### 2.1 Elementi generali

La normativa italiana contempla, un metodo detto “semplificato” ed un metodo detto “non semplificato” al fine di produrre uno spettro di risposta elastico di sito<sup>1</sup>, necessario alla progettazione ingegneristica in zona sismica. Secondo l’approccio semplificato, la definizione dello spettro di risposta parte dalla suddivisione dei terreni in categorie (come visto nel capitolo 1) mentre l’approccio non semplificato richiede l’analisi di risposta sismica locale mediante modellazione numerica.

Negli approcci non semplificati di tipo 1D il terreno viene modellato come una serie di oscillatori armonici semplici ad un grado di libertà (tipicamente orizzontali, uno per ciascuno strato) messi in moto da un terremoto incidente verticalmente dal bedrock sismico e propagantesi verso la superficie. Scopo della modellazione è la previsione del moto sismico in superficie e, successivamente, sulle opere (strutture) costruite sulla superficie, attraverso il già citato spettro di risposta. In particolare, la componente orizzontale del terremoto d’input viene assunta essere un’onda di taglio polarizzata orizzontalmente ( $S_H$ ).

Il problema può essere in sé trattato dal punto di vista mono-, bi- o tri-dimensionale (1D, 2D, 3D), tuttavia le analisi di tipo 2D e 3D sono complesse e di raro utilizzo pratico sia per mancanza di strumenti applicativi che per l’enorme numero di parametri di input necessari ad ottenere un risultato in qualche modo credibile. Dal punto di vista teorico i modelli 2D andrebbero utilizzati quando si è in presenza di geometrie del substrato complesse o di topografie articolate (rilievi, valli, ecc.) che condizionano la propagazione delle onde e non garantiscono una corretta trattazione monodimensionale. I modelli 1D sono invece utilizzabili quando il sottosuolo è riconducibile a geometrie monodimensionali, alla scala del problema, ovvero in presenza di successioni stratigrafiche orizzontali sufficientemente estese lateralmente.

La modellazione può essere condotta ammettendo diversi modelli di comportamento del terreno:

- Lineare: quando esiste una relazione lineare tra sforzo e deformazione nel terreno, ossia il mezzo ha comportamento perfettamente elastico;
- Non lineare: quando il mezzo sopra certi tassi di deformazione non si comporta più secondo un modello elastico ed il rapporto tra sforzo e deformazione è non lineare;

---

<sup>1</sup> Lo spettro di risposta rappresenta l’accelerazione/velocità o spostamento massimi attesi al sito su un edificio modellato come oscillatore armonico semplice ad un grado di libertà (orizzontale o verticale) in funzione del periodo proprio e dello smorzamento dell’oscillatore stesso.



- Lineare-equivalente: quando il mezzo si comporta in modo non lineare, ma il software tratta il problema come un problema lineare, assumendo ad ogni iterazione una coppia di valori diversa di modulo di taglio  $G$  e rapporto di smorzamento  $D$ , in funzione dell'entità della deformazione.

La tendenza del terreno ad assumere un comportamento lineare o non lineare è dettata dall'entità delle sollecitazioni e deformazioni in gioco e dalle caratteristiche geotecniche del mezzo. Il raggiungimento delle condizioni non lineari produce, in generale, una diminuzione del modulo di taglio  $G$  ed un contestuale aumento del rapporto di smorzamento  $D$ . Si dispone di un'ampia letteratura (Seed et al., 1986; Imazu e Fukutake, 1986; Vucetic e Dobry, 1991), basata su prove di laboratorio quali: colonna risonante (RC) e taglio ciclico torsionale (TTC), che ha permesso di ottenere gli andamenti di  $G$  e  $D$  per diversi tipi di terreni (Figura 10 e Figura 11) e di comprendere i fattori che influenzano maggiormente il comportamento non lineare.

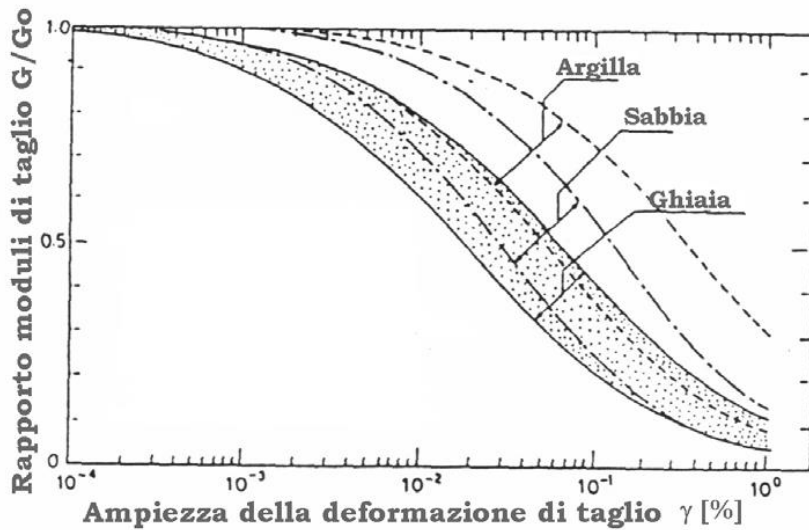


Figura 10: Curve di decadimento  $G/G_0 - \gamma$  normalizzate ricavate per alcuni terreni naturali (Imazu e Fukutake, 1986).

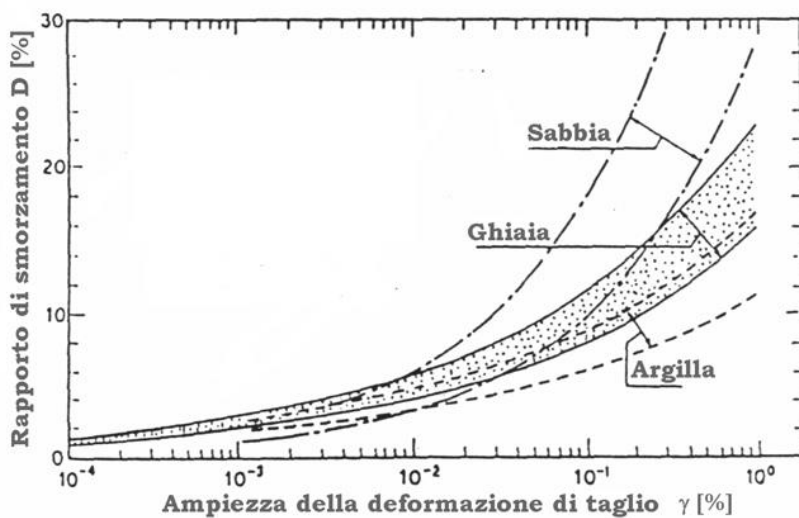


Figura 11: Curve  $D - \gamma$  ricavate per alcuni terreni naturali (Imazu e Fukutake, 1986).

La risposta non lineare di un terreno implica innanzitutto un livello di deformazione del terreno che sarà permanente e, in generale, una tendenza a spostare verso frequenze più basse le frequenze di risonanza (Figura 12, Lanzo, 2009).

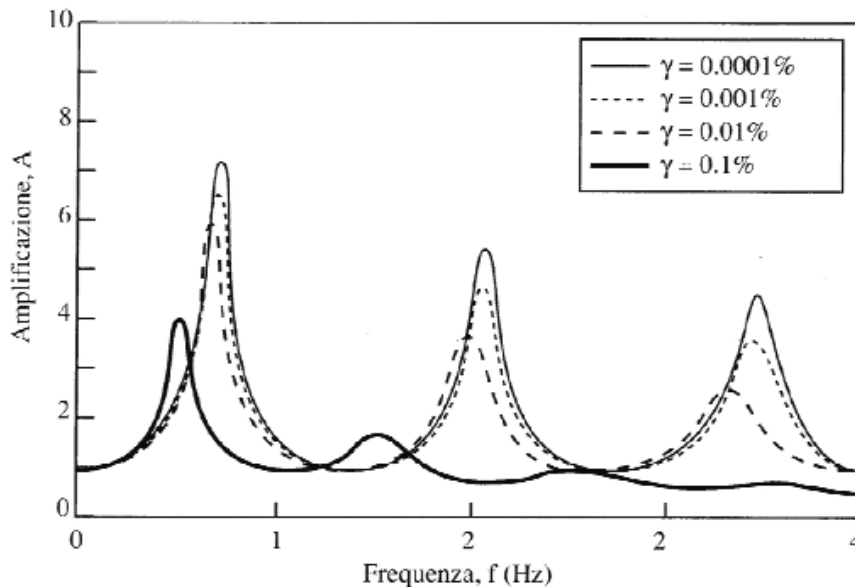


Figura 12: funzioni di trasferimento di un sottosuolo generico al variare del tasso di deformazione  $\gamma$  (Lanzo, 2009). I picchi rappresentano le curve di risonanza (armonica principale e superiori) di un sistema oscillante e mostrano come la frequenza cali al crescere della deformazione e dell'ingresso nel dominio non elastico del sistema.

La maggior parte dei codici di calcolo di risposta sismica locale 1D attualmente disponibili utilizza un approccio lineare equivalente, che prevede ad ogni iterazione di calcolo l'aggiornamento della coppia di valori  $G$  e  $D$  in funzione della deformazione  $\gamma$ .

Qualsiasi modellazione numerica di risposta sismica locale richiede due input: il moto di input al bedrock (tipicamente un accelerogramma di riferimento) e il modello meccanico del terreno. La modellazione può restituire in output un gran numero di informazioni. In questo lavoro ci concentreremo su due output in particolare: la funzione di trasferimento del moto dal bedrock alla superficie e lo spettro di risposta elastico.

## 2.2 Oscillatore armonico smorzato ad un grado di libertà

L'oscillatore armonico smorzato ad un grado di libertà (SDOF, acronimo di Single Degree of Freedom) è il modello usato per descrivere il comportamento dinamico di molti oggetti, che obbediscono a determinati assunti. Si tratta di un sistema massa-molla-smorzatore (Figura 13) con un unico grado di libertà, ovvero in grado di oscillare lungo un'unica direzione. Il comportamento dinamico di un oscillatore armonico è determinato dalle caratteristiche meccaniche dei suoi componenti, ossia la rigidità  $k$  della molla, la massa  $m$  e lo smorzamento  $c$  dello smorzatore viscoso.

Oggetti di interesse nell'ambito dell'ingegneria sismica, quali strutture e terreni, hanno dei comportamenti dinamici riconducibili a questi sistemi oscillanti ed è dunque importante comprenderne il comportamento teorico. Quando sono impiegati più oscillatori in parallelo per descrivere per esempio sistemi multistrato (nel caso dei terreni) o multipiano (nel caso delle strutture), deve valere l'equazione di congruenza, ovvero deve esistere una continuità degli spostamenti tra un oscillatore armonico e l'altro, che garantisca l'assenza di rottura e la permanenza nel campo elastico.

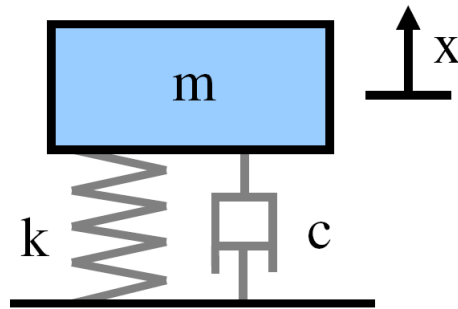


Figura 13: Oscillatore armonico ad un grado di libertà lungo la direzione  $x$ , con rigidezza  $k$  della molla, massa  $m$  e smorzamento  $c$  dello smorzatore viscoso.

Immaginiamo un sistema oscillante monostrato a cui sia applicata una forzante esterna  $F_e$ .

$$F_e = mA + kx + cv$$

Equazione 12

L'oscillatore armonico risponderà alla forzante esterna (Equazione 12) con un contributo di forza inerziale (legge di Newton,  $mA$ ), di forza elastica (legge di Hooke,  $kx$ ) e uno smorzamento ( $cv$ ). In particolare, con  $A$  si intende l'accelerazione assoluta, quale somma di accelerazione di base  $A_b$  e accelerazione relativa  $A_0$ , che sono rispettivamente: l'accelerazione derivante dalla sola forzante esterna e quella propria del sistema oscillante. Un sistema oscillante infinitamente rigido risulta solidale con la funzione di input e l'accelerazione relativa sarà nulla ( $A=A_b$ ). Viceversa, un sistema oscillante infinitamente flessibile tenderà a rimanere pressoché fermo rispetto alla funzione di input. Al fine di comprendere in maniera più immediata il comportamento del modello, si semplifica l'Equazione 12, trascurando il termine dipendente dello smorzamento e ci si pone in condizioni di oscillazioni libere con una forzante esterna pari a 0. La condizione di oscillazione libera si verifica quando l'input è cessato e l'oscillatore continua a vibrare secondo il proprio periodo di risonanza, finché lo smorzamento non lo attenua definitivamente (Figura 14). L'Equazione 12 diventa pertanto:

$$0 = m(A_b + A_0) + kx$$

Equazione 13

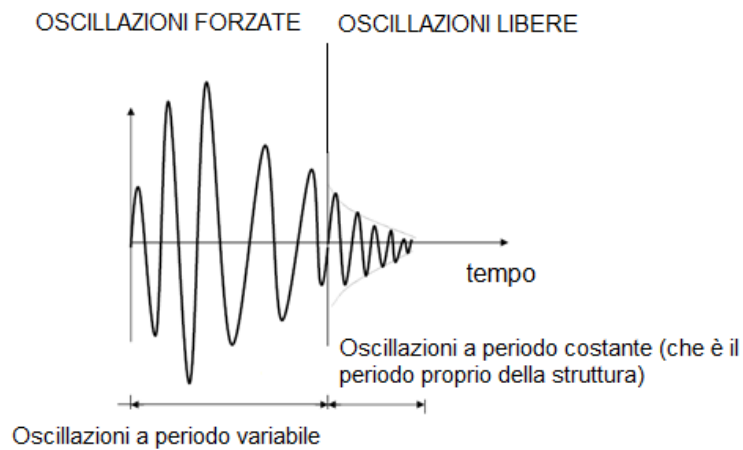


Figura 14: input in condizioni di oscillazioni forzate e di oscillazioni libere (Castellaro, 2016).

Un'ulteriore semplificazione utile per comprendere il modello è quella di considerare un input costituito da un'unica armonica semplice, tenendo a mente che un terremoto sarà il risultato della sommatoria di infinite armoniche elementari. A partire dall'Equazione 13 si ottiene l'Equazione 14, la cui derivazione è trattata nell'appendice.

$$A_0 = \left| \frac{-A_b}{1 - \left(\frac{\omega_0}{\omega}\right)^2} \right|$$

Equazione 14

Si ricava che l'accelerazione relativa dell'oscillatore armonico, dipende dall'accelerazione di base data dall'input e dal rapporto tra frequenza angolare propria dell'oscillatore  $\omega_0$  e la frequenza angolare dell'onda eccitante  $\omega$ . La stessa Equazione 14 può essere definita analogamente secondo l'Equazione 15:

$$\frac{A_0 + A_b}{A_b} = \left| \frac{-1}{\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2 - 1} \right|$$

Equazione 15

In questo modo è espresso esplicitamente il fattore di amplificazione  $\frac{A_0 + A_b}{A_b}$ , in funzione del rapporto  $\frac{\omega}{\omega_0}$ .

Il grafico dell'Equazione 15, riportato in Figura 15, permette di osservare che:

- Per  $\frac{\omega}{\omega_0} = 1$  Il fattore di amplificazione del moto dell'oscillatore rispetto al moto di input tende all'infinito;
- Per  $\frac{\omega}{\omega_0} = 0$  Il fattore di amplificazione del moto dell'oscillatore rispetto al moto di input tende all'unità;

- Per  $\frac{\omega}{\omega_0} \rightarrow \infty$  il fattore di amplificazione del moto dell'oscillatore rispetto al moto di input tende a 0.

Significa che, data la frequenza angolare propria del sistema massa-molla, l'oscillatore tende ad amplificare o meno l'ampiezza dell'input in base alla frequenza che lo eccita. In particolare, se la frequenza eccitante è molto minore rispetto alla frequenza propria del sistema ( $\omega/\omega_0 = 0$ ), l'oscillatore tende a non amplificare l'input, quando la frequenza eccitante è più alta della frequenza propria dell'oscillatore ( $\omega/\omega_0 > 1$ ) il sistema tende a deamplificare. Se infine, si eccita l'oscillatore con un'armonica con frequenza pari alla frequenza propria del sistema ( $\omega/\omega_0 = 1$ ) si ottiene un'amplificazione infinita, nel caso in cui lo smorzamento sia assente.

Se non si trascura lo smorzamento  $c$  nell'Equazione 15, si ottiene l'Equazione 16:

$$\frac{A_0 + A_b}{A_b} = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2\right)^2 + 4c^2 \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^2}}$$

Equazione 16

Graficando la funzione (Figura 16) per diversi valori di smorzamento si ottengono diverse curve, per cui valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza, tranne per il fatto che l'amplificazione nelle condizioni di risonanza ( $\omega/\omega_0 = 1$ ), tende ad un valore finito, via via minore all'aumentare dello smorzamento.

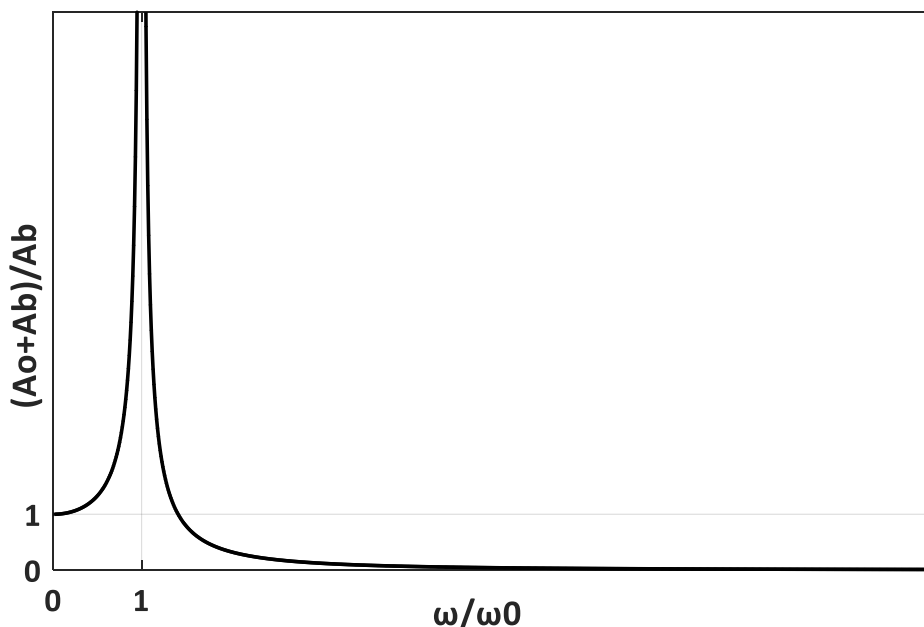


Figura 15: fattore di amplificazione dell'accelerazione assoluta dell'oscillatore armonico rispetto alla base, un funzione del rapporto tra la frequenza dell'input e la frequenza propria dell'oscillatore  $\omega/\omega_0$ .

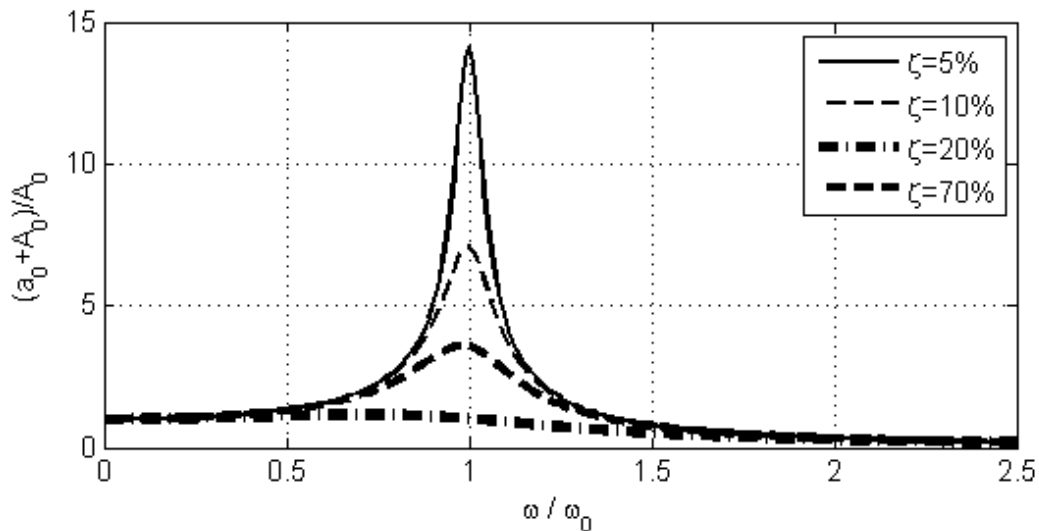


Figura 16: Funzione di amplificazione dell'oscillatore armonico semplice per diversi fattori di smorzamento (Castellaro, 2016).

Dunque, è evidente come la frequenza propria dell'oscillatore  $f_0$ , che a meno di un fattore  $\frac{1}{2\pi}$  corrisponde alla pulsazione  $\omega_0$  (Equazione 17), in relazione alla frequenza del moto di input, sia il parametro fondamentale nel fenomeno di amplificazione.

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$$

Equazione 17

La frequenza di risonanza di un oscillatore armonico semplice dipende da caratteristiche intrinseche al sistema, quali la rigidezza  $k$  della molla e la massa  $m$ , secondo l'Equazione 18. Dunque, definendo questi parametri per gli oggetti di interesse ingegneristico, è possibile descrivere le caratteristiche dinamiche dei terreni e delle strutture. Possiamo notare l'analogia tra l'Equazione 18, che esprime la frequenza propria di una struttura, e l'Equazione 19, che esprime la frequenza propria del terreno in funzione di variabili di uso comune in geofisica. Il modello di oscillatore armonico semplice vale infatti per entrambi gli oggetti.

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Equazione 18

$$f_0 = \frac{V_s}{4H} = \frac{1}{4} \sqrt{\frac{G}{m}}$$

Equazione 19

Per quanto riguarda le strutture, le masse e le rigidezze sono facilmente quantificabili poiché sono note le proprietà dei materiali da costruzione (esse sono addirittura normate) e le geometrie. Esistono tuttavia esistono altre incertezze che rendono comunque necessario, almeno a livello di verifica, un approccio sperimentale per la misura delle frequenze di risonanza di una struttura. Per i terreni, la rigidezza può essere stimata a partire dal valore della velocità di propagazione delle  $V_S$  nel mezzo (Equazione 20). Per la massa, che può essere espressa dall'Equazione 21, ci si affida alla valutazione degli spessori  $H$  degli strati, in quanto le variazioni di densità sono da considerarsi trascurabili rispetto a quelle degli spessori ed inoltre si lavora ipotizzando semispazi infinitamente estesi lateralmente, ragion per cui possono essere trascurate le altre due dimensioni  $L$  ed  $l$  e la densità  $\rho$ .

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

Equazione 20

$$m = (H \cdot L \cdot l) \cdot \rho$$

Equazione 21

## 2.3 Input: terremoto e modello di sottosuolo

### 2.3.1 Terremoto

Al fine di eseguire un'analisi numerica di RSL è necessario partire da un terremoto non ancora modificato dalle coperture superficiali, dunque riferito al bedrock sismico. La normativa vigente (NTC18) impone l'utilizzo di accelerogrammi naturali o sintetici che devono essere rappresentativi del moto sismico atteso sul sito di riferimento rigido affiorante. La scelta degli accelerogrammi in input è vincolata sempre alla pericolosità sismica sito-specifica definita dalla mappa di pericolosità, di cui si è già parlato nel capitolo 1.

La mappa della pericolosità sismica italiana è il frutto di studi statistici effettuati a partire da eventi sismici noti, la cui aggregazione contribuisce alla definizione finale di pericolosità sismica, sintetizzata dal parametro  $PGA_0$ , valore di picco dell'accelerazione attesa su suolo rigido in un certo intervallo di tempo. Alla definizione di pericolosità sismica contribuiscono tutti gli eventi sismici, di varia magnitudo e distanza epicentrale, circostanti il sito. Ciò significa che una medesima pericolosità sismica può essere frutto di diverse distribuzioni percentuali di terremoti in termini di distanza epicentrale e magnitudo. Con la procedura di disaggregazione (Figura 17) è possibile riottenere dalla pericolosità sismica di base la distribuzione percentuale (in termini di magnitudo e distanza) dei terremoti che l'hanno prodotta.

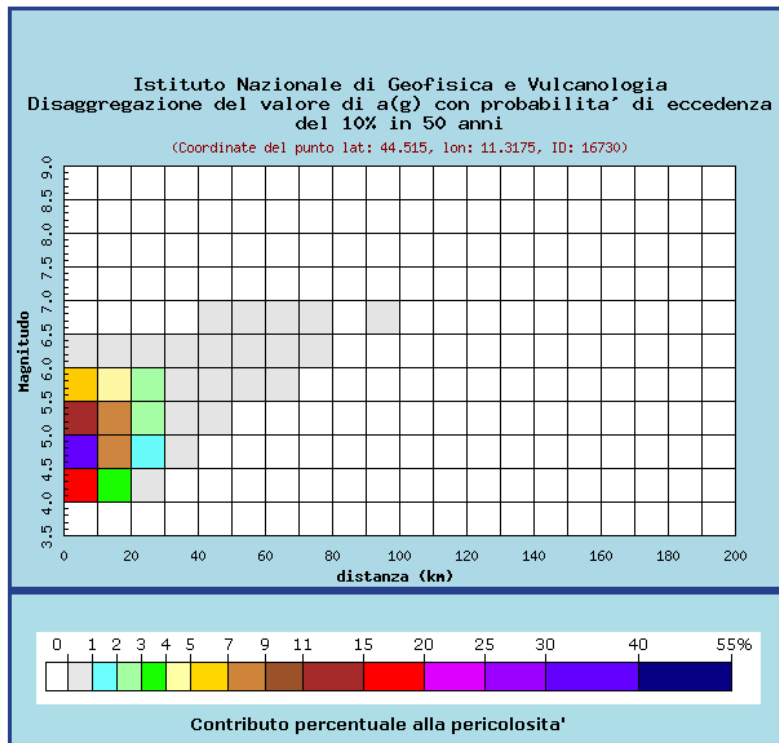


Figura 17: grafico di disaggregazione di Bologna (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Questo procedimento restituisce importanti informazioni sulle caratteristiche sismiche del sito, poiché la ricorrenza di terremoti vicini, lontani, a maggiore o minore magnitudo influenza il contenuto in frequenza dell'accelerogramma. Di conseguenza questo incide sulle strutture: oscillatori a lungo periodo (edifici alti, ponti) sono più suscettibili ad amplificazione ad opera di terremoti ad alte magnitudo, di contro oscillatori con periodi di oscillazioni brevi (edifici bassi) risentono maggiormente di input vicini.

La ricerca degli accelerogrammi idonei può essere condotta con software preposti, quali ad esempio REXEL (Smerzini et Al., 2013). Si tratta di una maschera di ricerca mediante la quale è possibile risalire a combinazioni di accelerogrammi naturali compatibili con la normativa, pescati da diversi archivi quali: European Strong-motion Database (ESD), Italian Accelerometric Archive (ITACA) dell'istituto INGV, SIMBAD. La ricerca restituisce accelerogrammi e spettri di risposta di un set di terremoti con i parametri richiesti, in termini di spettro-compatibilità, di distanza epicentrale e di magnitudo entro i limiti suggeriti dalla disaggregazione.

### 2.3.2 Modello di sottosuolo

Il secondo input, oltre al terremoto di input, è il modello di sottosuolo, che consiste in un profilo di velocità delle onde di taglio dalla superficie al contatto bedrock-copertura. In questo modo si definiscono il numero e le caratteristiche dinamiche degli oscillatori armonici che modificheranno l'input di partenza. A ciascun mezzo si assegna un valore di  $V_s$ , (parametro che riassume la rigidità elastica del mezzo), densità e una



curva di decadimento  $G/G_0 \cdot \gamma$  e  $D/D_0 \cdot \gamma$ , che ne definiscono il comportamento non lineare. Per la determinazione del profilo di  $V_s$ , si è soliti procedere con prospezioni geofisiche, tipicamente MASW e HVSR, che saranno ora descritte in sintesi:

La prova MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves, Park et al., 1999) è una tecnica di prospezione geofisica attiva multicanale, che a differenza delle tecniche “tradizionali”, sfrutta le proprietà dispersive delle onde di superficie, ossia la diversa velocità di propagazione delle onde a diversa frequenza. L’acquisizione, a parte alcuni diversi accorgimenti, non differisce particolarmente dalla sismica a rifrazione e consiste nella registrazione mediante uno stendimento di geofoni di un input generato attivamente. La trattazione dei dati acquisiti tuttavia è molto diversa: si lavora sulla correlazione dei segnali registrati e non sul picking dei primi arrivi, al fine di ottenere uno spettro di velocità di fase (o di gruppo) delle onde di Rayleigh (o di Love). Si tratta di un grafico  $V_s - \text{frequenza}$  (Figura 18) al cui interno sono rappresentati i valori spettrali delle funzioni di cross-correlazione per le varie armoniche a diversa frequenza. Dallo spettro di velocità delle onde superficiali, si ricava la curva di dispersione, che fitta i valori che hanno la migliore correlazione e da cui è possibile risalire al profilo di velocità delle onde di taglio del sottosuolo.

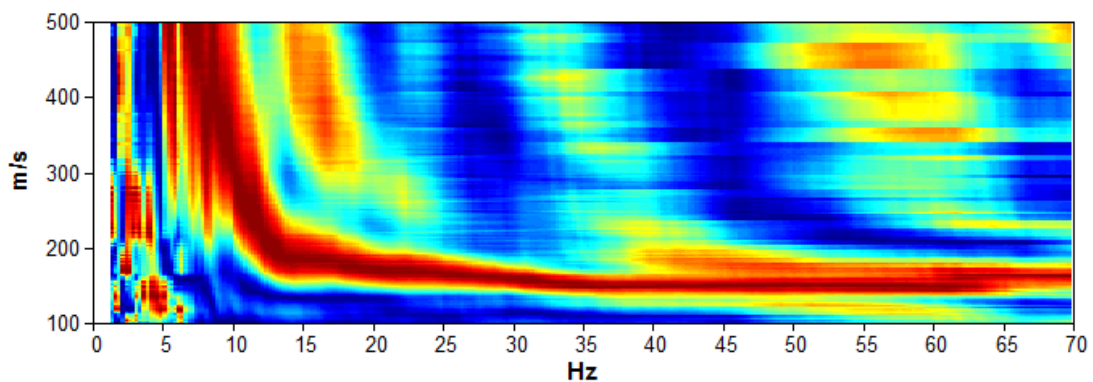


Figura 18: spettro di velocità di fase (o di gruppo) delle onde di Rayleigh (o di Love) per un terreno generico (Castellaro, 2013).

L’HVSR è una tecnica di prospezione sismica che si avvale di un unico strumento di acquisizione, costituito da tre sensori (uno verticale e due orizzontali), che registra il rumore sismico di fondo (tecnica passiva). Anche in questo caso viene condotta un’analisi spettrale dei segnali acquisiti ed in particolare si sfrutta il rapporto tra spettro orizzontale e verticale, in quanto a differenza delle singole componenti che dipendono dalla sorgente, il rapporto è una funzione stabile dipendente dalle caratteristiche del sottosuolo (Nakamura, 1989). La curva H/V (Figura 19) restituisce dei picchi in concomitanza delle frequenze di risonanza del terreno indagato, picchi la cui ampiezza è dipendente dai contrasti di impedenza del sottosuolo. La tecnica dunque, dà informazioni sulle caratteristiche di risonanza dei terreni indagati, tuttavia può anche essere utilizzata in senso stratigrafico se coadiuvata da altre tecniche in grado di vincolare almeno un parametro tra la velocità delle onde di taglio e lo spessore del primo strato.

Si è soliti utilizzare insieme queste due tecniche poiché complementari (Castellaro, 2016): la MASW indaga nelle prime decine di metri, fornendo un vincolo all'H/V, mediante la quale è possibile risalire anche a risonanze a bassa frequenza, legate a contrasti di impedenza molto profondi.

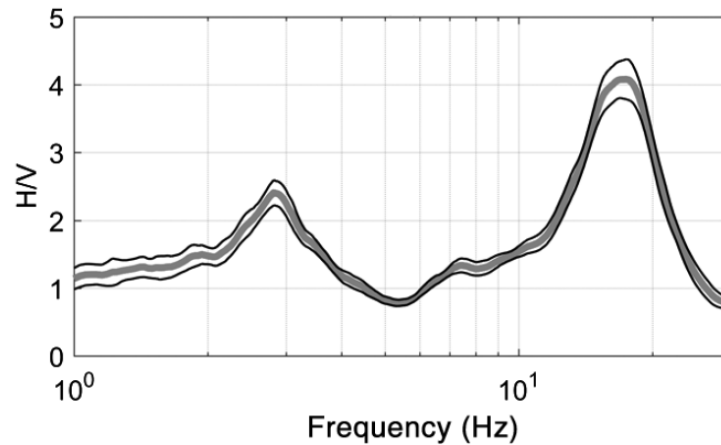


Figura 19: esempio di rapporto spettrale H/V per un terreno generico (Castellaro, 2016).

## 2.4 Output: funzione di trasferimento e spettro di risposta

### 2.4.1 Funzione di trasferimento

Un output importante della modellazione numerica di risposta sismica locale è la funzione di trasferimento. Si tratta di un rapporto spettrale tra lo spettro di Fourier del segnale modificato in superficie e quello dato in input al bedrock. Il risultato di tale rapporto è una funzione (Figura 20) che mostra dei picchi in corrispondenza delle frequenze alle quali risuona il terreno. Questa funzione riassume le caratteristiche di amplificazione dinamica dei terreni e, non dipende di fatto dalle proprietà della funzione di input.

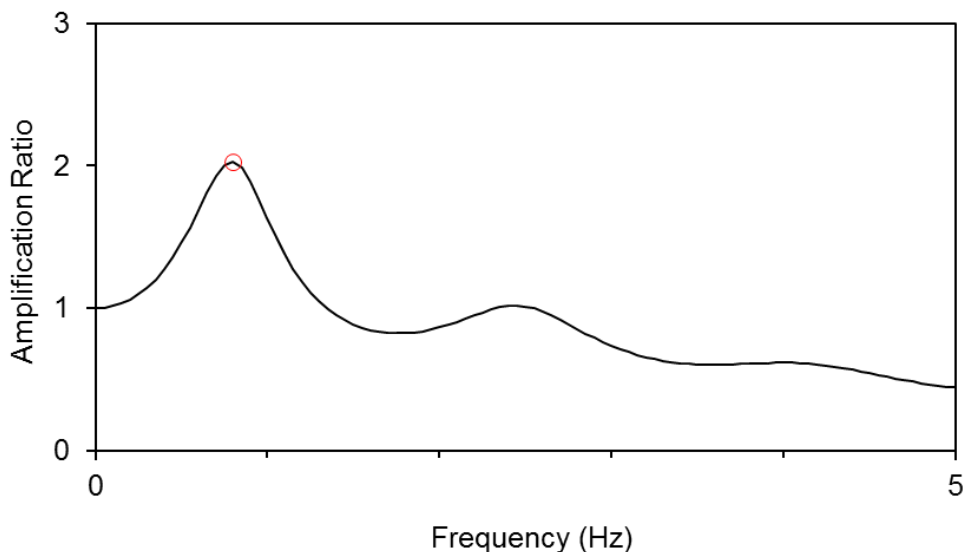


Figura 20: funzione di trasferimento di un sottosuolo generico con picchi via via smorzati per le frequenze più alte.

### 2.4.2 Spettro di risposta

Obiettivo ultimo di qualsiasi analisi numerica di risposta sismica locale ai fini dell'ingegneria sismica è di avere in restituzione lo spettro di risposta del sito studiato. Per spettro di risposta, come già accennato, si intende l'involuppo delle massime accelerazioni (velocità o spostamenti) previste per tutti i possibili oscillatori armonici ad un grado di libertà, aventi uguale smorzamento, a partire da uno stesso accelerogramma di base. È lo strumento che l'ingegnere utilizza in sede di calcolo progettuale, per capire che tipo di sollecitazioni in termini di accelerazioni orizzontali la struttura deve essere in grado di sopportare. Ovviamente, lo spettro di risposta può essere ricavato anche per le accelerazioni verticali, tuttavia ci si riferisce normalmente a quelle orizzontali poiché le strutture, già predisposte a sopportare elevati carichi verticali, entrano più facilmente in crisi con le sollecitazioni orizzontali. La base di partenza per ottenere uno spettro di risposta è un accelerogramma (Figura 21), da cui si calcola, con la trasformata di Fourier, lo spettro del segnale (Figura 22), che consente di conoscere le ampiezze spettrali delle diverse armoniche all'interno del segnale.

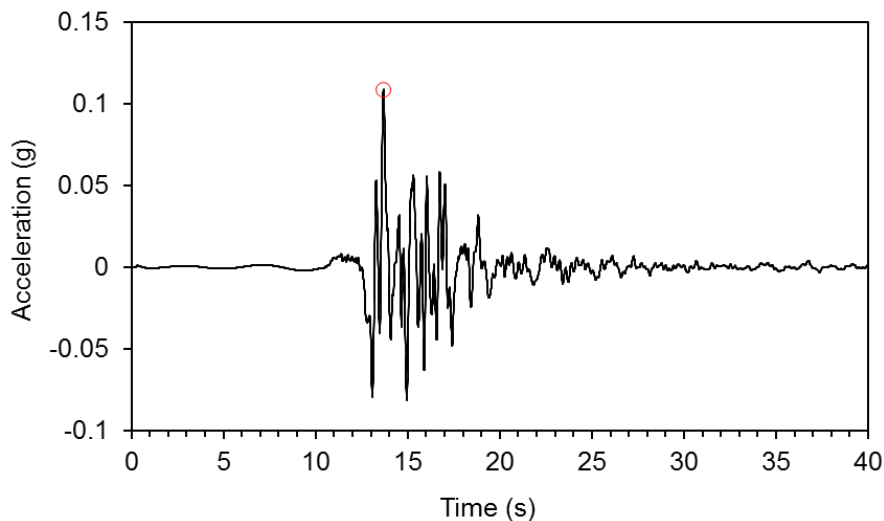


Figura 21: accelerogramma di un terremoto generico.

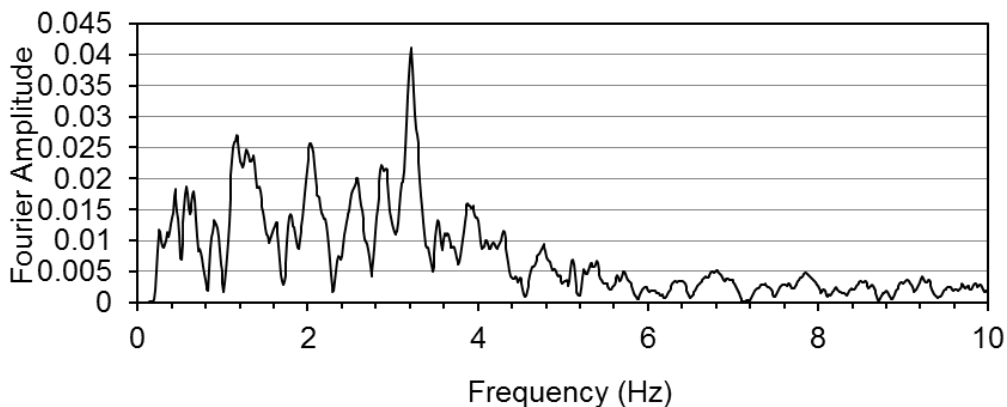


Figura 22: spettro di Fourier dell'accelerogramma in Figura 21.

Tenendo a mente il modello dell'oscillatore armonico ad un grado di libertà descritto in precedenza (Equazione 16, Figura 16), lo spettro di risposta (Figura 23) si ottiene calcolando per ciascuna frequenza, l'accelerazione ottenuta a partire dal valore dello spettro di Fourier moltiplicata per il valore massimo che assume la funzione di amplificazione dell'oscillatore armonico semplice (per le strutture si usa tipicamente uno smorzamento pari al 5%), che si ha in condizioni di risonanza per  $\frac{\omega}{\omega_0} = 1$ .

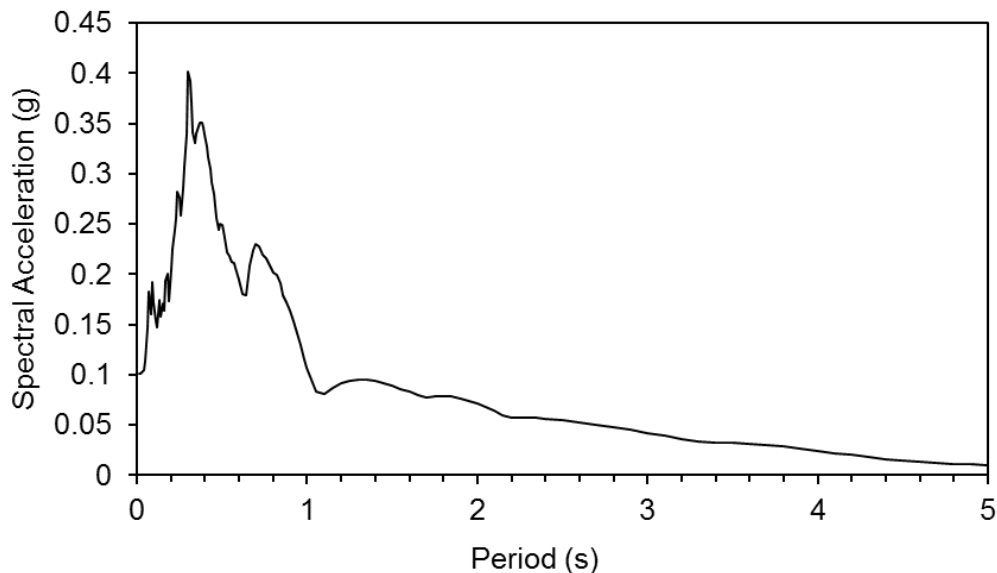


Figura 23: spettro di risposta ottenuto a partire dall'accelerogramma in figura 20.

In sostanza, i valori delle accelerazioni (o meglio pseudo-accelerazioni) dello spettro di risposta sono i massimi perché sono quelli che si ottengono nelle condizioni più penalizzanti per ciascun oscillatore semplice, ovvero in condizioni di risonanza. In particolare, per gli scopi di quantificazione della risposta sismica locale, l'accelerogramma di partenza è l'accelerogramma di superficie ottenuto dalla modellazione, ovvero il risultato dell'input originatosi al bedrock e modificato dai modi di vibrare delle coperture.

## 2.5 Limiti della modellazione numerica come applicazione normativa

Si è ampiamente discusso dei limiti che affliggono gli attuali criteri di classificazione sismica dei suoli mediante metodo semplificato, tuttavia è infondato pensare che la modellazione numerica di risposta sismica locale sia esente da problemi (Castellaro e Mulargia, 2013). I codici di calcolo 1D modellano di fatto il comportamento di un'onda SH che attraversa una serie di oscillatori armonici smorzati rappresentati gli strati di terreno.

Partendo da questo presupposto di base si individuano principalmente due problemi in questo tipo di approccio:

- Input di partenza;
- Incapacità di modellare onde superficiali.

La modellazione di risposta sismica locale dovrebbe procedere a partire da un accelerogramma proveniente dal bedrock, dunque non ancora modificato dai fenomeni di risposta sismica locale. Tuttavia, l'input imposto dalla normativa deriva da accelerogrammi registrati in superficie (outcrop), la cui ampiezza e durata sono fortemente condizionate dal contributo delle onde di superficie, che sono la parte dominante del sismogramma (NMSOP, 2002). Ciò comporta che si lavora su un input concettualmente sbagliato, che ha già in sé gli effetti della risposta sismica locale (ossia onde che sul bedrock in profondità non possono esistere), ottenendo di conseguenza degli spettri di risposta poco significativi. Allo stesso modo, anche disponendo di un accelerogramma privato del contributo delle onde superficiali, il codice di calcolo, per com'è costruito, non sarebbe in grado di riprodurre l'effetto delle onde superficiali che si generano sulla superficie. Un'ulteriore limitazione è data dal fatto che gli spettri non semplificati non possono discostarsi oltre il 10 % in difetto ed il 30 % in eccesso (NTC, 2018) dagli spettri semplificati, rendendo poco utile il lavoro di modellazione. Infine, è altrettanto importante considerare che le soluzioni della modellazione dipendono fortemente dalle scelte dell'operatore e sono potenzialmente manipolabili al fine di ottenere il risultato voluto in partenza (Castellaro, 2018).

Alla luce di quanto detto, è chiaro che la modellazione numerica, allo stato attuale, non fornisce le garanzie richieste per un uso applicativo. Per questo motivo, una possibile soluzione potrebbe essere l'utilizzo di un approccio semplificato che tuttavia si basi su parametri in grado di rappresentare fisicamente i fenomeni in gioco.

## CAPITOLO 3: UNA PROPOSTA PER INCLUDERE L'EFFETTO DEL TERRENO IN MODO PIU' EFFICACE

In questo capitolo presenteremo degli elementi che mirano a rivalutare il ruolo dell'effetto del terreno (effetto di sito), nella modifica del modo sismico dal bedrock alla superficie, in modo più efficace rispetto agli approcci semplificati e non semplificati di normativa (NTC 2018). L'approccio semplificato attuale parte dallo spettro di risposta su bedrock (che è, di fatto, una funzione riscalata dello spettro del momento sismico alla sorgente) e lo amplifica secondo determinati coefficienti che dipendono dalle categorie semplificate di sito. Tali categorie sono basate sulla rigidità media dei terreni sovrastanti il bedrock ( $V_{Seq}$ ) quando questo è entro i 30 m, o nei primi 30 m, quando il bedrock è più profondo.

Come già introdotto, la forma degli spettri semplificati di normativa rispecchia effettivamente lo spostamento (e quindi la velocità e l'accelerazione) in funzione del periodo rilasciato da una sorgente sismica su bedrock (Figura 2). In particolare, il tratto dello spettro a spostamento costante (Figura 24, sinistra) è quello che si verifica per periodi lunghi, ossia oltre il tempo di rottura caratteristico della faglia considerata per il tempo di ritorno in esame.

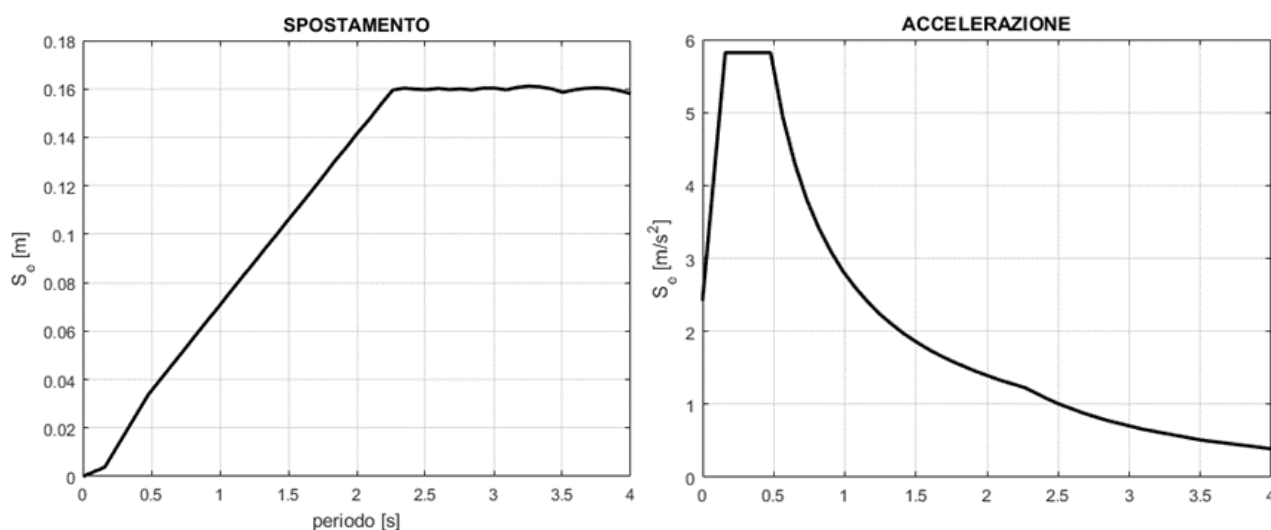


Figura 24: A sinistra: esempio di spettro di risposta in spostamento. Il tratto a spostamento costante corrisponde, nello spettro di spostamento di una sorgente sismica (faglia) alla fine della rottura. A destra: corrispondente spettro di risposta in accelerazione. Il tratto a spostamento costante corrisponde all'ultimo cambio di pendenza della curva verso i lunghi periodi [2.2, 4] s.

L'effetto di un terreno di copertura sopra il bedrock sismico non è mai una amplificazione generale di tutta la gamma di periodi. Abbiamo infatti discusso (capitolo 2.2) come, analogamente alle strutture, anche il comportamento dinamico delle strutture sia riconducibile a quello di un oscillatore semplice che, in funzione delle proprie caratteristiche viscoelastiche, modifica un certo input secondo l'Equazione 16 rappresentata in Figura 16.

La risposta dell'oscillatore terreno è massima quando è eccitato da una forzante avente frequenza pari alla frequenza propria dell'oscillatore ( $f_{\text{terremoto}} = f_{0\_terreno}$ ). Allo stesso modo una struttura collocata sull'oscillatore terreno risponderà con la massima ampiezza quando il terreno la solleciterà ad una frequenza pari a quella propria (della struttura), ossia per  $f_{0\_terreno} = f_{0\_struttura}$ . La coincidenza di tutte queste risonanze è la peggior configurazione dinamica possibile, definita doppia risonanza. Quanto detto, fa sì che un terreno caratterizzato da frequenza propria  $f_{0\_terreno}$ , possa risultare "buono" per strutture con frequenze proprie diverse da  $f_{0\_terreno}$  (il terreno tende a non amplificare o a deamplificare l'input intorno la frequenza propria della struttura), "cattivo" per strutture con frequenze proprie simili a  $f_{0\_terreno}$ . Un approccio fisico alla previsione della risposta sismica dei terreni e delle strutture fondate su di essi, dunque, potrebbe tenere in conto in modo più concreto il motivo principale dell'amplificazione sismica. Tale motivo è l'amplificazione stratigrafica e per risonanza, che si esercitano solo a determinate frequenze. A tali frequenze gli spettri di risposta semplificati attualmente presenti nelle normative tecniche potrebbero essere non sufficientemente cautelativi.

Si prenda come esempio una struttura di 4 piani, il cui comportamento dinamico è rappresentato in Figura 25, dalla quale si evince che l'edificio ha un primo modo flessionale intorno ai 3.5 Hz e un primo modo torsionale a 4.5 Hz. Si tengano in considerazione due terreni di categoria B e C, i cui profili di velocità sono mostrati in Figura 26(A, C) e Figura 27(A, C) e le rispettive curve H/V in Figura 26(B) Figura 27(B). Si nota come il terreno di categoria C sia caratterizzato da  $f_{0\_terreno}$  diverse dai modi di vibrare della struttura, mentre il terreno di categoria B oscilla secondo frequenze molto simili a quelle della struttura, che si verrebbe così a trovare in potenziali condizioni di doppia risonanza.

Secondo la normativa vigente il terreno più adatto alla realizzazione della struttura è il terreno di categoria B, per il quale sarebbero previsti dei valori dello spettro di risposta che non tengono conto delle amplificazioni supplementari dovute alla risonanza tra terreno e struttura, risultando poco cautelativi (cfr. paragrafo 4.3.3).

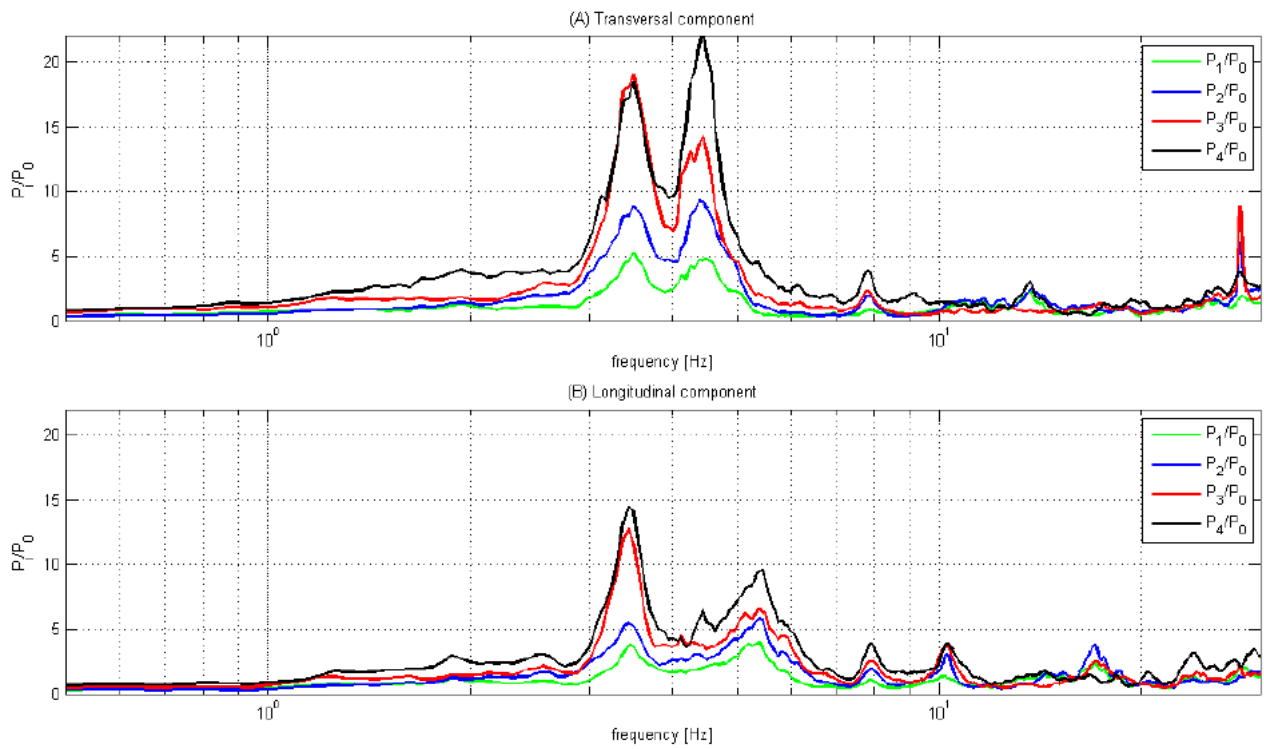


Figura 25: rapporti tra spettri orizzontali (piano i-esimo su piano terra) di un edificio ottenuti da prove di sismica passiva (Castellaro, 2006).

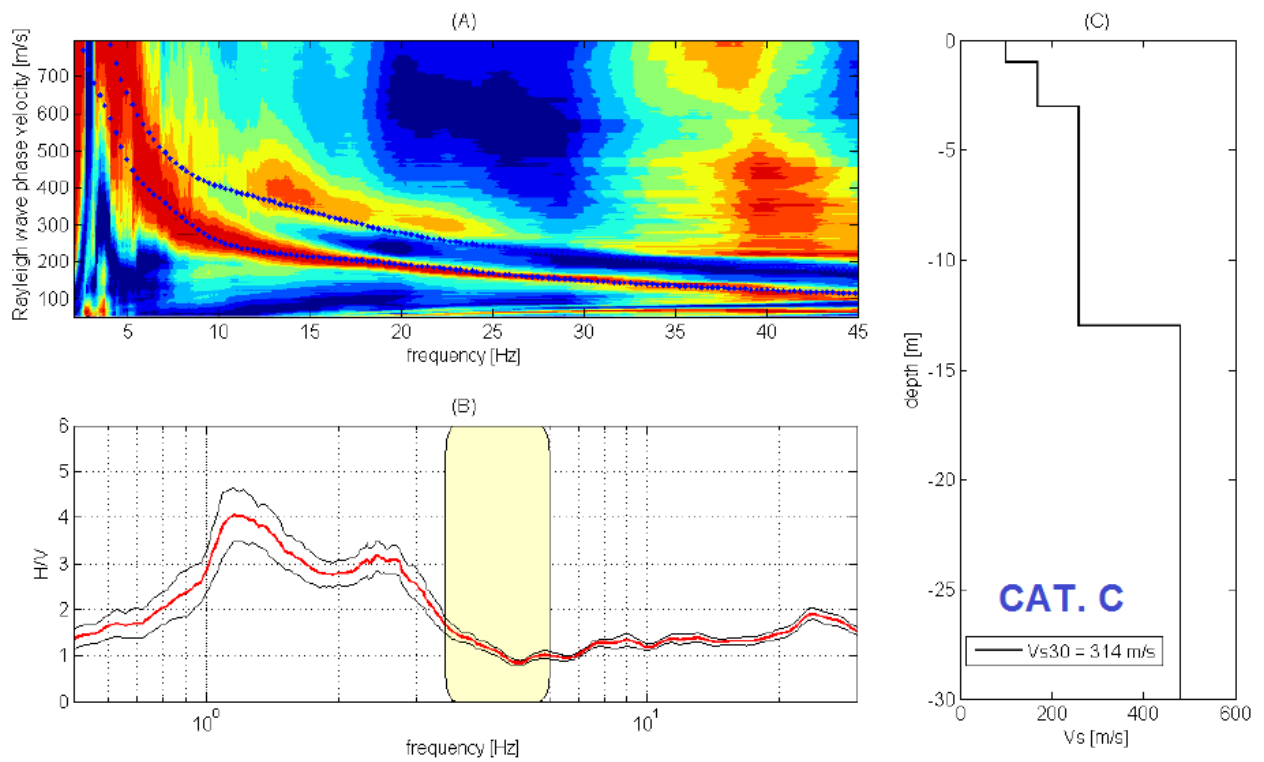


Figura 26:(A) Spettro di velocità di fase delle onde di Rayleigh, (B) curva H/V terreno, (C) profilo di velocità di un terreno generico (Castellaro, 2006).



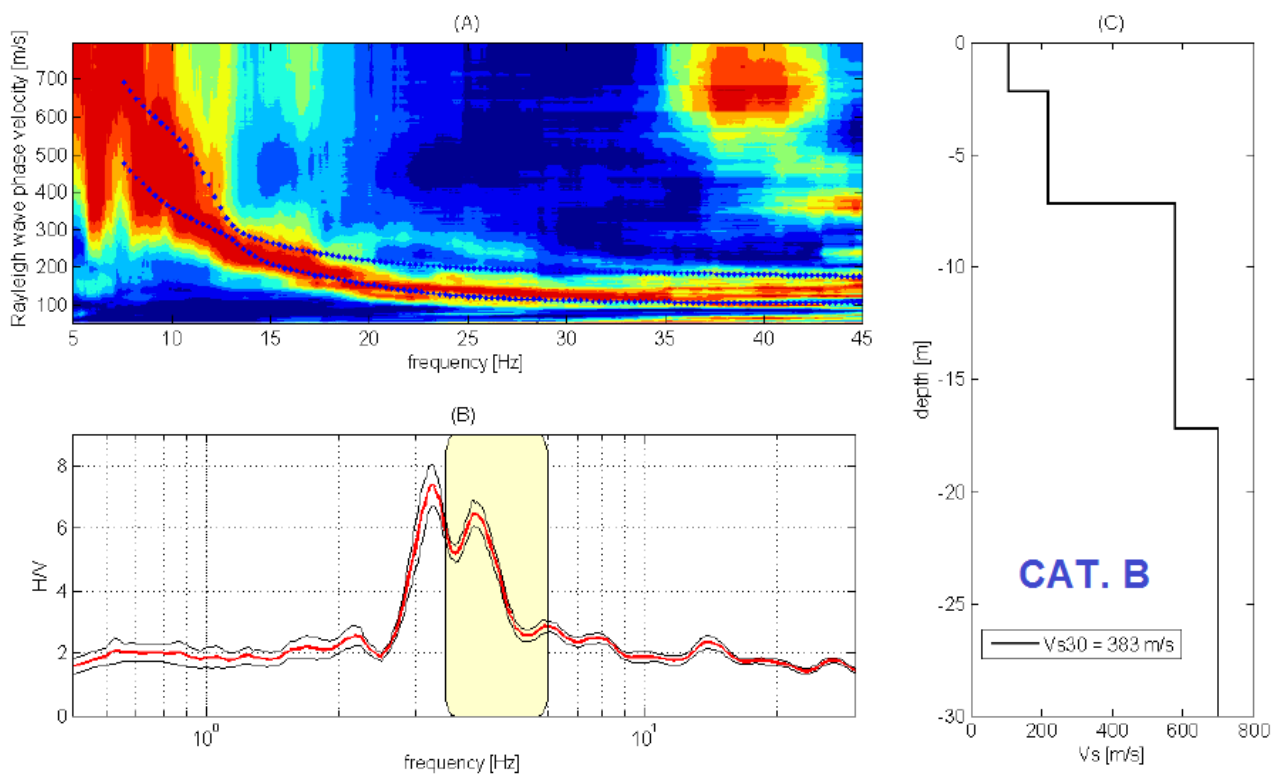


Figura 27: (A) Spettro di velocità di fase delle onde di Rayleigh, (B) curva H/V terreno, (C) profilo di velocità di un terreno generico (Castellaro, 2006).

Per quanto sopra esposto, dal punto di vista fisico è necessario creare una classificazione sismica dei terreni che passi dall'essere "basata sulle  $V_S$ " all'essere "basata sulle  $f_{0\_terreno}$ " (Castellaro e Mulargia, 2013). La realizzazione di una vera e propria nuova classificazione sismica dei terreni esula dagli scopi di questa tesi. Qui intendiamo esplorare le potenzialità di un diverso approccio classificativo e osservare le differenze a cui questo condurrebbe ai fini della progettazione sismica rispetto ai metodi attuali.

L'obiettivo è produrre in via esplorativa degli spettri di risposta che tengano in considerazione gli effetti della risonanza sismica dei terreni e di superare l'approccio semplificato, che risulta in una scalatura generale (quasi per nulla frequenza-specifica) verso l'alto degli spettri di risposta in base alla categoria di sottosuolo di appartenenza.

L'idea è di definire dei fattori moltiplicativi da applicare agli spettri in corrispondenza del periodo di risonanza del terreno, allo scopo di incrementare i valori di accelerazione massima attesa per i periodi delle strutture prossimi a quelli di risonanza dei terreni. In questo modo sarebbe possibile individuare delle fasce di rispetto attorno a tali periodi critici, che siano in grado di tutelare le strutture a rischio di doppia risonanza. Il valore dei fattori di correzione dipenderà dalla velocità 'media' delle onde di taglio  $\bar{V}_S$  e dalla frequenza di risonanza fondamentale  $f_{0\_terreno}$  del sottosuolo. Al fine di ricavare tali fattori correttivi, si è proceduto con un lavoro di modellazione numerica del comportamento dinamici dei terreni, che sarà descritto nella sezione seguente.

### 3.1 Analisi lineare-equivalente di risposta sismica

EERA (Equivalent-linear Earthquake Response Analysis, Bardet et al., 2000) è un codice di calcolo 1D che si avvale del metodo lineare equivalente (EQL) per la trattazione del problema del trasferimento di un input sismico attraverso un insieme di oscillatori armonici. Il programma trae origine dal software SHAKE (Shabaneh et al. 1972), al pari di altri noti programmi quali: PSHAKE (Sanò e Pugliese, 1991), SHAKE91 (Idris e Sun, 1992), PROSHAKE (Edupro Civil System Inc, 1998), SHAKE2000 (Ordonez, 2000), SHAKE04 (Youngs, 2004), STRATA (Lottke e Rathje, 2008). Per il software utilizzato, valgono gli stessi assunti e gli stessi limiti dei codici monodimensionali lineari-equivalenti, già trattati nel capitolo 2. L'analisi è effettuata usando il modello a strati continui (Figura 28), secondo il quale il terreno è schematizzato come un mezzo continuo multistrato, in cui ciascun mezzo è assunto omogeneo ed a comportamento viscoelastico lineare, secondo il modello di solido di Voigt-Kelvin, che associa il comportamento viscoelastico di un solido ad un sistema dissipatore viscoso collegato in parallelo ad una molla elastica.

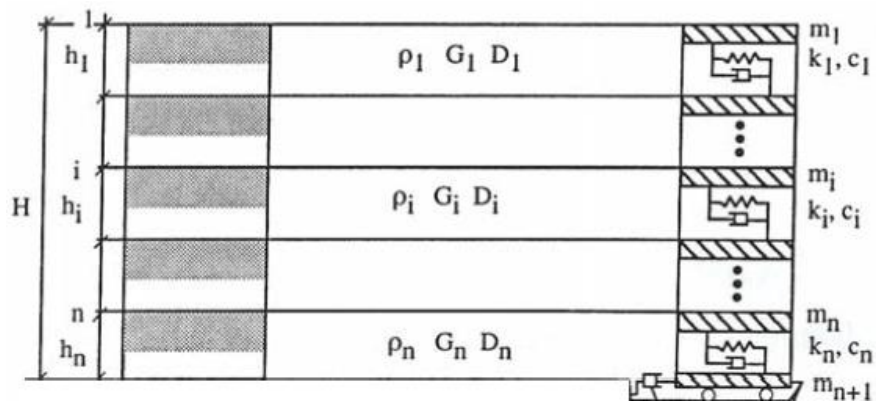


Figura 28: modello a strati continui utilizzato nel software EERA (Lanzo e Silvestri, 1999).

Ogni  $i$ -esimo strato del modello è caratterizzato da 4 parametri: densità  $\rho_i$ , spessore  $h_i$ , modulo di taglio  $G_{oi}$ , e fattore di smorzamento  $D_{oi}$  (gli ultimi due sono riferiti a basse  $\gamma$ , quando il terreno si comporta ancora in modo lineare). In particolare, il modulo di taglio  $G_{oi}$  non è immesso come parametro in input, ma è ricavato dall'Equazione 22 funzione della  $V_S$  e della densità  $\rho_i$ . Lo smorzamento  $D_{oi}$  è definito a partire dal coefficiente di viscosità  $\eta_i$ , la frequenza angolare  $\omega$  e da  $G_i$  (Equazione 23). Sono immesse come input le curve  $G/G_{oi}-\gamma$  e  $D/D_{oi}-\gamma$  che ne definiscono la variazione per deformazioni  $\gamma$  crescenti (Figura 10 e 11).

$$G_i = \frac{\rho_i}{g} \cdot V_S^2$$

Equazione 22

$$D_i = \frac{\eta_i \cdot \omega}{2G_i}$$

Equazione 23

Il codice di calcolo EERA definisce il moto all'interno del modello multistrato a partire dalla risoluzione dell'equazione differenziale di equilibrio dinamico (Equazione 24) che governa il fenomeno della propagazione delle onde (in un caso 1D) in ciascuno strato, dove  $u$  e  $\tau$  sono rispettivamente lo spostamento e lo sforzo di taglio prodotti nel tempo  $t$ , mentre  $x$  è la direzione rispetto cui avvengono.

$$\rho_i \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \eta_i \frac{\partial^3 u}{\partial t \partial x^2} - G_i \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0$$

Equazione 24

Senza entrare nel dettaglio della trattazione matematica del codice di calcolo, per cui si rimanda a testi specifici (Lanzo, 2009), ci limiteremo a dire che a partire dall'Equazione 24 e da un modello a strati continui, il codice è in grado di calcolare gli spostamenti  $u$ , gli sforzi tangenziali  $\tau$  e le deformazioni  $\gamma$  prodotti nel tempo  $t$  all'interno di ciascuno strato rispetto la direzione  $x$  (corrispondente all'unico grado di libertà previsto), sotto l'assunto che ad ogni interfaccia sia rispettata l'equazione di congruenza. In questo modo è possibile calcolare la funzione di trasferimento (riferita al rapporto degli spostamenti) tra due qualsiasi strati. All'interno del software sono implementati algoritmi per la risoluzione rapida di trasformate di Fourier (Fast Fourier Transform, FFT), attraverso le quali è possibile lavorare nel dominio delle frequenze, dove risulta più agevole passare da spostamenti  $u$  a velocità  $\dot{u}$  e accelerazioni  $\ddot{u}$  (Equazione 25).

$$|\ddot{u}| = \omega |\dot{u}| = \omega^2 |u|$$

Equazione 25

Dato un accelerogramma al bedrock  $a_b(t)$ , si può determinare numericamente il moto corrispondente in superficie  $a_s(t)$  attraverso una serie di operazioni (Equazione 26), a partire dalla funzione di trasferimento tra bedrock e superficie libera  $H_{rs}(\omega)$ .

$$a_s(t) = IFFT\{a_s(\omega)\} = IFFT\{H_{rs}(\omega) \cdot a_b(\omega)\} = IFFT\{H_{rs}(\omega) \cdot FFT[a_b(t)]\}$$

Equazione 26

Il codice implementa una procedura di iterazione sui parametri  $G_i$  e  $D_i$ , per tener conto del comportamento non lineare del terreno, sinteticamente rappresentata in Figura 29. Ogni iterazione (ciclo  $k$ ) consiste nel calcolo del moto dell'intero sistema mediante le funzioni di trasferimento. Nell'iterazione successiva (ciclo  $k+1$ ), i parametri di rigidità e smorzamento di ogni strato vengono aggiornati in relazione ad un valore caratteristico  $\gamma$ . Il numero di step  $k$  va iterato fino a che non risulta  $|\gamma_{k+1} - \gamma_k| < \varepsilon$  in ogni strato, essendo  $\varepsilon$  una prefissata tolleranza.

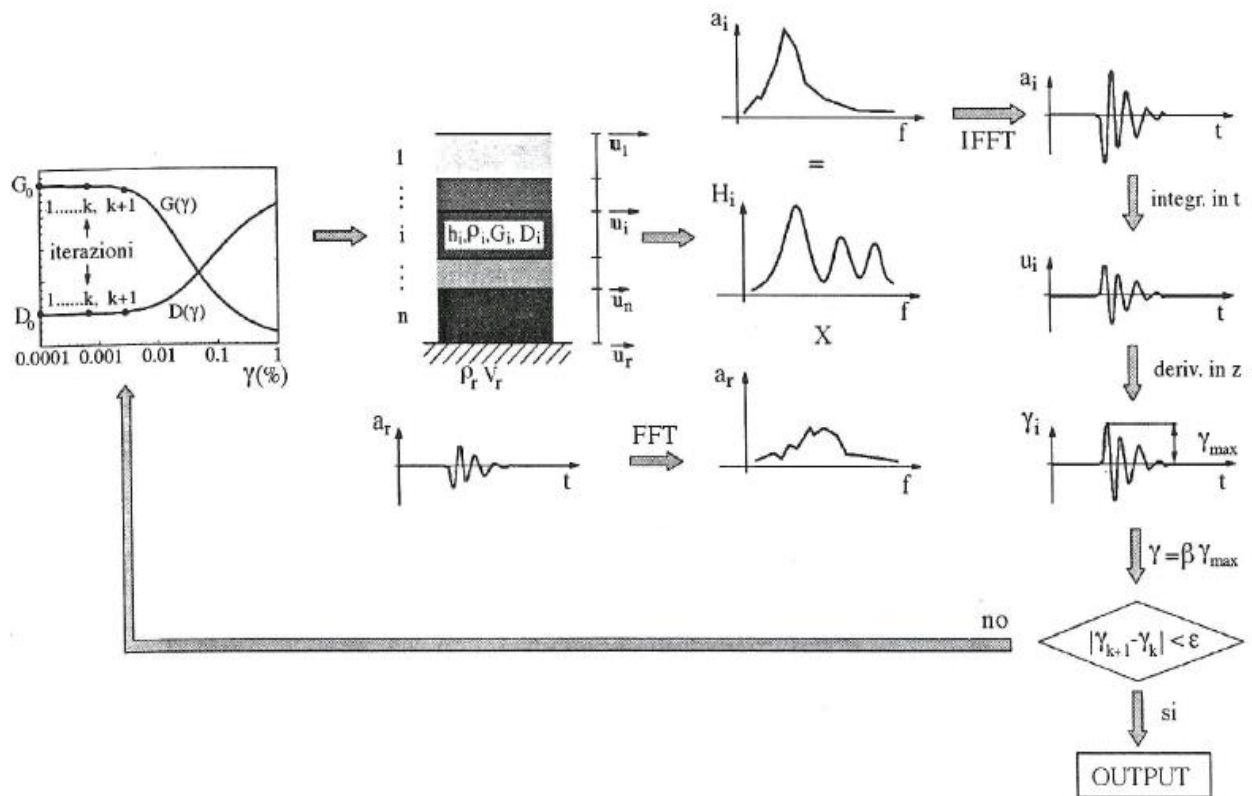


Figura 29: schema della procedura iterativa per la definizione dei parametri  $G_i$  e  $D_i$  in un mezzo a comportamento non lineare mediante un modello lineare equivalente (Bardet et al., 1999).

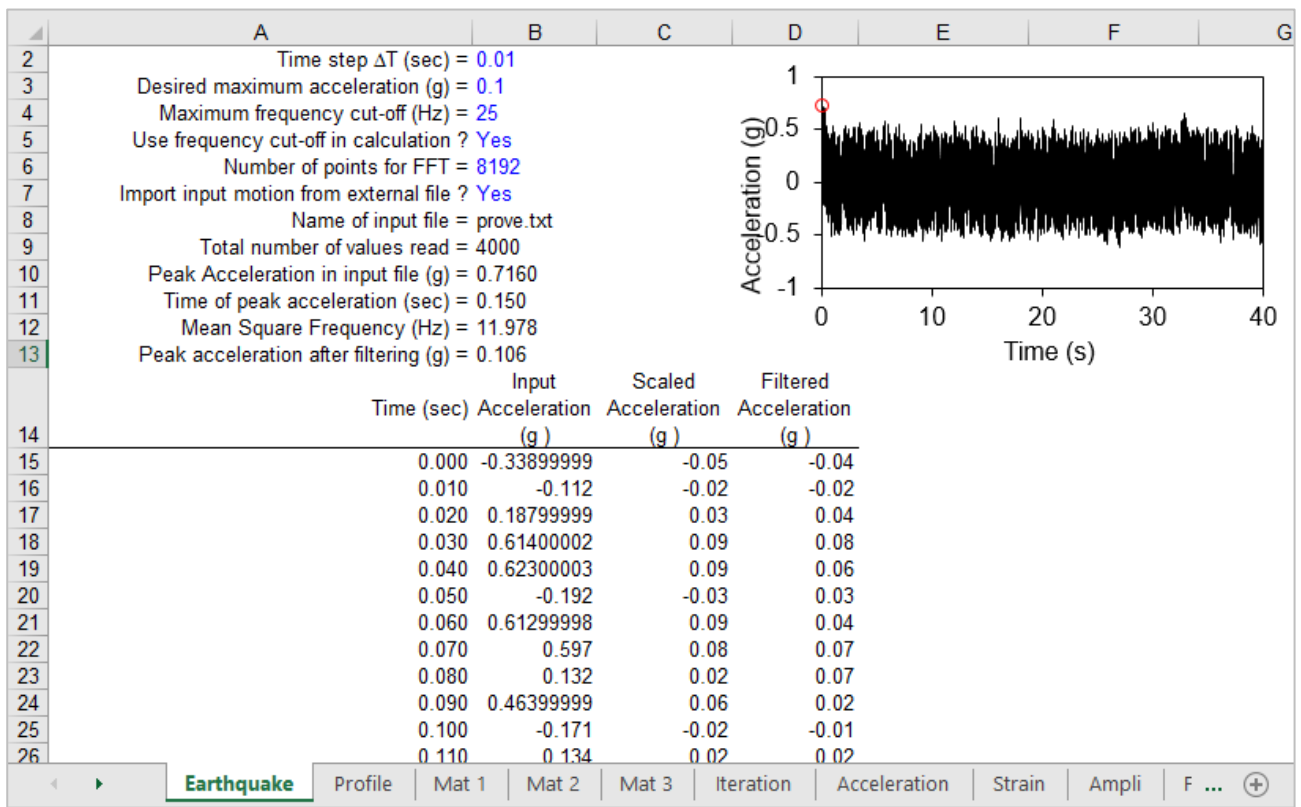


Figura 30: interfaccia grafica del software EERA.

L'interfaccia grafica di EERA è costituita da nove diversi fogli di lavoro (Figura 30), all'interno dei quali è possibile gestire gli input (I) e visualizzare gli output (O). Le routine di calcolo sono inserite in librerie dinamiche in Fortran. Si descrivono sinteticamente, di seguito, i fogli di lavoro di EERA:

- *Earthquake* (I): permette la visualizzazione dei dati dell'accelerogramma in input e la gestione di parametri, tra i quali: frequenza di campionamento del segnale, valore di accelerazione massima e frequenza di cut-off.
- *Profile* (I): consente la creazione del modello di sottosuolo attraverso la scelta del numero degli strati e dei parametri  $H$ ,  $V_s$ ,  $\rho$  di ciascuno di essi.
- *Material* (I): consiste in tre fogli (Mat 1, Mat 2, Mat 3) dov'è possibile visualizzare e modificare le curve  $G/G_0 - \gamma$  e  $D_i (\%) - \gamma$
- *Iteration* (O): mostra i calcoli effettuati per ciascuna iterazione.
- *Acceleration* (O): definisce la storia temporale di accelerazione, velocità relativa e spostamento relativo per lo strato selezionato.
- *Strain* (O): definisce la storia temporale di tensioni, deformazioni, energia dissipata e cicli tensioni – deformazioni per lo strato selezionato.
- *Amplitude* (O): consente la visualizzazione della funzione di trasferimento tra due strati.
- *Fourier* (O): consente la visualizzazione dello spettro di Fourier per uno strato specificato.
- *Spectra* (O): definisce gli spettri di risposta per uno strato specificato.

I principali comandi implementati all'interno sono i seguenti:

- *Process Earthquake Data*: legge ed elabora l'accelerogramma preso come riferimento nel foglio di lavoro Earthquake.
- *Calculate compatible Strain*: legge il modello di sottosuolo, le curve  $G/G_0 - \gamma$  e  $D_i (\%) - \gamma$ , esegue i principali calcoli iterativi mostrati nel foglio di lavoro *Iteration*.
- *Calculate acceleration/ Velocity/ Displacement*: Calcola le storie temporali di accelerazione, velocità relativa, e spostamento al tetto degli strati selezionati, riportate nel foglio di lavoro *Acceleration*.
- *Calculate stress/strain*: Calcola lo stato tensionale e deformativo al centro degli strati selezionati, i risultati sono visualizzabili nel foglio di lavoro *Strain*.
- *Calculate Amplification*: Calcola le funzioni di trasferimento in riferimento a due strati, riportati nel foglio di lavoro *Amplitude*.
- *Calculate Fourier Spectrum*: Calcola lo spettro di Fourier al tetto dello strato selezionato, visualizzabile nel foglio di lavoro *Fourier*.
- *Calculate Response Spectrum*: Calcola tutti gli spettri di risposta in testa agli strati selezionati, consultabili nel foglio di lavoro *Spectra*.

### 3.2 Modellazione numerica di RSL

Si è già introdotto nel paragrafo 2.2.1 come la risposta sismica locale sia il risultato dell'interazione tra terremoto e terreno, caratterizzati rispettivamente da un peculiare contenuto spettrale dipendente dalla dimensione della faglia (che di conseguenza che si riflette sulla magnitudo, Figura 2) e da un comportamento dinamico che si traduce essenzialmente in una certa frequenza di risonanza, dipendente dalla geometria e dalle caratteristiche meccaniche del sottosuolo. Al fine di quantificare il contenuto spettrale di un terremoto in superficie è dunque importante lavorare con degli approcci che tengano conto del colore<sup>2</sup> sia del terreno che del terremoto. In Figura 31 è riportato uno schema esemplificativo di come i diversi metodi, compreso quello integrativo proposto in questa tesi, procedano alla definizione degli spettri di risposta a partire da tipologie di input differenti.

Con il metodo semplificato si ricorre all'utilizzo di un terremoto di partenza colorato, ovvero un terremoto caratterizzato da un contenuto spettrale caratteristico, dipendente dalla magnitudo e dalla distanza epicentrale dei terremoti verificatisi nel sito di riferimento. Di contro si considera un sottosuolo con spettro bianco<sup>3</sup>, infatti i fattori di amplificazione ottenuti dai coefficienti  $S_s$  amplificano gli spettri in modo relativamente simile a tutti i periodi (amplificazione sismica stratigrafica), non considerando invece l'effetto di amplificazione selettiva e di filtro del terreno (risonanza sismica).

Il metodo non semplificato considera sia l'input di partenza che il terreno colorati (Figura 31), ma presenta i limiti descritti nel paragrafo 2.5.

La modellazione condotta nel presente elaborato è stata eseguita a partire da un input sismico bianco (che può essere un impulso ideale o, in modo meno efficace, un segnale casuale), fatto passare attraverso un insieme di modelli di sottosuolo colorati, ossia caratterizzati da diversi periodi di risonanza. Lo scopo della modellazione è quello di quantificare il contributo di amplificazione del terreno in termini di effetti di risonanza, attraverso la definizione di fattori correttivi che possano essere usati in maniera complementare all'approccio semplificato. L'uso della modellazione numerica in questo frangente è dunque rivolto alla quantificazione dei soli fattori correttivi per il contributo del terreno.

La fase di modellazione numerica di risposta sismica locale è stata la parte centrale del lavoro di tesi ed ha previsto la modellazione di un segnale di input attraverso 54 diversi modelli di sottosuolo che hanno restituito altrettante funzioni di trasferimento e spettri di risposta.

---

<sup>2</sup> Con 'colore' si intendi qui la precisa marca spettrale del fenomeno osservato (terremoto o comportamento dinamico del terreno).

<sup>3</sup> Con 'spettro bianco' si intende uno spettro piatto, caratterizzato dalla stessa ampiezza a tutte le frequenze.

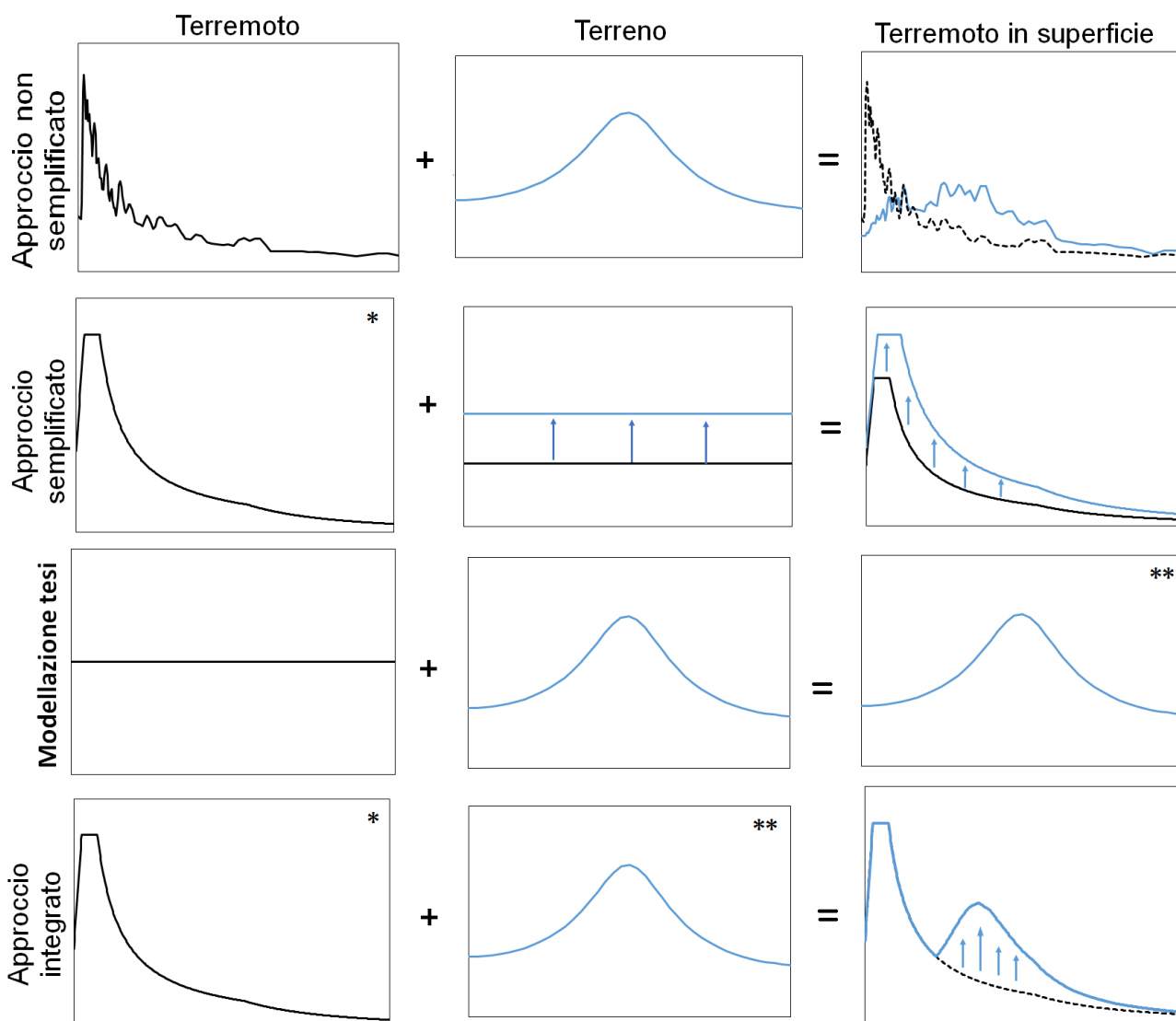


Figura 31: schema esemplificativo del tipo di terremoto e di terreno (bianco o colorato) utilizzato nei diversi approcci.

### 3.3 Input della modellazione

#### 3.3.1 Terremoto di partenza

Per la modellazione si è scelto di non lavorare con dei terremoti, così come previsto dalla normativa (NTC18) per la modellazione di RSL, per i problemi concettuali che ne derivano di cui si è parlato nel paragrafo 2.5. La finalità è di quantificare esclusivamente come l'effetto del terreno e dei fenomeni di risonanza dipendenti dalle caratteristiche dello stesso si ripercuotano sugli spettri di risposta. Per tale scopo la scelta iniziale è ricaduta su un input di tipo impulsivo. L'impulso è un segnale notevole, costituito da armoniche elementari di uguale ampiezza per tutte le frequenze, che restituisce uno spettro bianco (Figura 32). Un input di questo tipo avrebbe permesso di ottenere degli spettri di risposta esclusivamente dipendenti dagli effetti del terreno, così come desiderato.

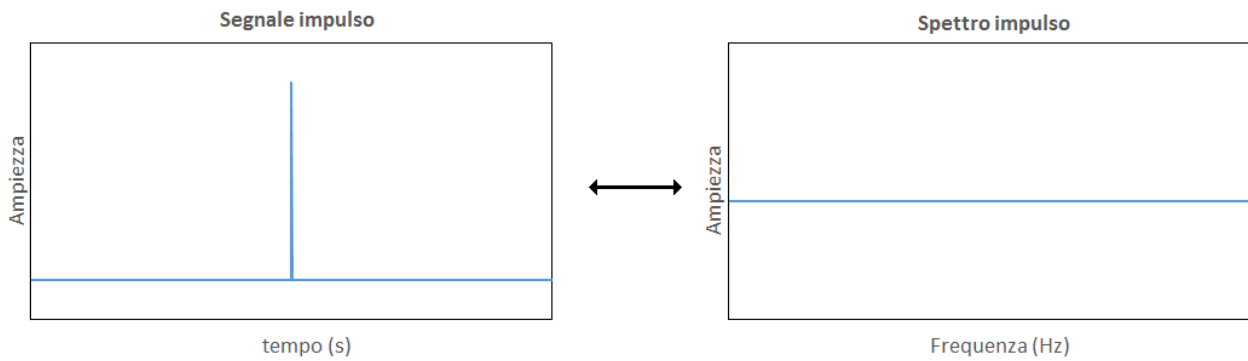


Figura 32: segnale e spettro di Fourier di un impulso.

La modellazione con tale input tuttavia, ha portato a problemi di instabilità numerica che hanno reso impossibile il suo utilizzo. Per tale ragione si è scelto di lavorare con un rumore di fondo, ovvero un segnale con valori di ampiezza randomici nel tempo (Figura 33) al cui interno non si riconoscono delle periodicità dominanti, che restituisce uno spettro in cui le ampiezze per le varie frequenze sono simili (Figura 34). L'utilizzo di tale input, pur non essendo perfettamente bianco, permette in ogni caso di avere una dipendenza trascurabile rispetto all'input di partenza. Il segnale, generato per mezzo della funzione "random" di MATLAB, ha una durata di 40 secondi e una frequenza di campionamento  $f_s$  di 100 Hz, per un totale di 4000 valori ed è stato normalizzato al fine di avere valori di picco pari a 0.1 g nella serie dei tempi.

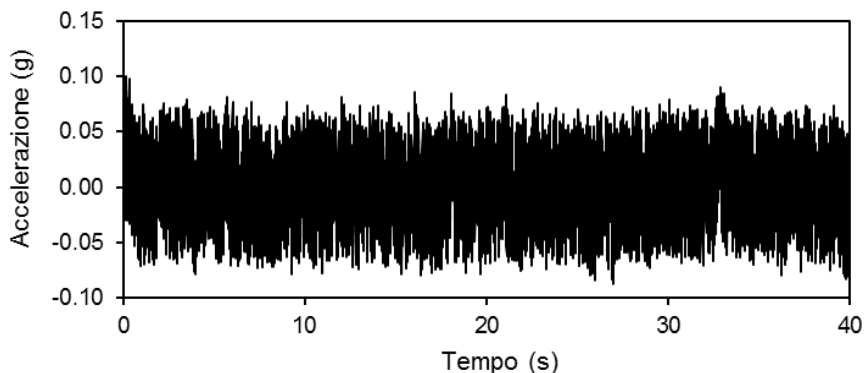


Figura 33: segnale di input usato per la modellazione numerica di risposta sismica locale.

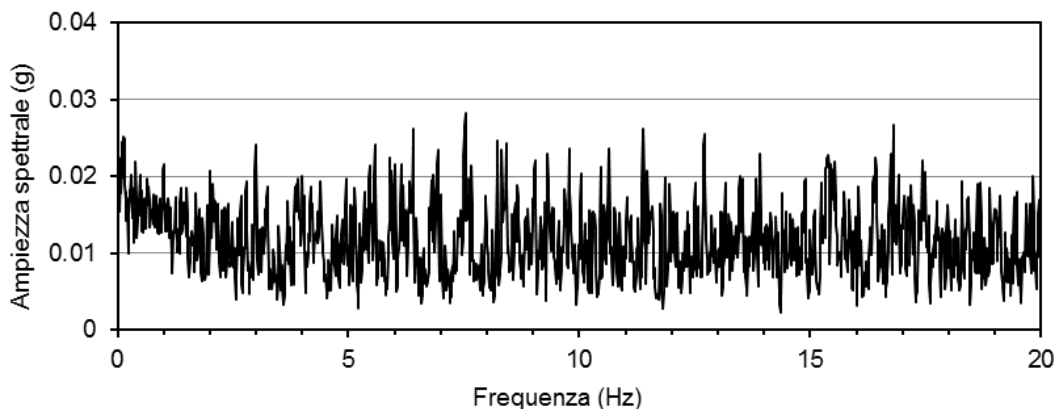


Figura 34: spettro di Fourier del segnale usato per la modellazione numerica di risposta sismica locale.



### 3.3.2 Modello di sottosuolo

La modellazione è stata eseguita su modelli di sottosuolo costituiti da un unico strato poggiante sul bedrock sismico ( $V_S=800$  m/s), al fine di semplificare al massimo la trattazione ed avere la possibilità di ricondurre i risultati ottenuti a casi generali. Si è scelto di lavorare con tre classi di terreno caratterizzate da differenti velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_S$  (150 m/s, 250 m/s, 450 m/s), atte a riprodurre il comportamento dinamico di terreni con diverse caratteristiche meccaniche e riconducibili alle categorie di normativa: E ( $V_{Seq} = 100-360$  m/s,  $H < 30$  m), D ( $V_{Seq} < 180$  m/s,  $H > 30$  m), C ( $V_{Seq} = 180-360$  m/s,  $H > 30$  m) e B ( $V_{Seq} = 360-800$  m/s). Per ciascuna delle classi di terreno sono stati definiti 18 modelli di sottosuolo con bedrock a diverse profondità al fine di generare sottosuoli a differenti frequenze di risonanza  $f_{o\_terreno}$  (Tabella 10 e Tabella 11).

La progressione dell'approfondimento del bedrock è stata definita a partire dall'Equazione 7. Si è optato per riprodurre risonanze del terreno comprese nel range 0.2-10 Hz e le simulazioni sono state suddivise in due distinti intervalli: basse frequenze (0.2-1 Hz) con passo di 0.1 Hz e alte frequenze (2-10 Hz) con passo di 1 Hz. La scelta del range delle frequenze di risonanza considerate (0.2-10 Hz) è ponderata sulla base delle caratteristiche dinamiche delle strutture più comuni. Le classi di frequenza sono state individuate in funzione degli andamenti medi degli spettri di risposta (considerando costruzioni ordinarie con azioni sismiche definite su eventi con  $T_R=475$ ) previsti dalla normativa (Figura 35). Ai brevi periodi (<1 s) corrispondono i tratti più alti degli spettri (tratto ad accelerazione linearmente crescente e tratto ad accelerazione costante) e ai lunghi periodi (>1 s) quelli più bassi (tratto a velocità costante e tratto a spostamento costante).

$f_o$ (Hz)	$T_o$ (s)	Profondità bedrock (m)		
		Classe copertura 150 m/s	Classe copertura 250 m/s	Classe copertura 450 m/s
0.2	5	190	270	480
0.3	3.33	125	185	330
0.4	2.5	94	140	250
0.5	2	75	110	200
0.6	1.67	62	95	170
0.7	1.43	54	82	150
0.8	1.25	47	73	130
0.9	1.11	42	64	112
1	1	38	58	100

Tabella 10: profondità del bedrock sismico utilizzate per ottenere  $f_o$  (0.2-1 Hz) dalle tre classi di terreno.

$f_0$ (Hz)	$T_0$ (s)	Profondità bedrock (m)		
		Classe coperture 150 m/s	Classe coperture 250 m/s	Classe coperture 450 m/s
2	0.5	19	29	52
3	0.33	13	19.5	35
4	0.25	9.5	14.5	27
5	0.2	7.5	11.8	21.5
6	0.17	6.2	10	18
7	0.14	5.3	8.5	15.5
8	0.12	4.7	7.5	13.5
9	0.11	4.2	6.7	12
10	0.1	3.8	6	11

Tabella 11: profondità del bedrock sismico utilizzate per ottenere  $f_0$  (2-10 Hz) dalle tre classi di terreno.

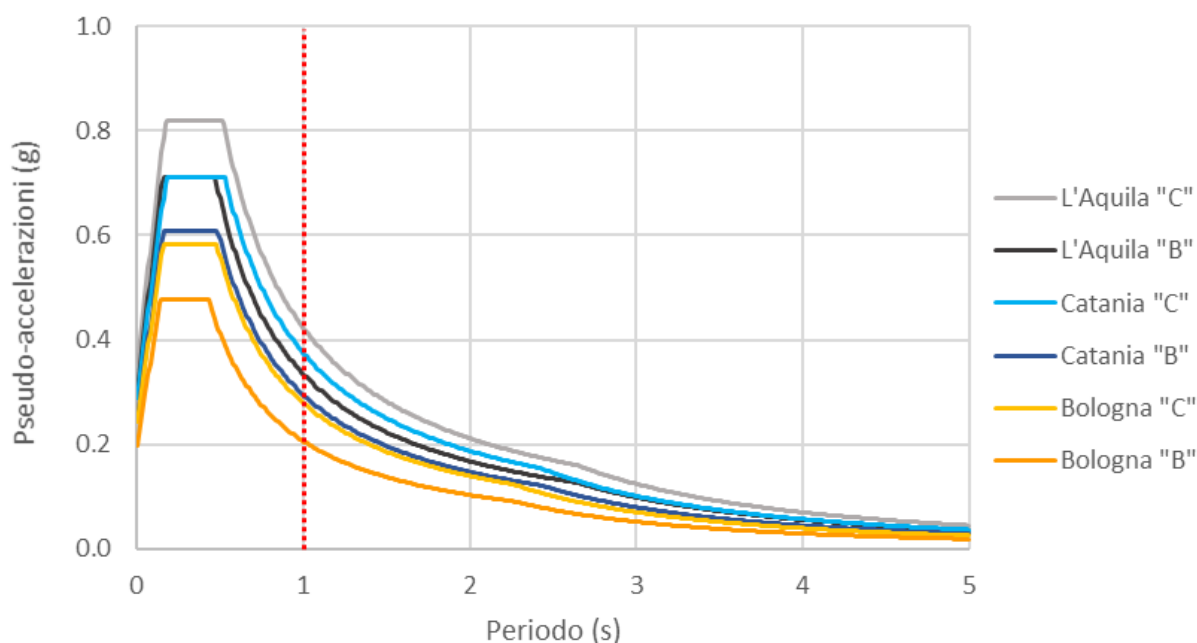


Figura 35: spettri semplificati ( $T_R=475$  anni) per le categorie B e C per L'Aquila, Catania e Bologna. Il periodo "1 s" divide mediamente la parte ad elevati valori spettrali da quella a bassi valori spettrali.

In particolare, la scelta del diverso passo usato per ciascuna classe di frequenza si deve al rapporto di proporzionalità inversa che lega la frequenza di risonanza di un terreno  $f_0$  e la profondità del bedrock  $H$  secondo l'Equazione 7, per cui a piccole frequenze sono necessarie grandi variazioni di  $H$  per modificare  $f_0$  e viceversa (Figura 36).

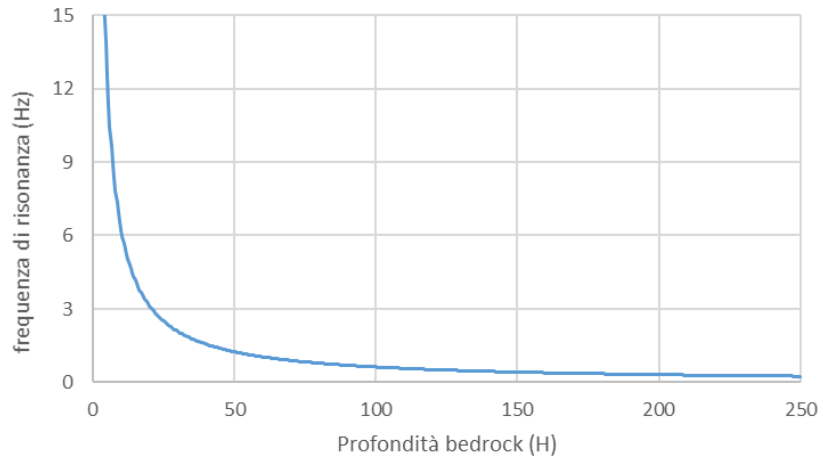


Figura 36: rappresentazione del rapporto di proporzionalità inverso tra la frequenza di risonanza  $f_0$  e la profondità del bedrock  $H$ .

Per la definizione del comportamento lineare si è fatto riferimento alle curve di decadimento  $G/G_0$  e  $D/D_0$  riferite alle argille (Figura 37) (Seed e Sun, 1989; Idriss, 1990) definite in EERA come “Mat 1”, in particolare si è adottato un fattore moltiplicativo per la curva  $D/D_0$  al fine di smorzare l’effetto dei modi di vibrare superiori e concentrarsi esclusivamente sull’effetto della frequenza fondamentale del terreno.

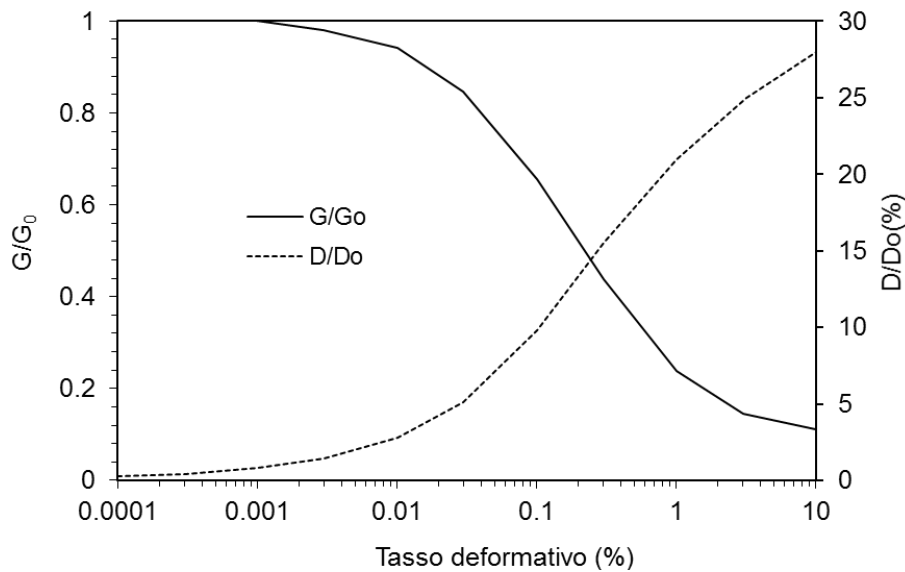


Figura 37: curve di decadimento  $G/G_0$  e  $D/D_0$  utilizzate nella modellazione.

### 3.4 Output della modellazione

#### 3.4.1 Funzioni di trasferimento

La modellazione ha restituito una funzione di trasferimento dello spettro dell’accelerogramma tra superficie e bedrock per ogni modello di sottosuolo trattato, per un totale di 54 curve. Si mostrano di seguito le funzioni ottenute, distinte per classi di terreno ( $V_S=150$  m/s,  $V_S=250$  m/s,  $V_S=450$  m/s) e di frequenza (0.2-1 Hz, 2-10 Hz).

### 3.4.1.a Funzioni di trasferimento: Classe di frequenza: 0.2-1 Hz; Classe di terreno: 150-450 m/s

Le funzioni sono riportate in Figura 38, Figura 39 e Figura 40, ordinate dalla classe di terreno a  $V_S$  maggiore alla classe a  $V_S$  minore (contrasto di impedenza  $Z$  crescente). Le curve mostrano, in accordo con questo visto nel paragrafo 2.4.1, i valori massimi di amplificazione in corrispondenza delle frequenze di risonanza dei modelli di sottosuolo considerati.

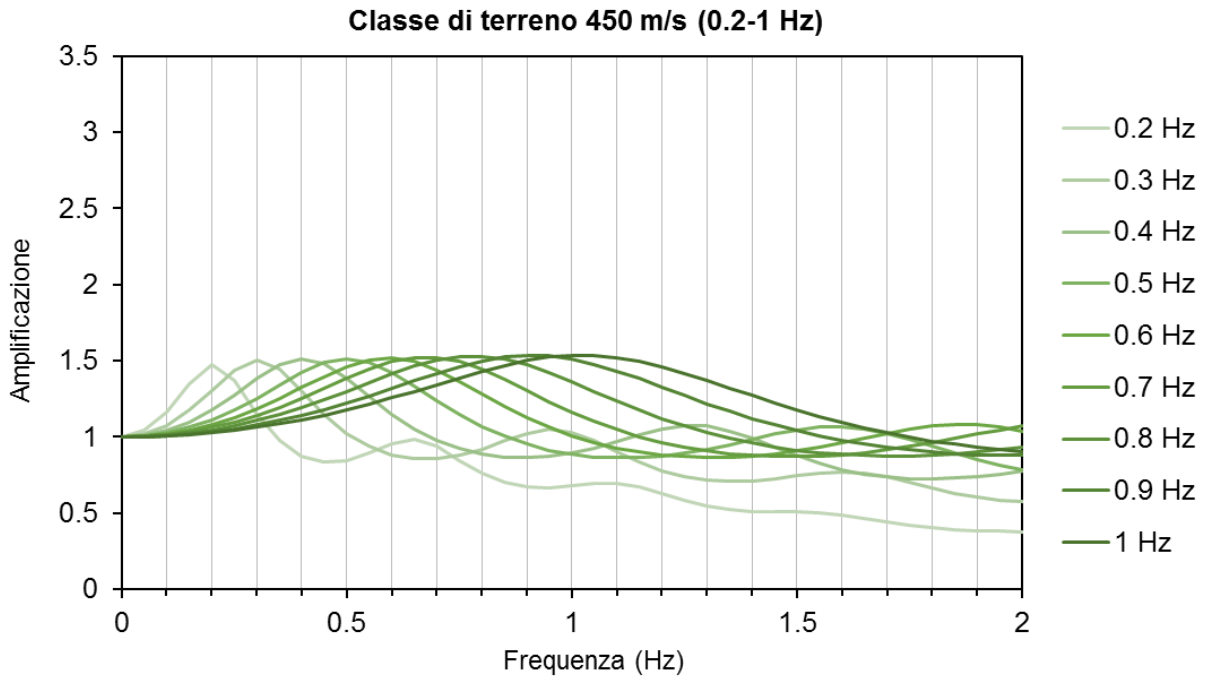


Figura 38: funzioni di trasferimento dei modelli di sottosuolo a  $V_S=450$  m/s con  $f_0$  compresa tra 0.2-1 Hz.

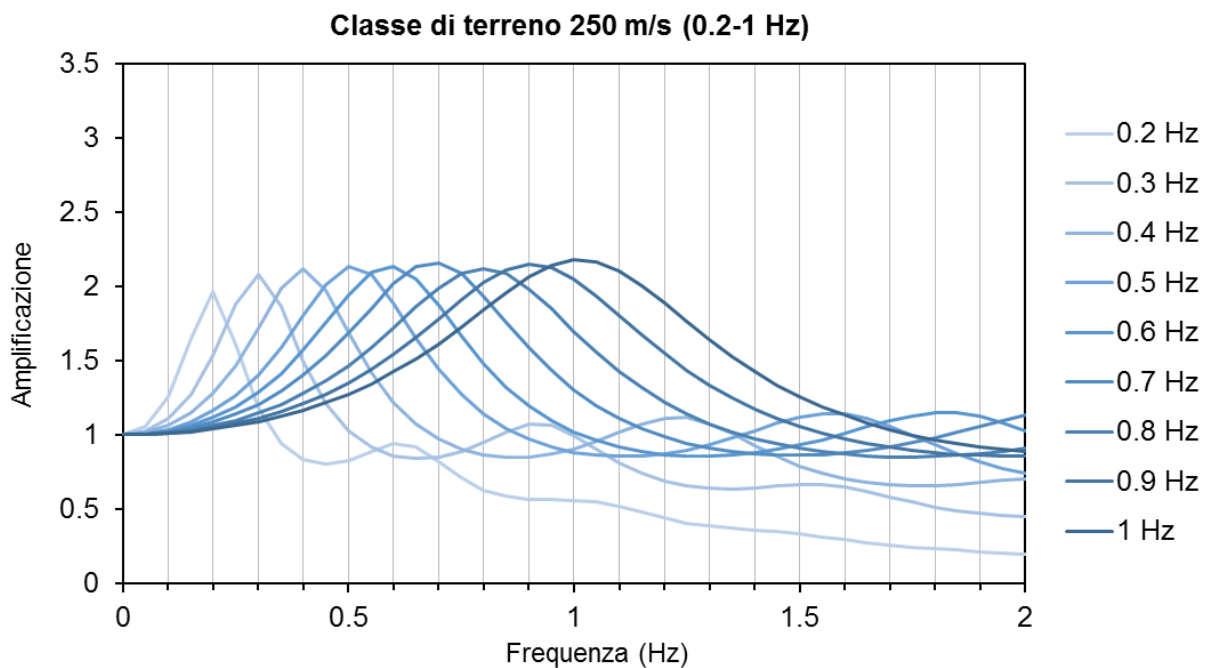


Figura 39: funzioni di trasferimento dei modelli di sottosuolo a  $V_S=250$  m/s con  $f_0$  compresa tra 0.2-1 Hz.

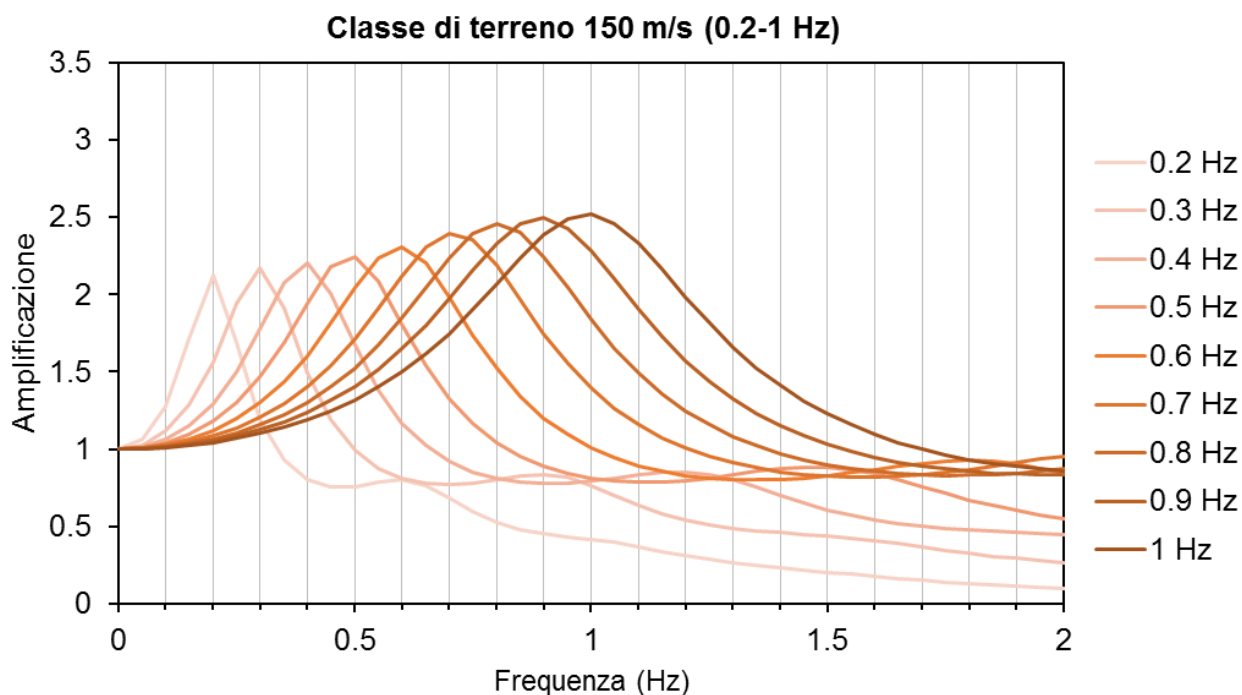


Figura 40: funzioni di trasferimento dei modelli di sottosuolo a  $V_S=150$  m/s con  $f_0$  compresa tra 0.2-1 Hz.

Confrontando le funzioni ottenute per le tre classi di terreno (Tabella 12), si osserva come nei medesimi range di frequenza i valori massimi delle funzioni di trasferimento aumentino dalla classe con  $V_S=450$  m/s procedendo verso la classe con  $V_S=150$  m/s, coerentemente con l'aumento del contrasto di impedenza  $Z$  (il bedrock è posto sempre con  $V_S=800$  m/s).

$f_0$ (Hz)	$T_0$ (s)	Valore max funzioni di trasferimento		
		Classe 450 m/s	Classe 250 m/s	Classe 150 m/s
0.2	5	1.47	1.96	2.12
0.3	3.33	1.50	2.01	2.17
0.4	2.5	1.51	2.11	2.20
0.5	2	1.51	2.13	2.24
0.6	1.67	1.52	2.14	2.31
0.7	1.43	1.52	2.16	2.39
0.8	1.25	1.53	2.12	2.45
0.9	1.11	1.54	2.14	2.49
1	1	1.53	2.17	2.52

Tabella 12: valori massimi delle funzioni di trasferimento per i modelli di sottosuolo utilizzati con  $f_0$  tra 0.2 e 1 Hz.

### 3.4.1.b Funzioni di trasferimento: Classe di frequenza: 2-10 Hz; Classe di terreno: 150-450 m/s

Per le funzioni ricavate nel range di alta frequenza, riportate in Figura 41, Figura 42 e Figura 43 valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza inerenti alla disposizione dei picchi massimi delle curve e all'aumento dei valori massimi delle funzioni procedendo verso le classi a Z maggiore (Tabella 13).

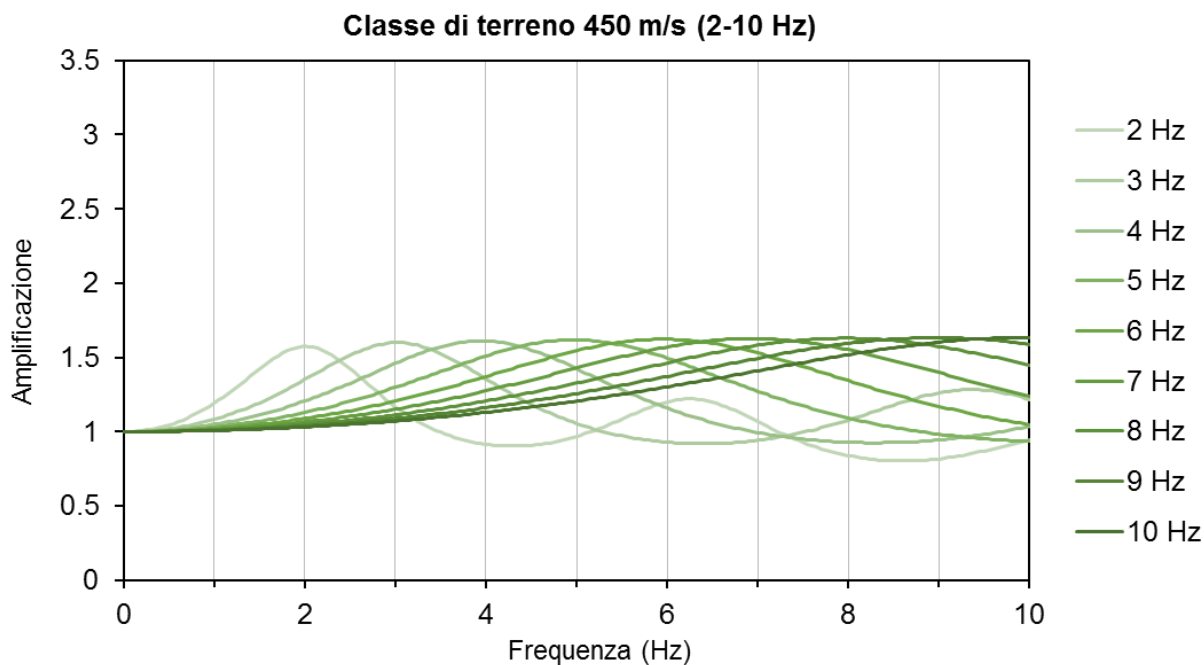


Figura 41: funzioni di trasferimento dei modelli di sottosuolo a  $V_S=450$  m/s con  $f_0$  compresa tra 2-10 Hz.

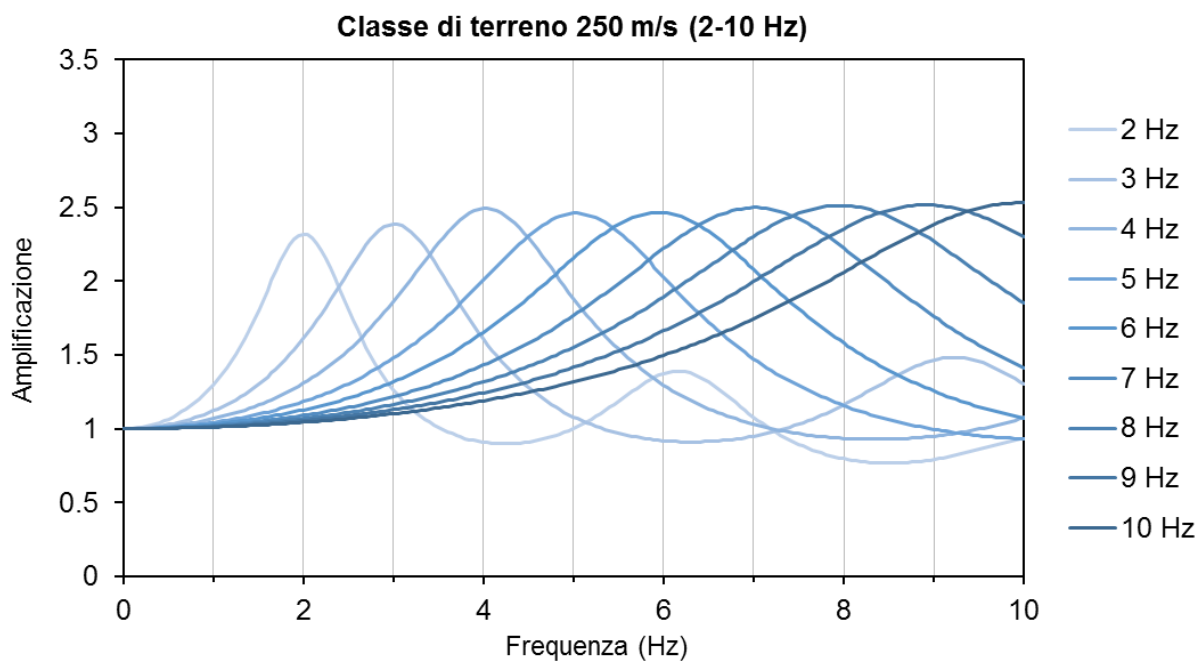


Figura 42: funzioni di trasferimento dei modelli di sottosuolo a  $V_S=250$  m/s con  $f_0$  compresa tra 2-10 Hz.

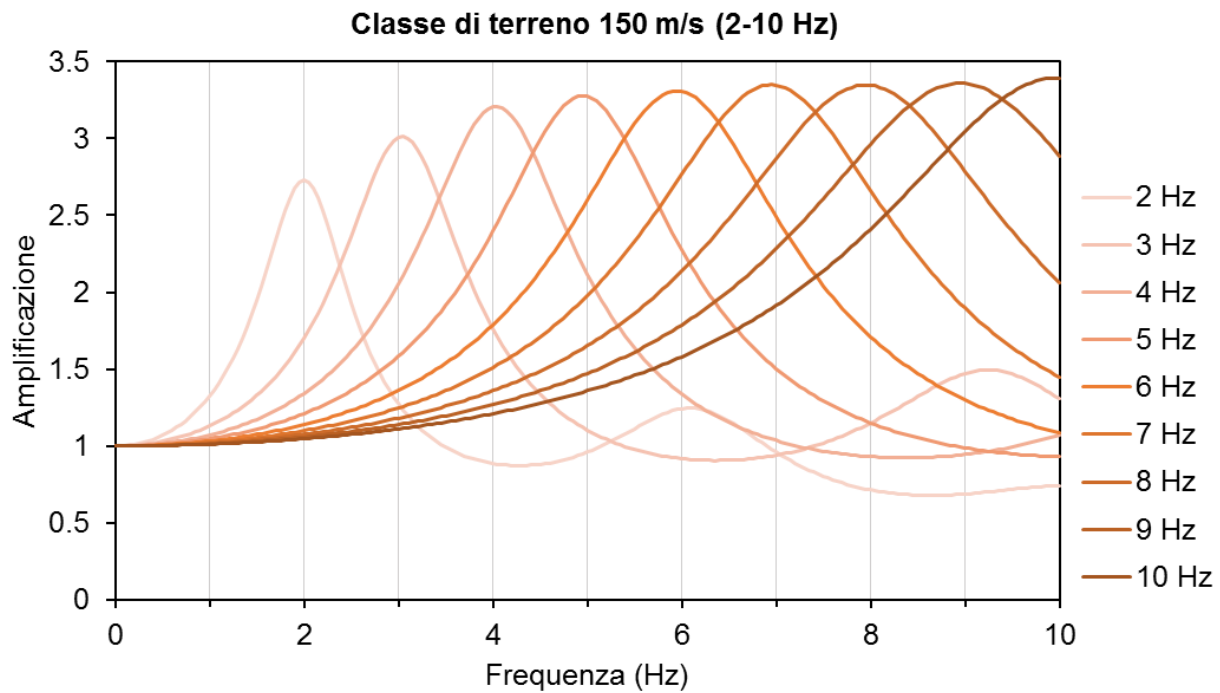


Figura 43: funzioni di trasferimento dei modelli di sottosuolo a  $V_s=150$  m/s con  $f_0$  compresa tra 2-10 Hz.

$f_0$ (Hz)	$T_0$ (s)	Valore massimo funzioni di trasferimento		
		Classe 450 m/s	Classe 250 m/s	Classe 150 m/s
2	0.5	1.57	2.32	2.73
3	0.33	1.60	2.38	3.01
4	0.25	1.61	2.50	3.20
5	0.2	1.62	2.46	3.27
6	0.16	1.62	2.46	3.31
7	0.14	1.63	2.50	3.35
8	0.12	1.63	2.51	3.35
9	0.11	1.63	2.51	3.36
10	0.1	1.63	2.53	3.39

Tabella 13: valori massimi delle funzioni di trasferimento per i modelli di sottosuolo utilizzati con  $f_0$  tra 2 e 10Hz.

In particolare, confrontando le curve ottenute per le due classi di frequenza si nota come i valori massimi delle funzioni tendano ad aumentare procedendo dalla classe 0.2-1 Hz alla classe 2-10 Hz (Tabella 14).

Classe terreno	0.2-1 Hz	2-10 Hz
450 m/s	1.51±0.02	1.62±0.02
250 m/s	2.11±0.06	2.46±0.09
150 m/s	2.3±0.1	3.2±0.1

Tabella 14: media dei valori masimi delle funzioni di trasferimento per classi di  $V_s$  e  $f_0$ .

### 3.4.2 Spettri di risposta

La modellazione ha prodotto, allo stesso modo, uno spettro di risposta per ogni terreno modellato per un totale di 54 spettri. Si mostrano di seguito gli spettri ottenuti, raggruppati per classi di terreno ( $V_S=150$  m/s,  $V_S=250$  m/s,  $V_S=450$  m/s) e di frequenza (0.2-1 Hz, 2-10 Hz). I singoli spettri sono consultabili in Appendice.

#### 3.4.2.a Spettri di risposta: Classe di frequenza: 0.2-1 Hz; Classe di terreno: 150-450 m/s

Si osserva come gli spettri, rappresentati in Figura 44, Figura 45 e Figura 46, presentino in linea generale un “rigonfiamento” rispetto allo spettro del segnale al bedrock intorno al proprio periodo di risonanza. I valori di pseudo-accelerazione subiscono un incremento o un decremento in dipendenza del fatto che ci si trovi ad un periodo prossimo o meno al periodo proprio del terreno, in accordo con l’effetto di filtro che il terreno esercita sull’input, effetto espresso dalla propria funzione di trasferimento. Inoltre, coerentemente con quanto osservato per le funzioni di trasferimento, si osserva come i valori spettrali per ciascun periodo tendano ad aumentare procedendo dalla classe di terreno a  $V_S=450$  m/s a quella con  $V_S=150$  m/s, che coincide con l’aumento del contrasto di impedenza  $Z$ .

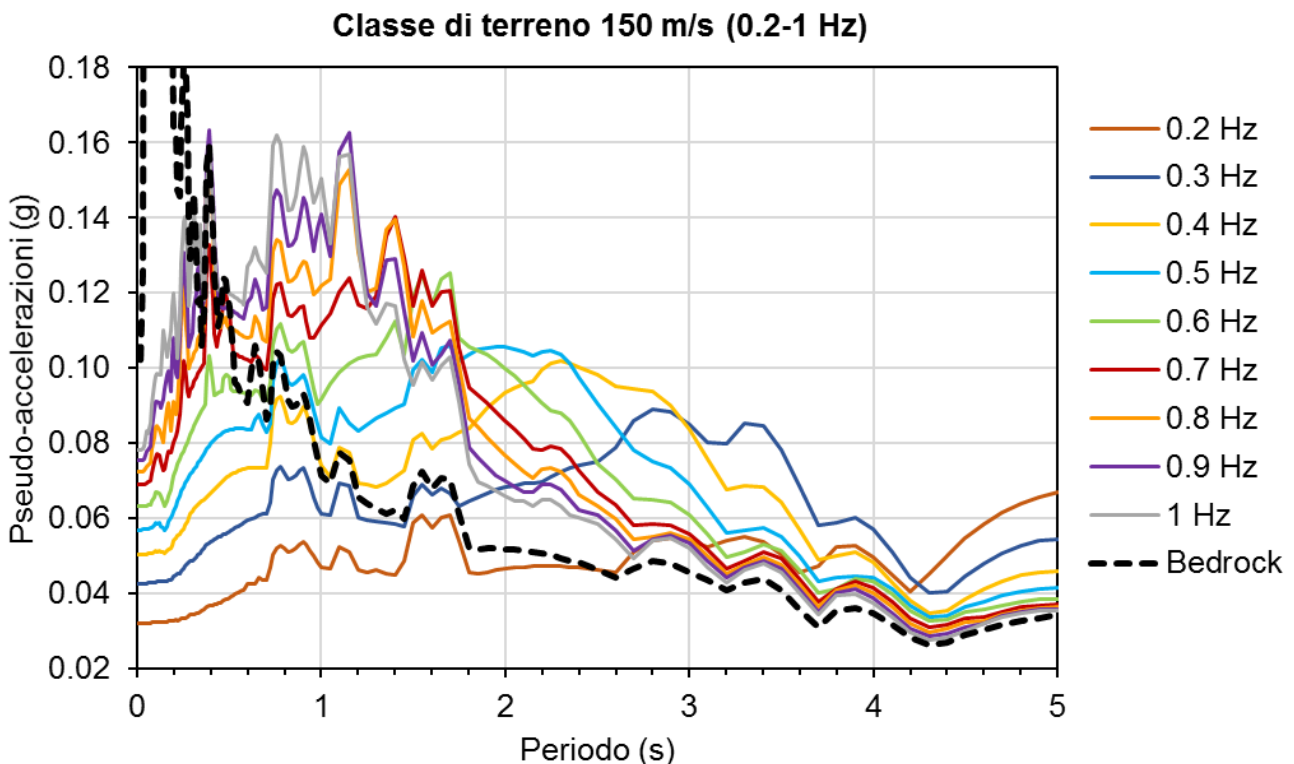


Figura 44: spettri di risposta dei modelli di sottosuolo a  $V_S=150$  m/s con  $f_0$  compresa tra 0.2-1 Hz.



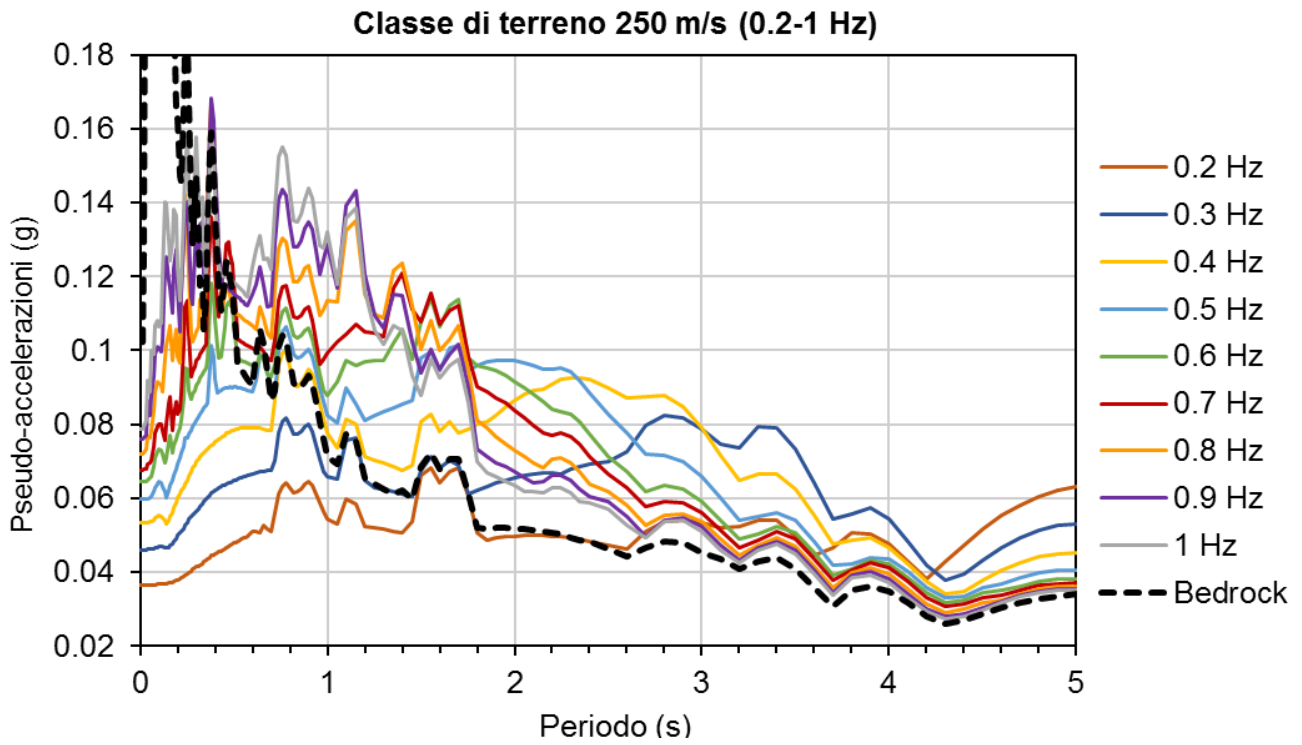


Figura 45: spettri di risposta dei modelli di sottosuolo a  $V_S=250$  m/s con  $f_0$  compresa tra 0.2-1 Hz.

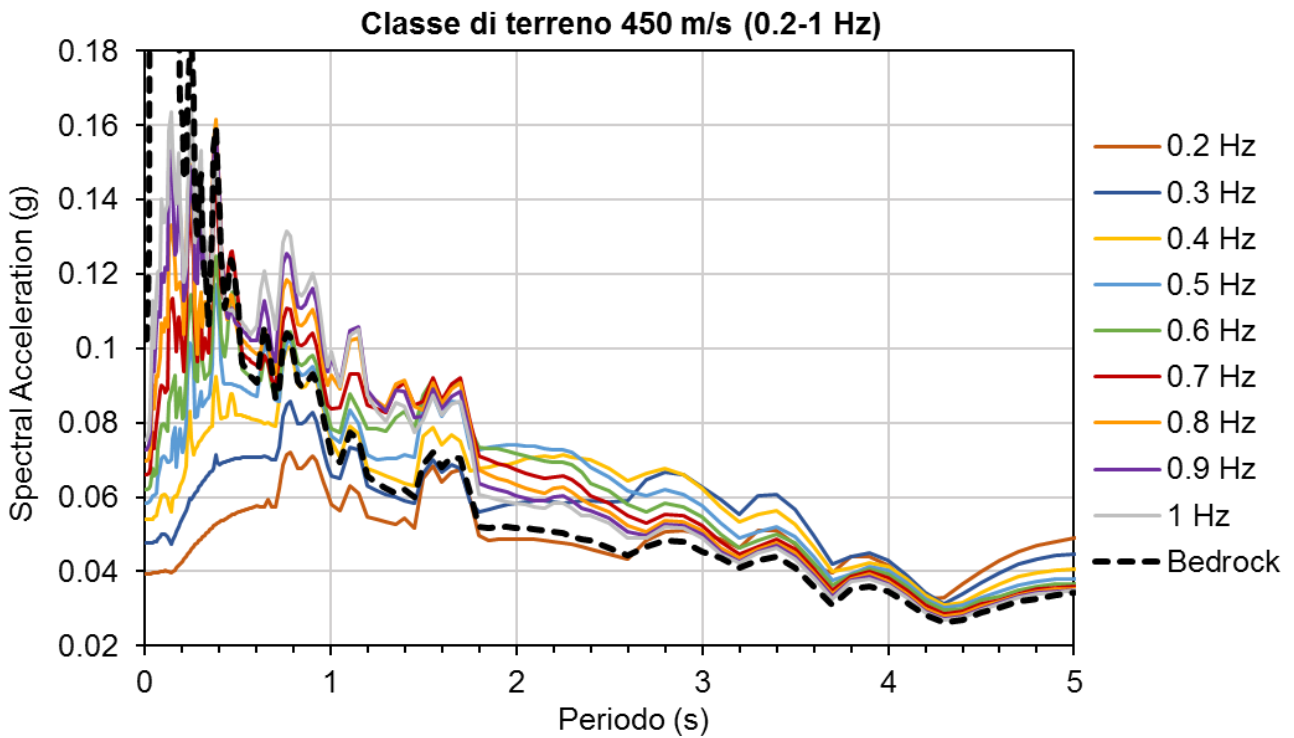


Figura 46: spettri di risposta dei modelli di sottosuolo a  $V_S=150$  m/s con  $f_0$  compresa tra 0.2-1 Hz.

### 3.4.2.b Spettri di risposta: Classe di frequenza: 2-10 Hz; Classe di terreno: 150-450 m/s

Per gli spettri ottenuti nel range 2-10 Hz, riportati in Figura 47, Figura 48 e Figura 49 valgono le stesse considerazioni fatte in precedenza per gli spettri ricavati nell'intervallo a basse frequenze.

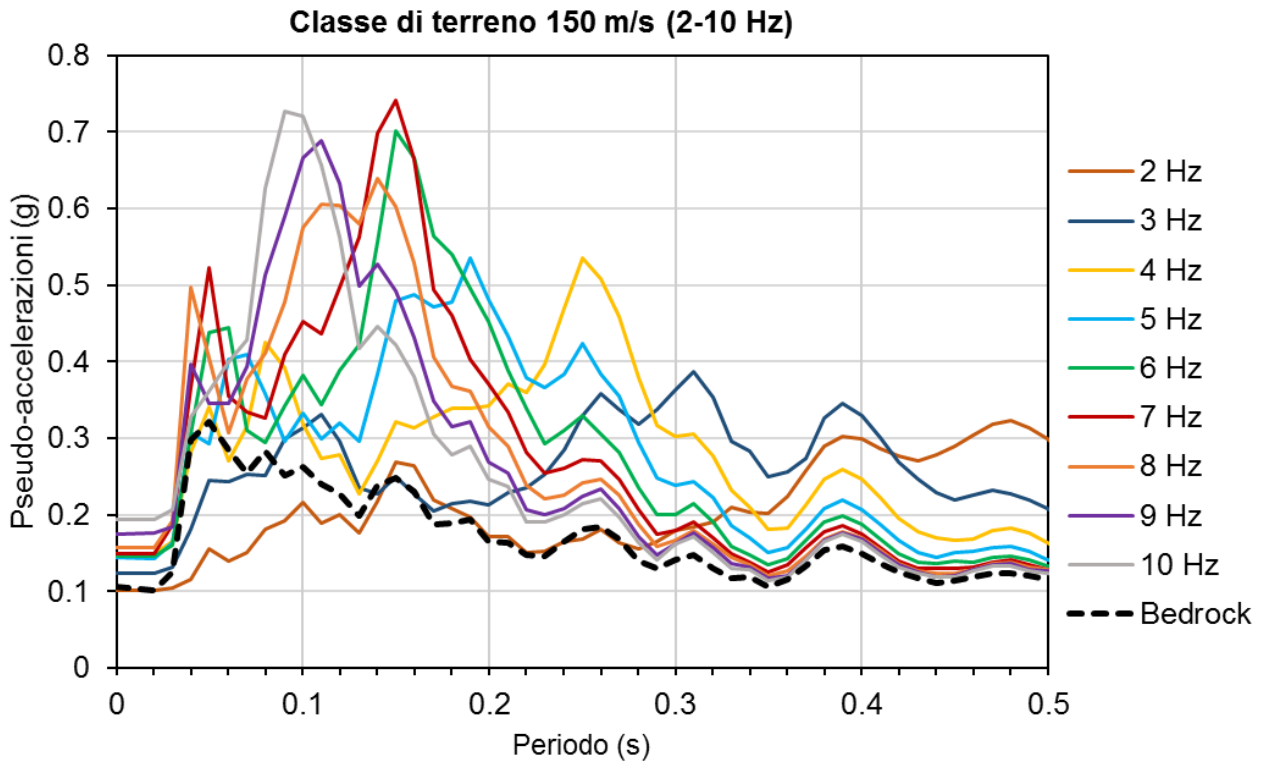


Figura 47: spettri di risposta dei modelli di sottosuolo a  $V_S=150$  m/s con  $f_0$  compresa tra 2-10 Hz.

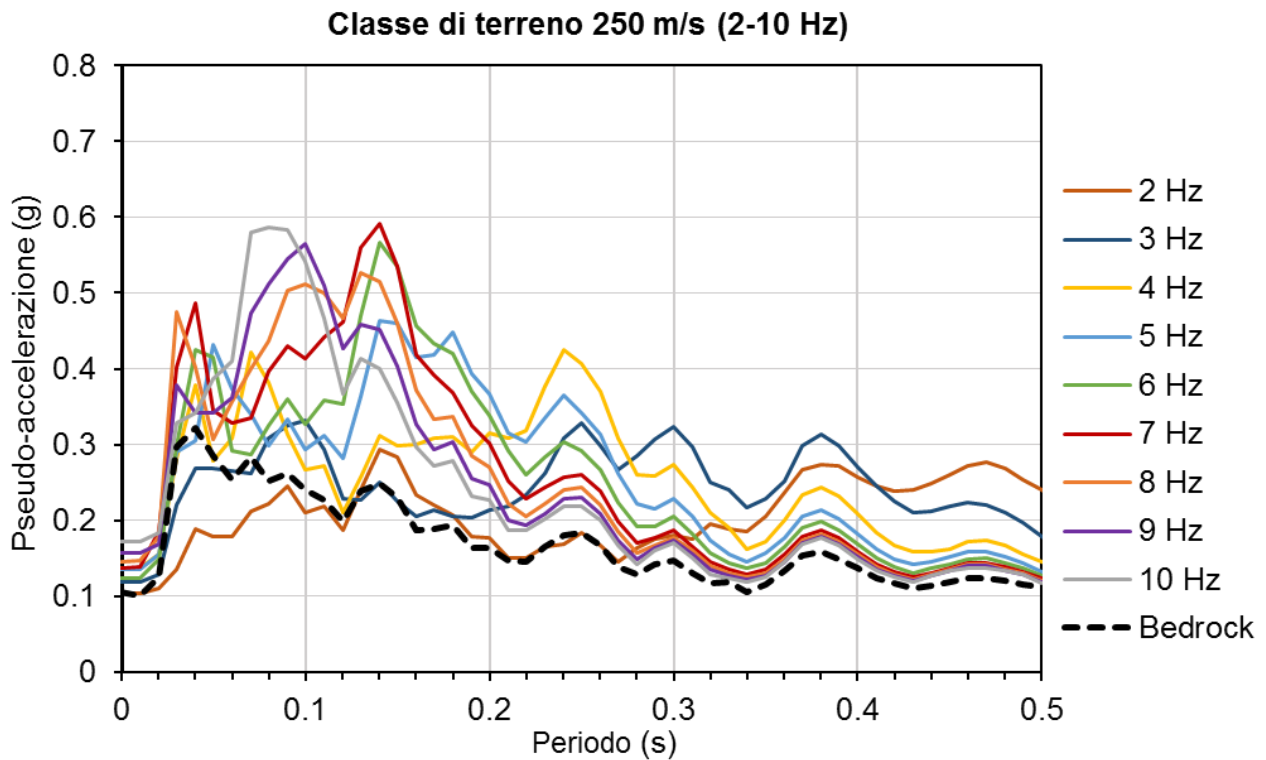


Figura 48: spettri di risposta dei modelli di sottosuolo a  $V_S=250$  m/s con  $f_0$  compresa tra 2-10 Hz.

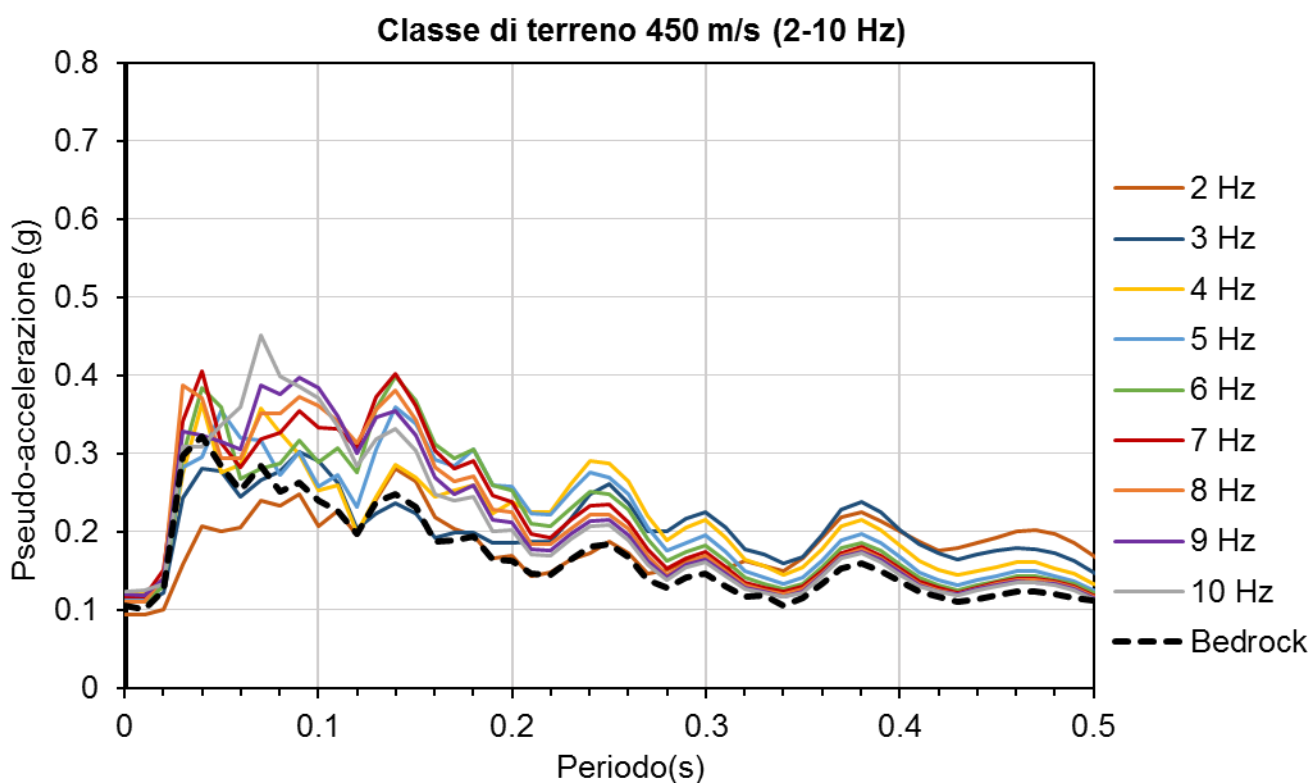


Figura 49: spettri di risposta dei modelli di sottosuolo a  $V_s=450$  m/s con  $f_0$  compresa tra 2-10 Hz.

Confrontando, per le medesime classi di terreno, i grafici degli spettri ottenuti a partire dalle due classi di frequenza prese in considerazione, si nota qualitativamente come i valori spettrali tendano in media ad aumentare procedendo dalla classe a bassa frequenza alla classe ad alta frequenza, parallelamente a ciò che si è osservato per le funzioni di trasferimento. L'evidenza di questo progressivo aumento relativo rispetto allo spettro al bedrock è espressa quantitativamente attraverso i rapporti spettrali calcolati successivamente in Tabella 19.

## CAPITOLO 4: FATTORI CORRETTIVI

### 4.1 Stima dei fattori correttivi a partire dai risultati della modellazione di RSL

Verificata la coerenza dei risultati ottenuti dalla modellazione si è proceduto alla stima dei fattori moltiplicativi che, come detto, dovrebbero essere applicati agli spettri di normativa allo scopo di quantificare il contributo della risonanza del terreno e consentire una valutazione più cautelativa nei casi di doppia risonanza. Al fine di definire tali fattori correttivi, si è scelto di calcolare i rapporti tra gli spettri di risposta di superficie (spettro di risposta dell'input modificato dal terreno) ottenuti dalle modellazioni e lo spettro di risposta al bedrock (spettro di risposta dell'input non modificato dal terreno). In particolare, di questi rapporti sono stati presi in considerazione esclusivamente quelli in corrispondenza del periodo di risonanza di ciascun modello. Si riporta in Figura 50 un esempio, per la sola classe di terreno a  $V_S=150$  m/s e  $f_0=0.2-1$  Hz, dei valori spettrali presi in considerazione per lo spettro al bedrock e per ciascuno degli spettri di superficie modellati. Dato che lo spettro di risposta al bedrock è uguale per ogni caso modellato, i rapporti spettrali restituiscono dei valori che normalizzano l'effetto dell'input utilizzato (il rumore di fondo non è un segnale puramente "bianco") e che risentono esclusivamente dell'effetto di amplificazione del modello di sottosuolo.

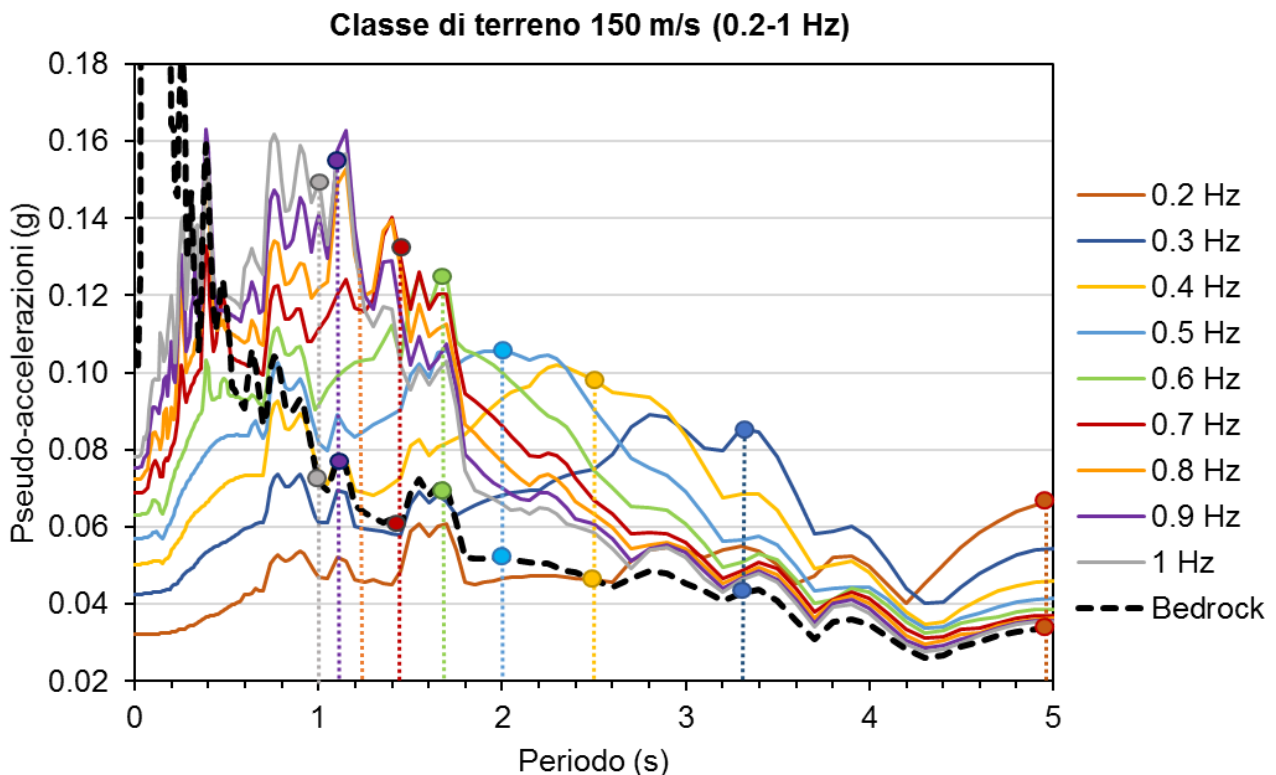


Figura 50: i cerchi evidenziano i valori degli spettri di risposta alla frequenza propria del modello con coperture a  $V_S=150$  m/s e  $f_0=0.2-1$  Hz.

I rapporti sono riassunti nella Tabella 15 e nella Tabella 16, raccolti per le diverse classi di  $V_S$  e  $f_0$ . In accordo con quanto osservato in precedenza sugli spettri di risposta, i rapporti spettrali aumentano dalla classe a minor contrasto di impedenza  $Z$  ( $V_S=450$  m/s) a quella a maggiore  $Z$  ( $V_S=150$  m/s). In particolare, l'andamento dei fattori calcolati evidenzia per ciascuna classe di terreno una duplice distribuzione (Figura 51, Figura 52, Figura 53) individuata in corrispondenza dei range di frequenza considerati: 0.2-1 Hz e 2-10 Hz. Dunque, in funzione dei valori medi dei fattori di amplificazione, sono state individuate sei classi, coincidenti con le classi di terreno e di frequenza considerate nell'elaborato.

$f_0$ (Hz)	$T_0$ (s)	Fattore di amplificazione		
		Classe 450 m/s	Classe 250 m/s	Classe 150 m/s
0.2	5	1.43	1.84	1.95
0.3	3.33	1.41	1.85	1.99
0.4	2.5	1.46	1.94	2.11
0.5	2	1.43	1.88	2.04
0.6	1.67	1.37	1.81	1.93
0.7	1.43	1.46	1.94	2.26
0.8	1.25	1.35	1.72	1.88
0.9	1.11	1.35	1.80	2.03
1	1	1.39	1.85	2.10

Tabella 15: fattori di amplificazione (rapporto tra spettro di risposta di superficie spettro al bedrock) riferiti ai periodi di risonanza di ciascun modello (classe di frequenza 2-10 Hz).

$f_0$ (Hz)	$T_0$ (s)	Fattore di amplificazione		
		Classe 450 m/s	Classe 250 m/s	Classe 150 m/s
2	0.5	1.60	2.19	2.78
3	0.33	1.51	2.12	2.71
4	0.25	1.60	2.35	2.96
5	0.2	1.58	2.40	2.93
6	0.16	1.67	2.44	3.02
7	0.14	1.56	2.35	2.92
8	0.12	1.50	2.20	2.67
9	0.11	1.60	2.36	2.87
10	0.1	1.47	2.22	2.75

Tabella 16: fattori di amplificazione (rapporto tra spettro di risposta di superficie spettro al bedrock) riferiti ai periodi di risonanza di ciascun modello (classe di frequenza 2-10 Hz).

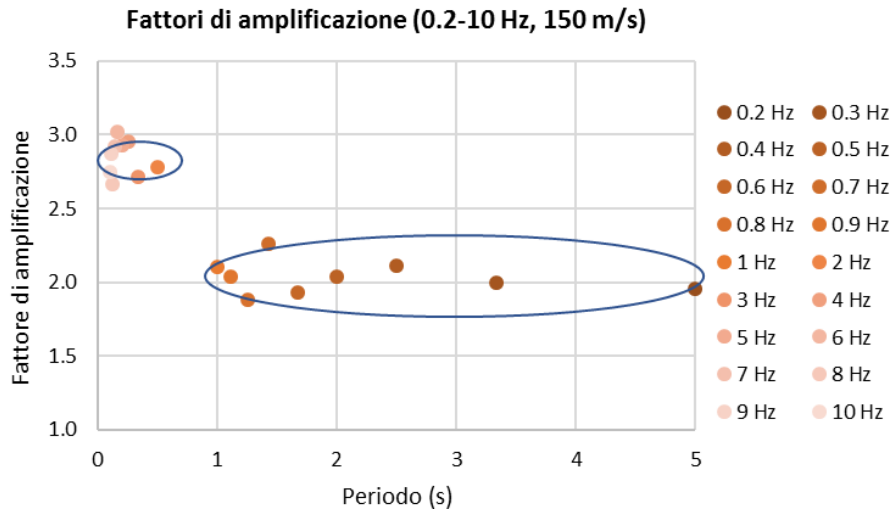


Figura 51: duplice distribuzione dei fattori di amplificazione per i range 0.2-1 Hz e 2-10 Hz ottenuta per i modelli con  $V_S=150$  m/s.

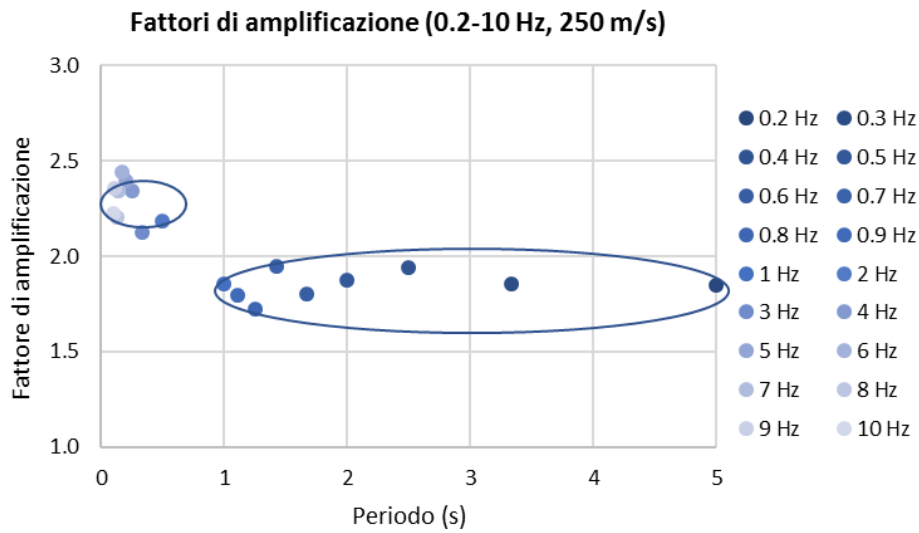


Figura 52: duplice distribuzione dei fattori di amplificazione per i range 0.2-1 Hz e 2-10 Hz ottenuta per i modelli con  $V_S=250$  m/s.

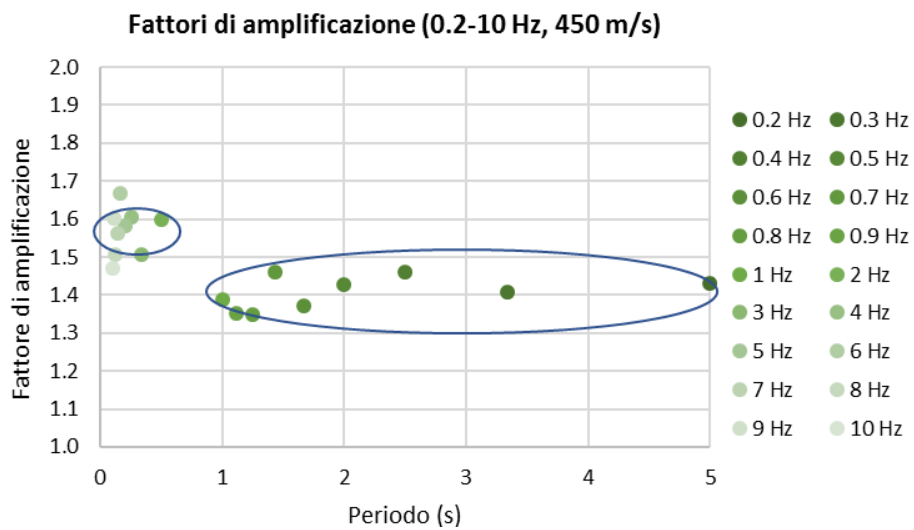


Figura 53: duplice distribuzione dei fattori di amplificazione per i range 0.2-1 Hz e 2-10 Hz ottenuta per i modelli con  $V_S=450$  m/s.

Per ciascuna delle classi individuate si è calcolata la media dei valori dei fattori di amplificazione e la relativa deviazione standard. I risultati sono riportati nella Tabella 17.

$f_0$ (Hz)	Classe 450 m/s		Classe 250 m/s		Classe 150 m/s	
	Media	Dev. standard	Media	Dev. standard	Media	Dev. standard
0.2-1	1.40	0.04	1.85	0.07	2.0	0.1
2-10	1.57	0.06	2.29	0.09	2.8	0.1

Tabella 17: media dei valori dei fattori di amplificazione e relativa deviazione standard per le classi di terreno e frequenza studiate.

Sulla base di quanto detto sinora, traducendo le classi di terreno utilizzate nelle corrispondenti categorie di sottosuolo di normativa, si sono ricavati in definitiva i fattori correttivi  $F_c$  (Tabella 18) da applicare agli spettri previsti dall'approccio semplificato, fattori dipendenti dalla categoria di sottosuolo e dalla frequenza di risonanza del terreno  $f_0$ . Per quanto riguarda la categoria E ( $V_{s30}=100-360$  m/s,  $H<30$  m), la modellazione ha mostrato come modelli di sottosuolo riconducibili a tale categoria producano frequenze di risonanza sempre maggiori di 1 Hz (Tabella 10 e Tabella 11). In particolare, il fattore a cui riferirsi per terreni con  $f_0 > 1$  sarà il corrispondente di categoria C o D in base alla  $\bar{V}_s$  dello stesso.

$f_0$ (Hz)	Categoria B	Categoria C	Categoria D	Categoria E
0.2-1	1.4	1.8	2	
2-10	1.6	2.3	2.8	2.3 - 2.8

Tabella 18: fattori correttivi  $F_c$  stimati per categoria di sottosuolo e frequenza.

L'utilizzo di tali fattori determina l'incremento del valore di accelerazione spettrale esclusivamente in corrispondenza del periodo a cui risuona il terreno (Figura 54), ma non garantisce l'innalzamento dello spettro nell'intorno e di conseguenza non consente l'individuazione di una fascia di tutela in prossimità del periodo di risonanza così come desiderato.

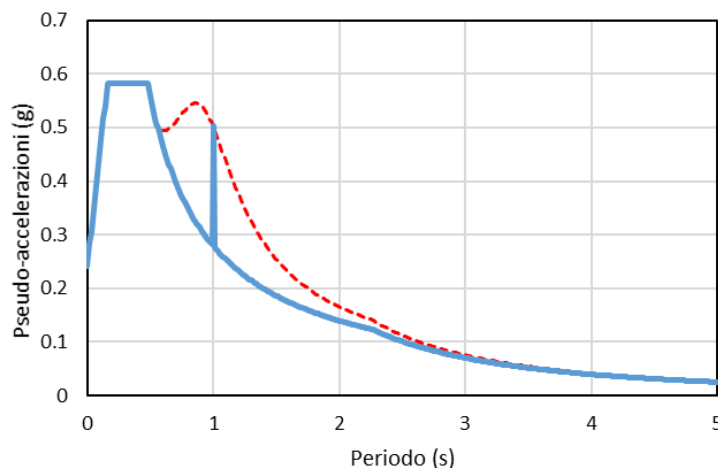


Figura 54: spettro di normativa generico (blu) corretto per il periodo di risonanza di 1 s mediante fattore correttivo  $F_c$  (rosso).

È dunque necessario correggere lo spettro utilizzando più fattori moltiplicativi parziali applicati ai periodi adiacenti a quello di risonanza, che siano proporzionali all'effetto prodotto dal terreno. Per tale scopo si possono utilizzare le funzioni di trasferimento che per definizione descrivono le amplificazioni del terreno in funzione della frequenza (e quindi del periodo). In particolare, considerando le funzioni di trasferimento esclusivamente intorno alla frequenza fondamentale e scalandole ai fattori moltiplicativi opportuni, si ottengono delle curve che avranno come valore massimo il fattore correttivo  $F_C$  in corrispondenza del periodo di risonanza e dei valori compresi tra 1 e  $F_C$  per gli altri periodi, proporzionali ai valori della funzione di trasferimento. Si prenda come esempio un terreno con  $V_S=250$  m/s e  $f_0=1$  Hz. La funzione di trasferimento in funzione del periodo è riportata in Figura 55, in particolare non si prende in considerazione la parte di curva riferita a modi diversi da quello fondamentale.

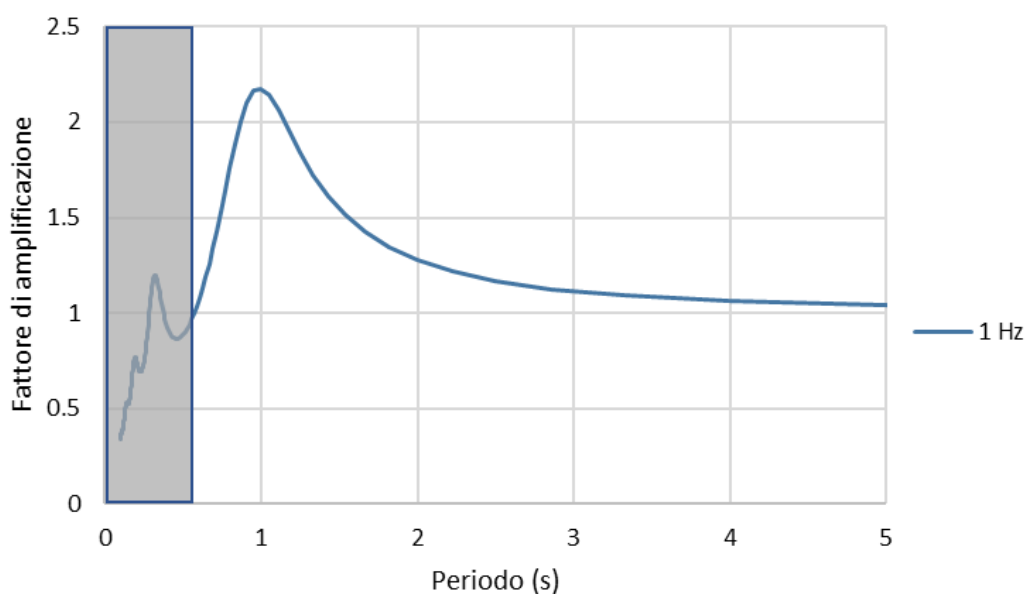


Figura 55: funzione di trasferimento per un sottosuolo con  $V_S=250$  m/s e  $f_0=1$  Hz in funzione del periodo.

Per tale modello di sottosuolo il fattore correttivo  $F_C$  è pari a 1.8 (Tabella 18), valore per il quale scaliamo la funzione di trasferimento. La curva ottenuta (Figura 56) ha valore massimo di 1.8 pari a  $F_C$  in corrispondenza del periodo di risonanza, valori compresi tra 1 e  $F_C$  per i periodi influenzati dall'effetto del terreno e valore pari a 1 per periodi non interessati dal periodo di risonanza del terreno. Moltiplicando questa curva per lo spettro semplificato si ottiene uno spettro con valori incrementati non solo in corrispondenza del periodo di risonanza del terreno (per cui si ha comunque la massima amplificazione pari a  $F_C$ ) ma anche nei periodi adiacenti per i quali si risente ancora dell'effetto del terreno (Figura 57). In questo modo è possibile ottenere degli spettri in grado di tenere in considerazione l'effetto di risonanza di un terreno e di individuare delle fasce di cautela intorno allo stesso.



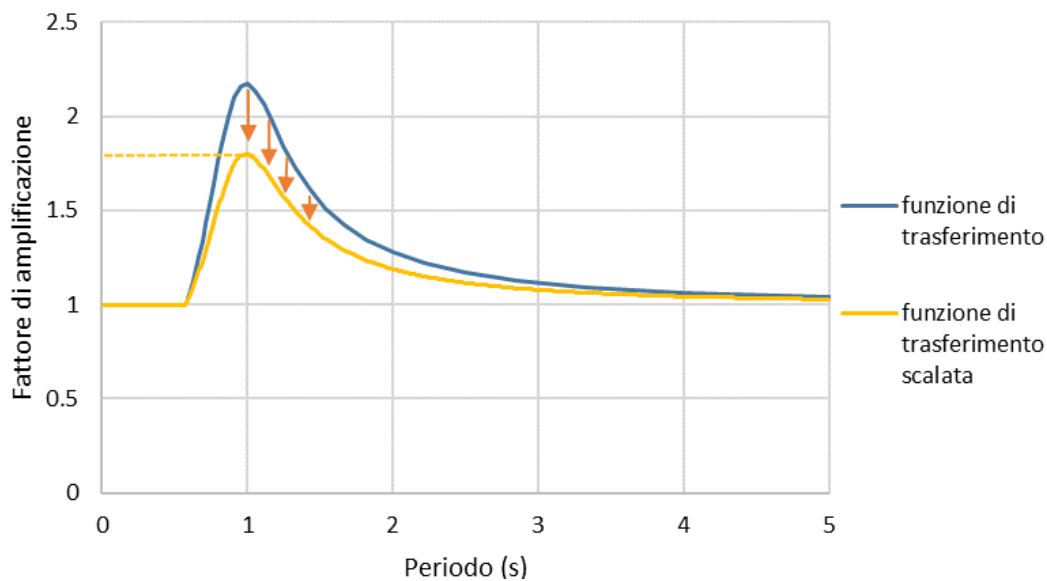


Figura 56: funzione di trasferimento di Figura 55 scalata al valore del fattore correttivo  $F_c$ .

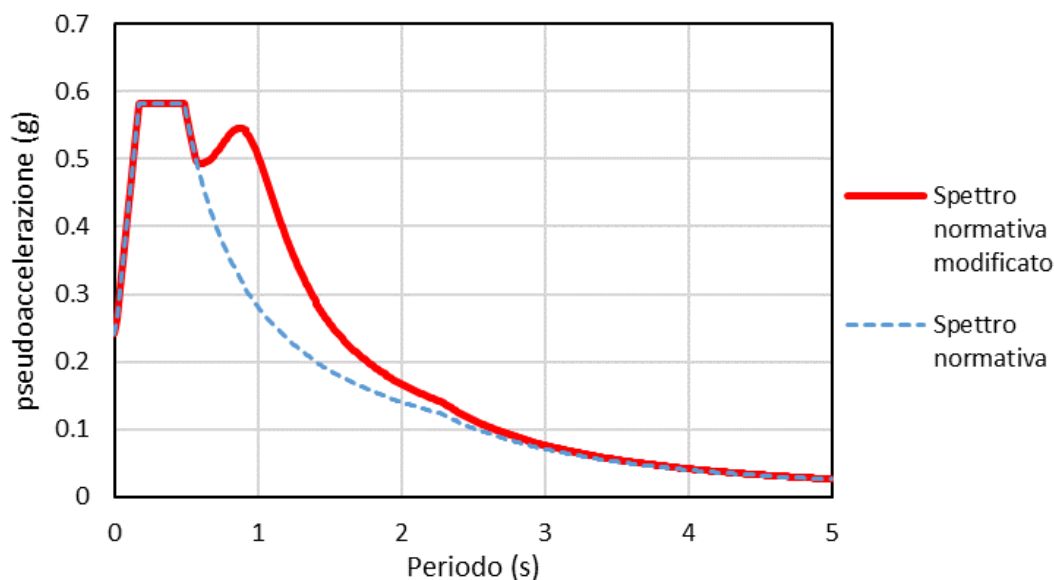


Figura 57: confronto tra spettro di normativa e spettro modificato con metodo integrativo.

## 4.2 Quando usare i fattori correttivi

Come visto, la normativa contempla dei fattori di amplificazione attraverso l'uso dei coefficienti stratigrafici  $S_s$ , mediante i quali lo spettro di riferimento viene scalato in alto per tutti i periodi. La validità di questi coefficienti è limitata a casi in cui le caratteristiche del mezzo migliorano gradualmente con la profondità, ovvero in assenza di contrasti di impedenza e quindi di fenomeni di risonanza. Nel caso in cui esistano riscontri sperimentali che dimostrano l'assenza di contrasti di impedenza (curva H/V piatta), non è necessario ricorrere all'uso di fattori supplementari. Nel caso in cui la curva H/V mostri dei picchi stratigrafici, dunque riconducibili a contrasti di impedenza del sottosuolo, è necessario cautelarsi dagli effetti di doppia risonanza, per esempio avvalendosi dei fattori correttivi stimati nel corso dell'elaborato.

In Figura 58 e Figura 59 è rappresentato a titolo esemplificativo l'effetto dei fattori correttivi applicati allo spettro semplificato previsto per il sito di Bologna con suolo di categoria C. L'utilizzo dei fattori (in combinazione con le funzioni di trasferimento) produce all'interno dello spettro una zona "rigonfiata" intorno al periodo di risonanza, che ai fini pratici consente di avere in restituzione dei valori di accelerazione massima attesa sul suolo incrementati in prossimità del periodo proprio del terreno.

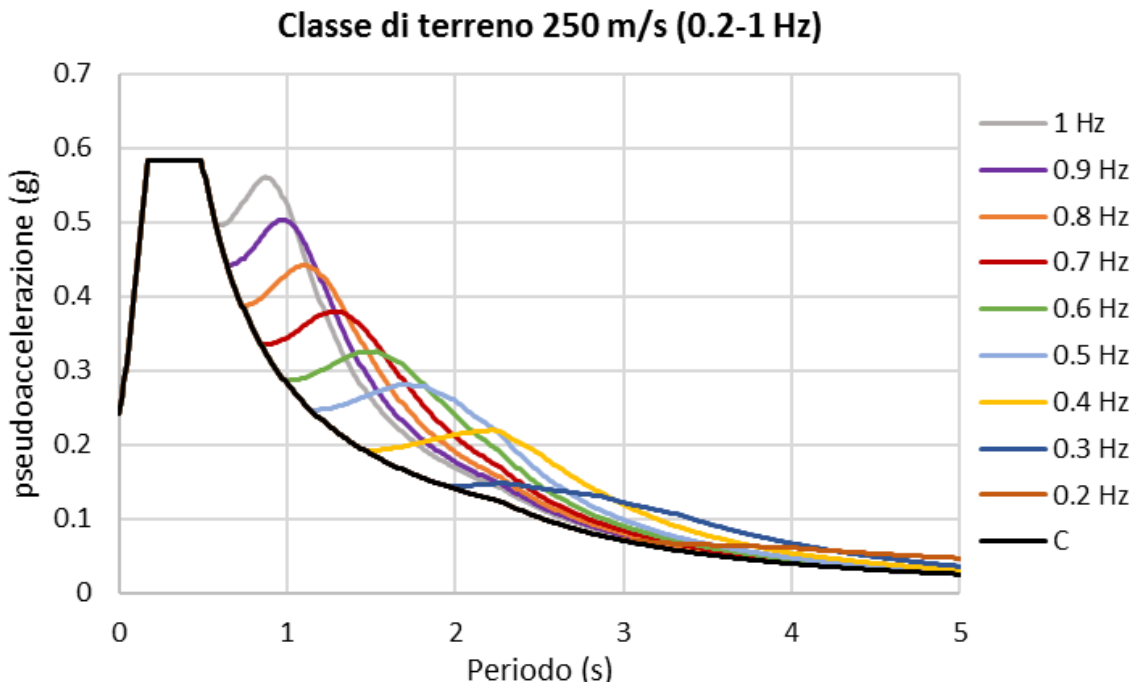


Figura 58: spettri di normativa riferiti ad un suolo C di Bologna modificati col metodo proposto per le frequenze 0.2-1 Hz.

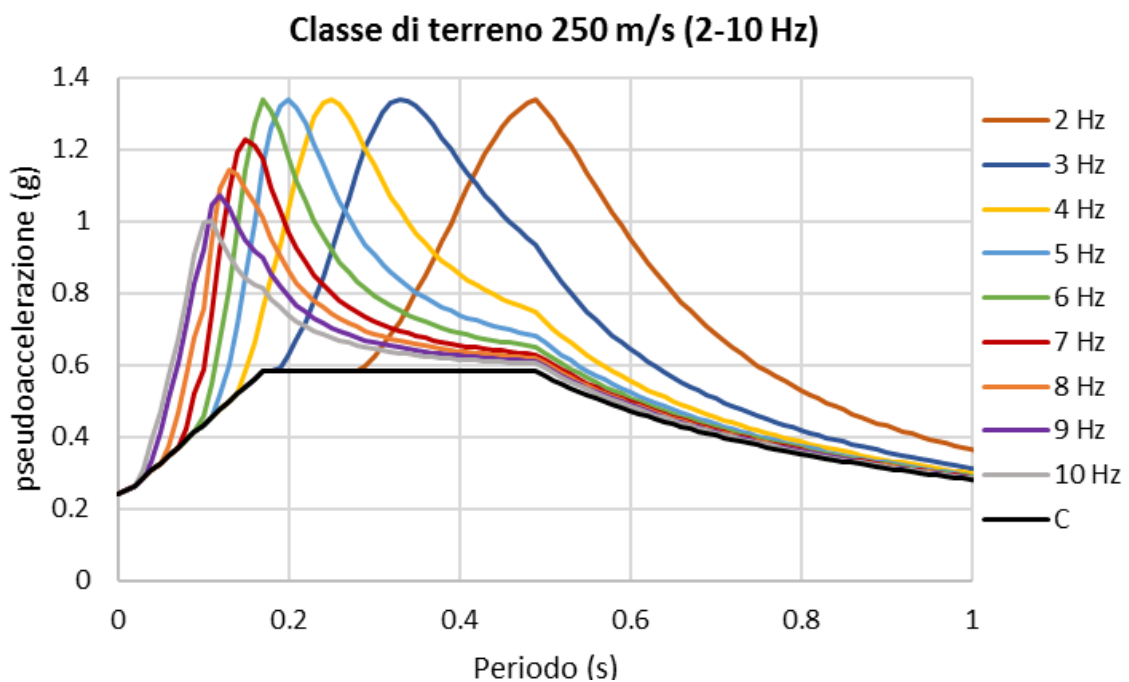


Figura 59: spettri di normativa riferiti ad un suolo C di Bologna modificati col metodo proposto per le frequenze 2-10 Hz.

## 4.3 Esempi di applicazione del metodo proposto

Di seguito si mostrano alcuni esempi di applicazione del metodo riferiti a casi diversi, al fine di confrontare i valori di accelerazione ottenuti a partire dalla normativa e dal metodo proposto.

### 4.3.1 Caso 1: Bologna, classe C

Si considerino le seguenti condizioni progettuali e sito-specifiche.

- Sito di riferimento: Bologna
- Vita di riferimento ( $V_r$ )= 50 anni;
- Stato limite: Salvaguardia della vita (SLV), 10% probabilità di eccedenza;
- Periodo di ritorno di riferimento ( $T_r$ ) = 475 anni
- $V_{seq} = 270$  m/s
- Categoria sismica di sottosuolo: C
- Frequenza di risonanza terreno ( $f_0$ ) = 1 Hz

Dato il sito di riferimento, le condizioni progettuali e le caratteristiche meccaniche ( $V_{seq}$ ) e dinamiche ( $f_0$ ) del terreno, la normativa prevede i valori mostrati in Tabella 19 e in Tabella 20 per i parametri riferiti allo spettro di partenza e agli effetti di amplificazione del suolo (si considera una condizione topografica piatta). Lo spettro di normativa ottenuto nei modi descritti nel paragrafo 1.2.3 è proposto in Figura 60.

$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)
0.166	2.404	0.310

Tabella 19: parametri per lo spettro di riferimento di Bologna.

$S_t$	$S_s$	$S$	$C_c$
1	1.461	1.461	1.545

Tabella 20: parametri di amplificazione stratigrafica e topografica.

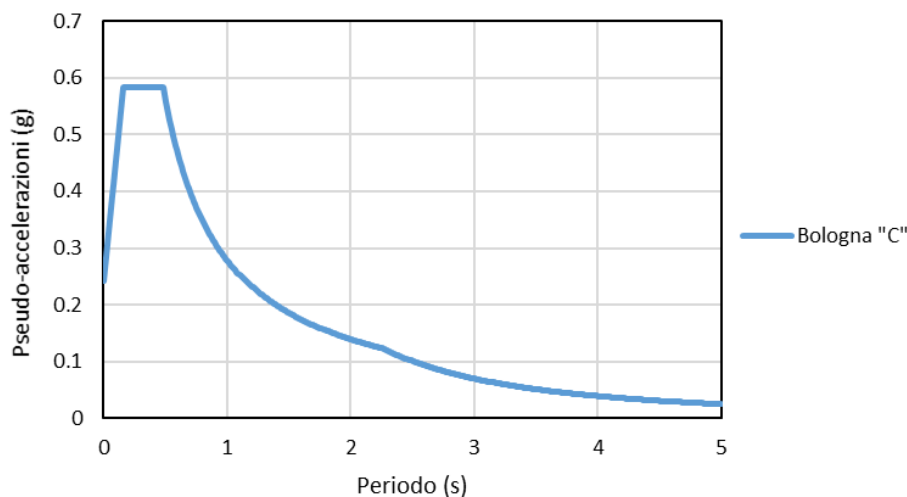


Figura 60: spettro di normativa per un suolo C sito a Bologna ( $T_r=475$  anni).

Il metodo sviluppato nel corso dell'elaborato prevede per il presente caso (Categoria C,  $0.1 < f_0 < 1$  Hz) l'utilizzo di un fattore correttivo (combinato con l'opportuna funzione di trasferimento nei modi descritti nel paragrafo 3.6) pari a 1.8 (Tabella 18), da applicare al valore di pseudo-accelerazione corrispondente al periodo di risonanza del terreno (1 s) previsto dalla normativa. Gli spettri di normativa corretti col metodo proposto sono visualizzabili in Figura 61. Si procede di seguito al confronto dei valori di accelerazione previsti dalla normativa e dal metodo correttivo per diverse strutture:

Considerando una struttura con periodo di oscillazione uguale al periodo di risonanza del terreno (1 s=1 Hz), si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1) = 0.28$  g
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1) = 0.50$  g

L'utilizzo del metodo correttivo, per il caso specifico, produce un aumento dell'80 % dell'accelerazione massima attesa su di una struttura che oscilla ad 1 s (Figura 61).

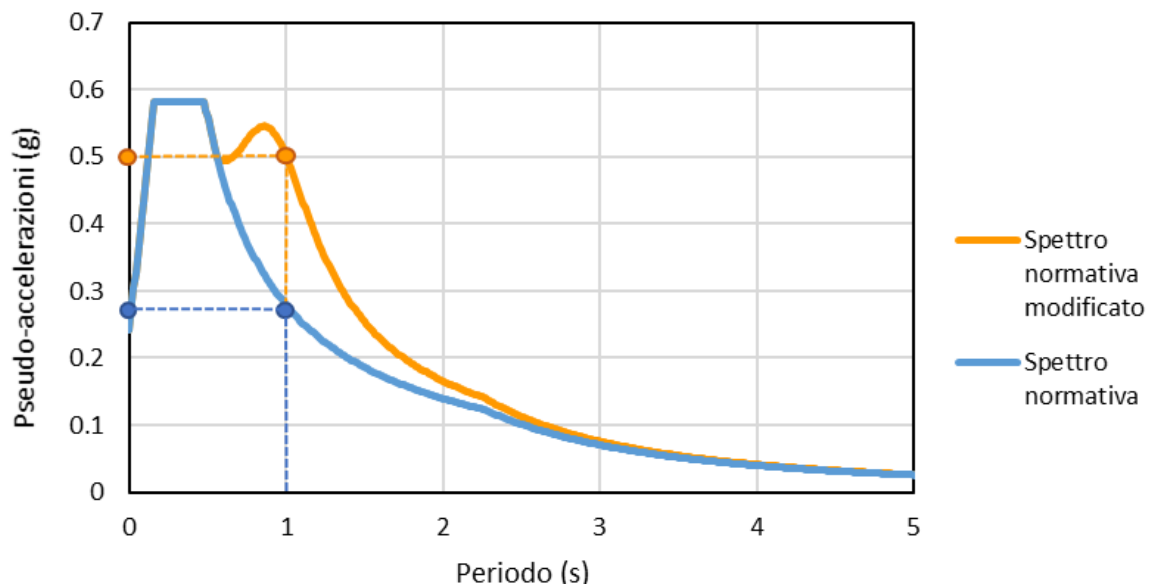


Figura 61: confronto spettro di normativa (Bologna, C) e spettro modificato dal metodo proposto per il caso di una struttura con periodo di risonanza pari ad 1 secondo.

Considerando una struttura con periodo di oscillazione pari a 1.5 s ( $\approx 0.7$  Hz), si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1.5) = 0.19$  g
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1.5) = 0.27$  g

L'utilizzo del metodo correttivo, per il caso specifico, produce un aumento pari a circa il 43 % dell'accelerazione massima attesa su di una struttura che oscilla ad 1.5 s (Figura 62).

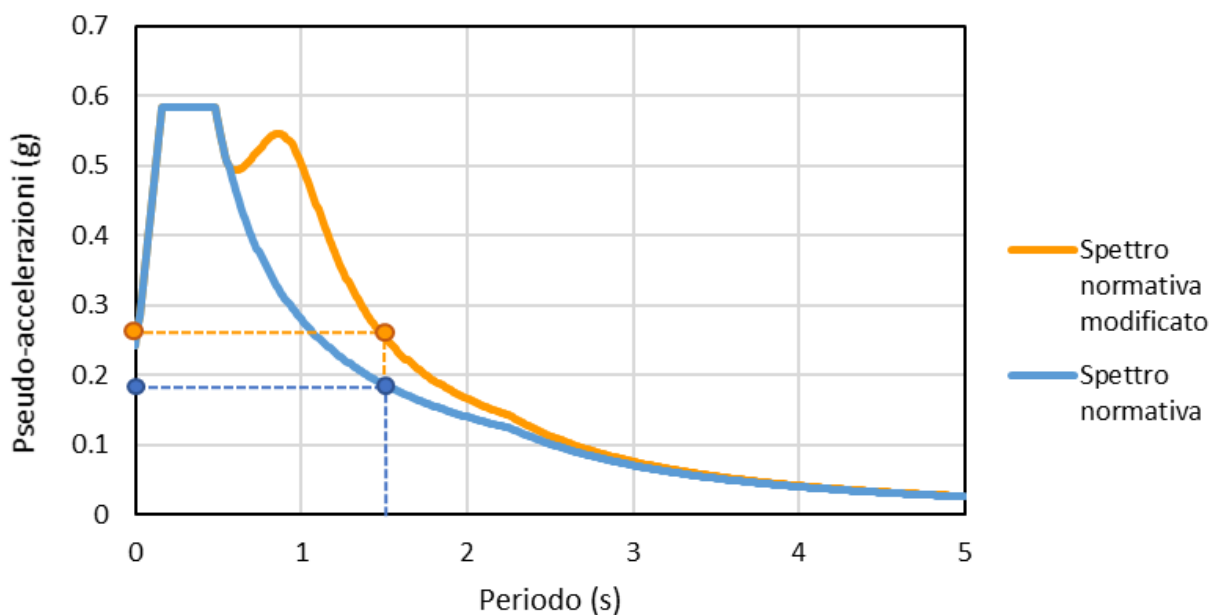


Figura 62: confronto spettro di normativa (Bologna, C) e spettro modificato dal metodo proposto per il caso di una struttura con periodo di risonanza pari ad 1.5 secondi.

Considerando una struttura con periodo di oscillazione pari a  $2\text{ s} = 0.5\text{ Hz}$ , si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1.5) = 0.14\text{ g}$
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1.5) = 0.17\text{ g}$

L'utilizzo del metodo correttivo, per il caso specifico, produce un aumento pari a circa il 20 % dell'accelerazione massima attesa su di una struttura che oscilla a 2 s (Figura 63).

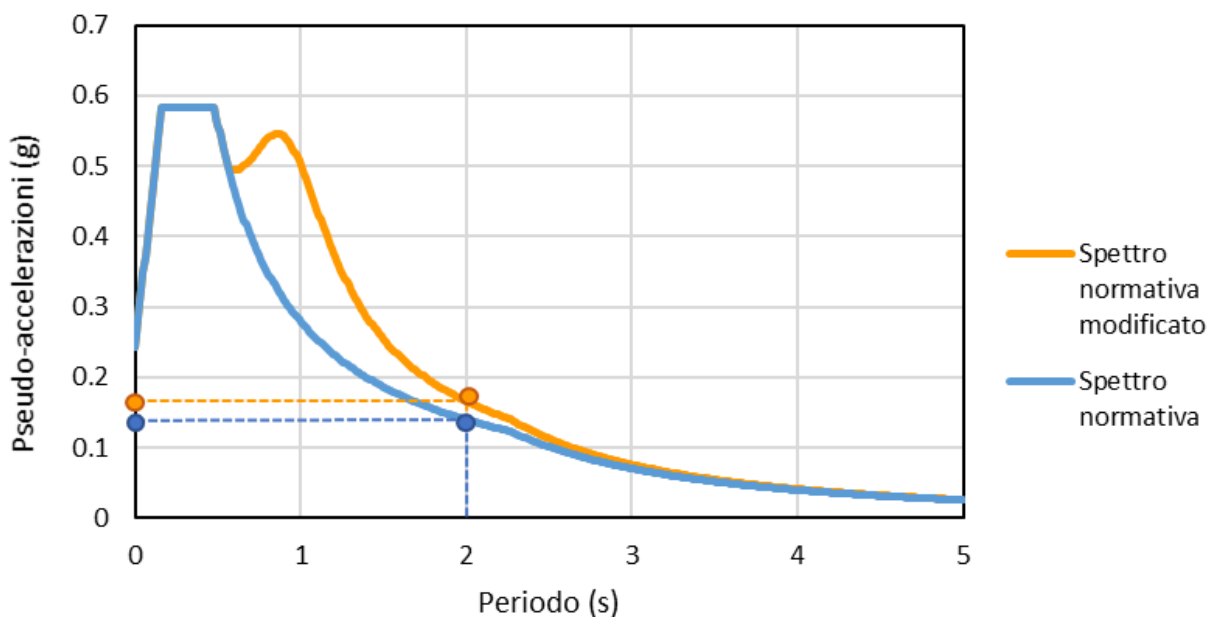


Figura 63: confronto spettro di normativa (Bologna, C) e spettro modificato dal metodo proposto per il caso di una struttura con periodo di risonanza pari a 2 secondi.

### 4.3.2 Caso 2: L'Aquila, classe B

Si considerino le seguenti condizioni progettuali e sito-specifiche.

- Sito di riferimento: L'Aquila
- Vita di riferimento ( $V_r$ )= 50 anni;
- Stato limite: Salvaguardia della vita (SLV), 10% probabilità di eccedenza;
- Periodo di ritorno di riferimento ( $T_r$ ) = 475 anni
- $V_{seq} = 420$  m/s
- Categoria sismica di sottosuolo: B
- Frequenza di risonanza terreno ( $f_0$ ) = 0.6 Hz

Dato il sito di riferimento, le condizioni progettuali e le caratteristiche meccaniche ( $V_{seq}$ ) e dinamiche ( $f_0$ ) del terreno, la normativa prevede i valori mostrati in Tabella 21 e in Tabella 22 per i parametri riferiti allo spettro di partenza e agli effetti di amplificazione del suolo (si considera una condizione topografica piatta).

$\alpha_g$ (g)	$F_0$	$T_c^*$ (s)
0.261	2.364	0.347

Tabella 21: parametri per lo spettro di riferimento de L'Aquila.

$S_t$	$S_s$	$S$	$C_c$
1	1.153	1.153	1.36

Tabella 22: parametri per l'amplificazione stratigrafica e topografica.

Lo spettro di normativa ottenuto nei modi descritti nel paragrafo 1.2.3 è proposto in Figura 64.

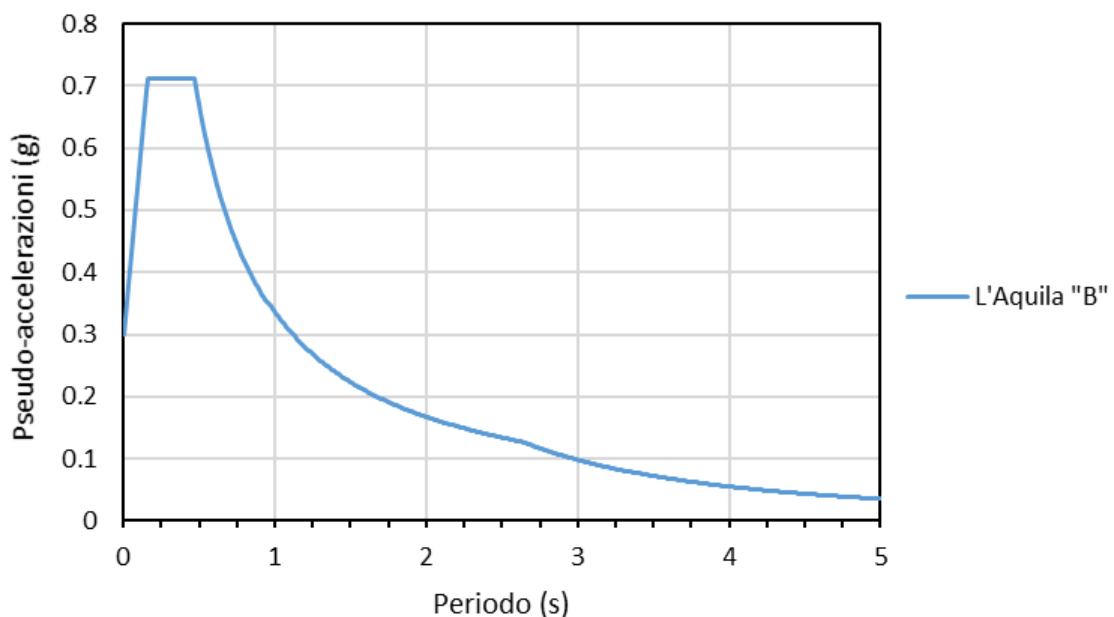


Figura 64: spettro di normativa per un suolo B sito a L'Aquila ( $T_r=475$  anni).

Il metodo sviluppato nel corso dell'elaborato prevede per il presente caso (Categoria B,  $0.1 < f_0 < 1$  Hz), l'utilizzo di un fattore correttivo (combinato con l'opportuna funzione di trasferimento nei modi descritti nel paragrafo 3.6) pari a 1.4 (Tabella 18), da applicare al valore di pseudo-accelerazione corrispondente al periodo di risonanza del terreno previsto dalla normativa. Gli spettri di normativa corretti col metodo proposto sono visualizzabili in Figura 65. Si procede di seguito al confronto dei valori di accelerazione previsti dalla normativa e dal metodo correttivo per diverse strutture:

Considerando una struttura con periodo di oscillazione di circa 1 s, si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1) = 0.33$  g
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1) = 0.33$  g

L'utilizzo del metodo correttivo, per il caso specifico, non produce alcun aumento dell'accelerazione massima attesa sulla struttura (Figura 65).

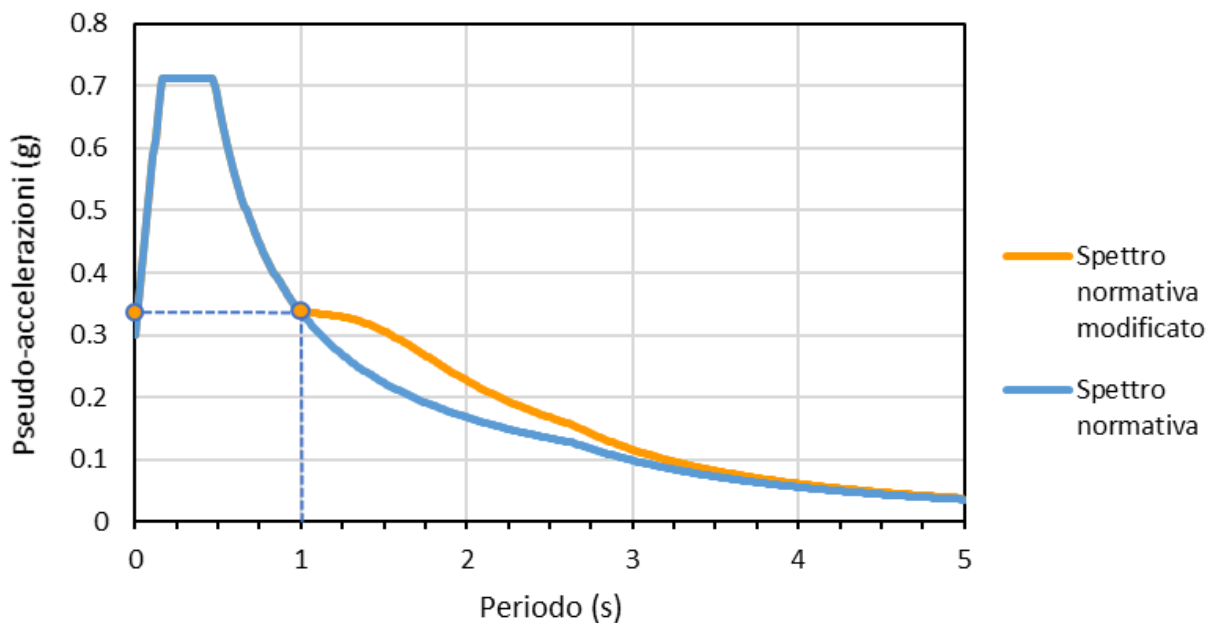


Figura 65: confronto spettro di normativa (L'Aquila, B) e spettro modificato dal metodo proposto per il caso di una struttura con periodo di risonanza pari ad 1 secondo.

Considerando una struttura con periodo di oscillazione pari a 1.5 s ( $\approx 0.7$  Hz), si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1.5) = 0.22$  g
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1.5) = 0.31$  g

L'utilizzo del metodo correttivo, per il caso specifico, produce un aumento pari a circa il 40 % dell'accelerazione massima attesa sulla struttura (Figura 66).

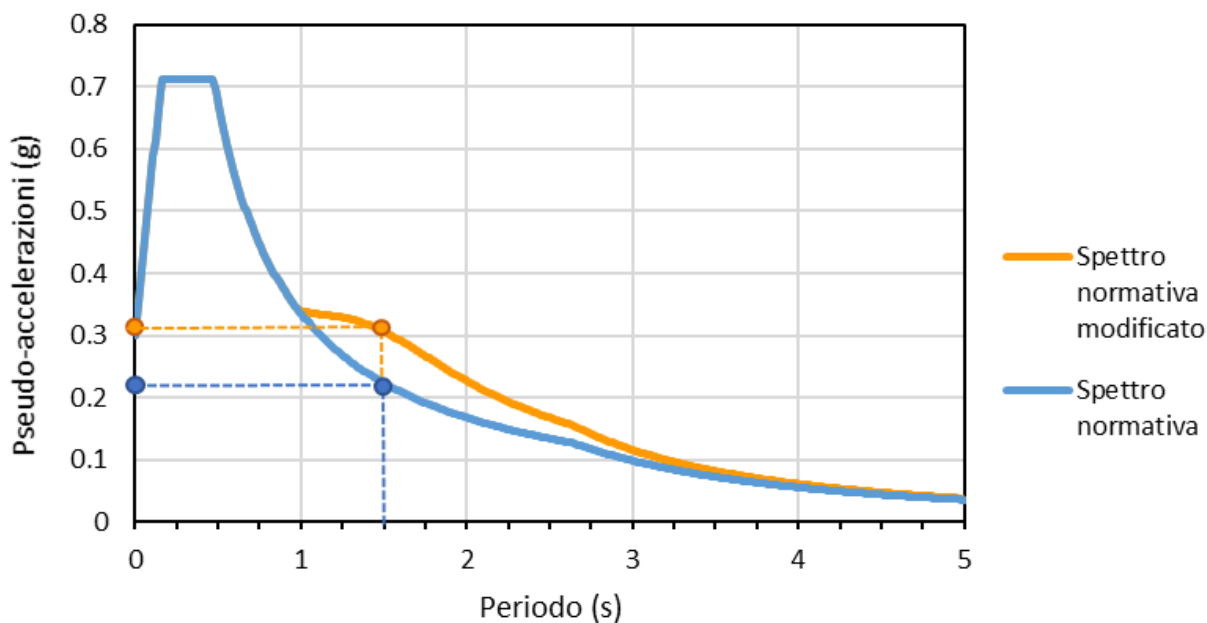


Figura 66: confronto spettro di normativa (L'Aquila, B) e spettro modificato dal metodo proposto per il caso di una struttura con periodo di risonanza pari ad 1.5 secondi.

Considerando una struttura con periodo di oscillazione pari a 2 s (0.5 Hz), si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1.5) = 0.17$  g
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1.5) = 0.22$  g

L'utilizzo del metodo correttivo, per il caso specifico, produce un aumento del 30 % dell'accelerazione massima attesa su di una struttura che oscilla a 2 s (Figura 67).

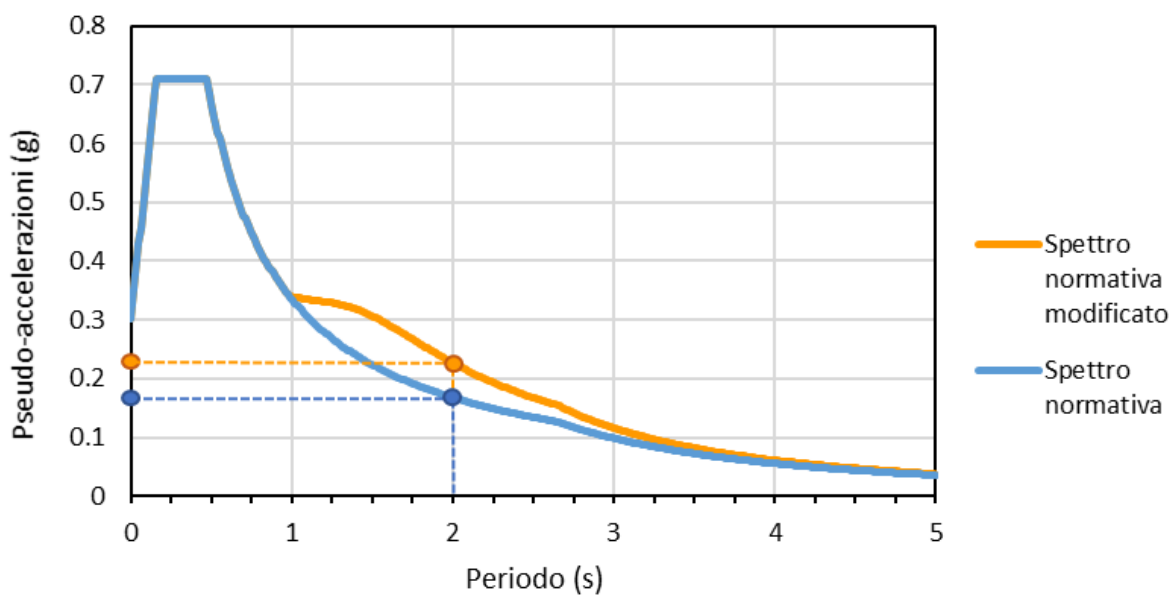


Figura 67: confronto spettro di normativa (L'Aquila, B) e spettro modificato dal metodo proposto per il caso di una struttura con periodo di risonanza pari a 2 secondi.



### 4.3.3 Caso 3: influenza della presenza di condizioni di doppia risonanza

Si consideri il caso presentato nel paragrafo 3.1 che vede una struttura di 4 piani e due terreni a diverse caratteristiche meccaniche e dinamiche. Partendo dalle medesime condizioni progettuali ( $T_r = 475$  anni) e dallo stesso sito (Bologna) considerati nel paragrafo 4.3.1, si vuole fornire un confronto tra i risultati ottenuti dai due approcci e contestualmente definire quale dei due terreni sia più idoneo per tale struttura.

#### Terreno 1:

- $V_{Seq} = 310$  m/s
- Categoria sismica di sottosuolo: C
- Frequenza di risonanza terreno ( $f_0$ )  $\approx 1$  Hz

Dato il sito di riferimento, le condizioni progettuali e le caratteristiche meccaniche ( $V_{Seq}$ ) e dinamiche ( $f_0$ ) del terreno, la normativa prevede i valori mostrati in Tabella 19 e in Tabella 20 per i parametri riferiti allo spettro di partenza e agli effetti di amplificazione del suolo. Lo spettro di normativa risultante è proposto in Figura 60. Il metodo sviluppato nel corso dell'elaborato prevede per il presente caso (Categoria C,  $0.1 < f_0 < 1$  Hz) l'utilizzo di un fattore correttivo (combinato con l'opportuna funzione di trasferimento nei modi descritti nel paragrafo 3.6) pari a 1.8 (Tabella 18), da applicare al valore di pseudo-accelerazione corrispondente al periodo di risonanza del terreno previsto dalla normativa. Data la suddetta struttura di 4 piani (Figura 25), caratterizzata da un primo modo flessionale a circa 3.5 Hz ed un primo modo torsionale a 4.5 Hz (siamo in entrambe i casi nel tratto piatto dello spettro), si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1) \approx 0.58$  g
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1) \approx 0.58$  g

In questo caso, i due approcci restituiscono il medesimo valore di accelerazione (Figura 68).

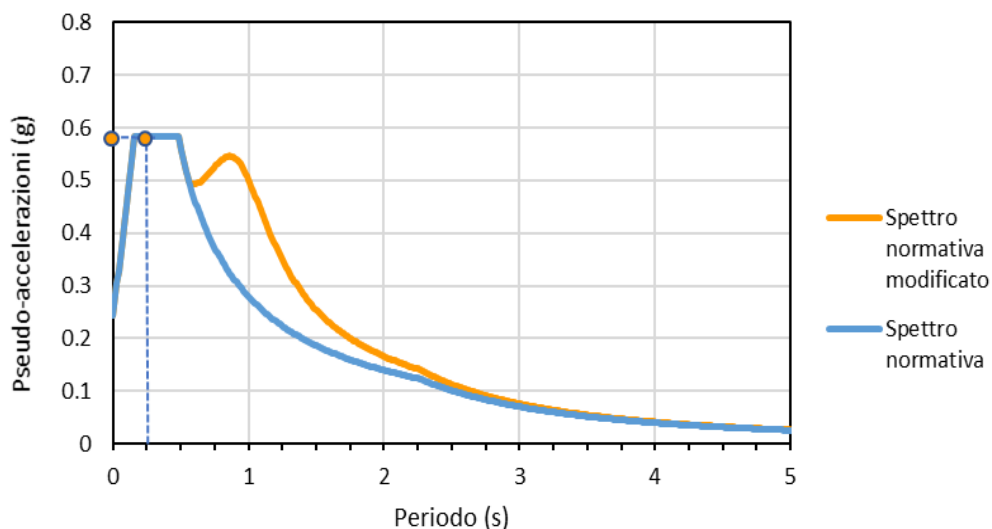


Figura 68: confronto spettro di normativa (Bologna) e spettro modificato per un terreno di categoria C e con  $f_0 \approx 1$  Hz per il caso di una struttura con  $f_0 \approx 4$  Hz.

### Terreno 2:

- $V_{Seq} = 383$  m/s
- Categoria sismica di sottosuolo: B
- Frequenza di risonanza terreno ( $f_0$ )  $\approx 3$  Hz

Dato il sito di riferimento, le condizioni progettuali e le caratteristiche meccaniche ( $V_{Seq}$ ) e dinamiche ( $f_0$ ) del terreno, la normativa prevede i valori mostrati in Tabella 19 e in Tabella 23 per i parametri riferiti allo spettro di partenza e agli effetti di amplificazione del suolo (si considera una condizione topografica piatta). Lo spettro di normativa risultante è proposto in Figura 60. Il metodo sviluppato nel corso dell'elaborato prevede per il presente caso (Categoria B,  $2 < f_0 < 10$  Hz) l'utilizzo di un fattore correttivo (combinato con l'opportuna funzione di trasferimento nei modi descritti nel paragrafo 3.6) pari a 1.6 (Tabella 18), da applicare al valore di pseudo-accelerazione corrispondente al periodo di risonanza del terreno ( $\approx 0.33$  s) previsto dalla normativa.

$S_t$	$S_S$	$S$	$C_c$
1	1.2	1.2	1.39

Tabella 23: parametri per l'amplificazione stratigrafica e topografica.

Data la suddetta struttura di 4 piani (Figura 25), caratterizzata da un primo modo flessionale a circa 3.5 Hz ed un primo modo torsionale a 4.5 Hz (siamo in entrambe i casi nel tratto piatto dello spettro), si avrà:

- Caso normativa:  $S_e(1) = 0.49g$
- Caso con fattore di correzione:  $S_e(1) = 0.68g$

L'utilizzo del metodo correttivo, per il caso specifico, produce un aumento pari a circa il 38 % dell'accelerazione massima attesa su di una struttura che oscilla a circa 0.25 s (Figura 69).

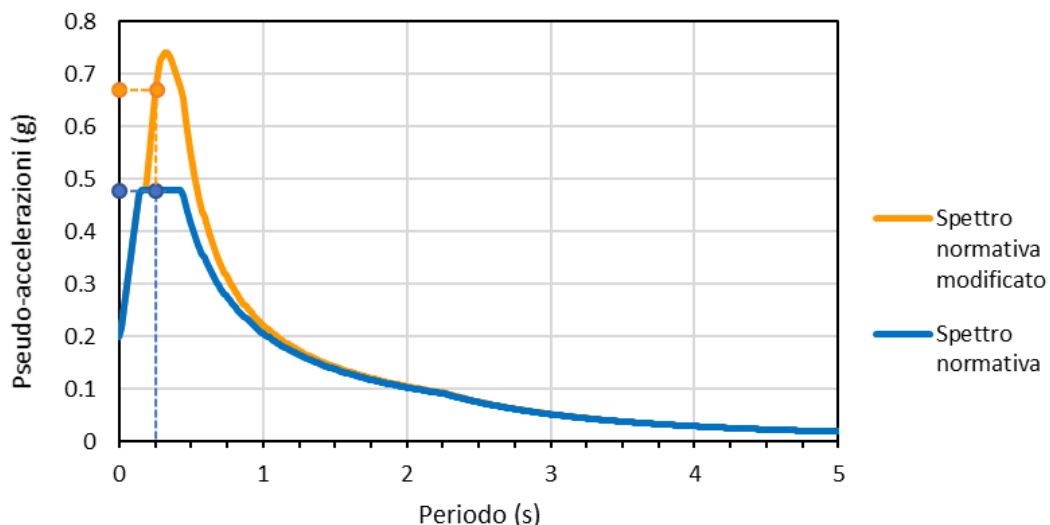


Figura 69: confronto spettro di normativa (Bologna) e spettro modificato per un terreno di categoria B e con  $f_0 \approx 3$  Hz per il caso di una struttura con  $f_0 \approx 4$  Hz.

Riassumendo, l'utilizzo del metodo modificato per il caso del "terreno 1" di categoria C non ha sortito alcuna modifica sul valore di accelerazione massima attesa sulla struttura, in quanto il periodo proprio del terreno è sufficientemente distante da quello della struttura da scongiurare condizioni di doppia risonanza. Per il "terreno 2" di categoria B, il metodo proposto ha previsto un sostanziale aumento ( $\approx 38\%$ ) dell'azione sismica a causa della vicinanza dei periodi di oscillazione di terreno e struttura che comporta l'instaurarsi di condizioni di doppia risonanza.

Per il caso illustrato, la normativa suggerisce il "terreno 2" come sito più idoneo per la struttura, in quanto prevede le azioni sismiche più basse in corrispondenza del periodo di oscillazione della struttura. Di contro, il metodo integrativo propone il "terreno 1", nonostante le peggiori caratteristiche meccaniche, poiché l'assenza di condizioni di doppia risonanza garantisce delle minori accelerazioni attese sull'edificio rispetto a quelle del "terreno 2" come illustrato in Tabella 24.

Si precisa come i valori delle accelerazioni proposti con il metodo integrativo sono da considerare come stime verosimili dell'effetto di filtro del terreno, ma sono ovviamente soggette a incertezze legate alla semplicità della trattazione modellistica che non ne consente di fatto un uso applicativo immediato. È raccomandabile inoltre, in casi simili a quello proposto in Figura 69, adottare i valori di accelerazione di progetto più cautelativi, data la velocità con cui variano i valori spettrali in un range limitato di periodi ed il concreto rischio che la struttura soggetta ad azione sismica diminuisca la propria rigidità, portando i propri modi di vibrare a periodi più lunghi.

	<i>Terreno 1 (classe C)</i>	<i>Terreno 2 (classe B)</i>
<i>Acc. massime (g) normativa</i>	0.58	0.49
<i>Acc. massime (g) metodo modificato</i>	0.58	0.68

Tabella 24: Accelerazioni massime attese sulla struttura suddetta per i terreni "1" e "2" secondo i due metodi utilizzati. La normativa prevede azioni sismiche minori sul terreno classe B, il metodo modificato sul terreno C.

#### 4.4 Confronto con spettri di terremoti reali: il terremoto di Mirandola

A supporto del metodo integrativo descritto in questa tesi, si propone un confronto tra gli spettri di risposta riferiti ad un terremoto reale registrato e i gli spettri di risposta previsti dall'approccio semplificato di normativa e dall'approccio semplificato modificato per il sito di riferimento. A tale scopo si è scelto il terremoto verificatosi il 29/05/2012 alle 07:00:02 in Emilia-Romagna con  $M_w=5.9\pm 0.2$  (CPT115) ed epicentro a circa 4 km dal centro abitato di Mirandola (Mo), dove il risentimento del sisma è stato ricondotto al grado VII-VIII della scala d'intensità MCS (Tabella 1). Il terremoto è stato registrato da numerose stazioni sismiche presenti sul territorio, molte delle quali installate temporaneamente a scopo di monitoraggio a seguito del terremoto del 20/05/2012 che aveva precedentemente colpito la zona.

In particolare, si è presa in considerazione la stazione "MRN"<sup>4</sup> ubicata in un'area in cui sono disponibili diverse indagini (cross-hole e HVSR) grazie alle quali è stato possibile risalire alle caratteristiche meccaniche e dinamiche del terreno. Per tale terreno è stata stimata una  $V_{S30}$  pari a circa 200 m/s, riconducibile alla categoria sismica di sottosuolo C ed una frequenza di risonanza fondamentale intorno a 0.8 Hz (Figura 70).

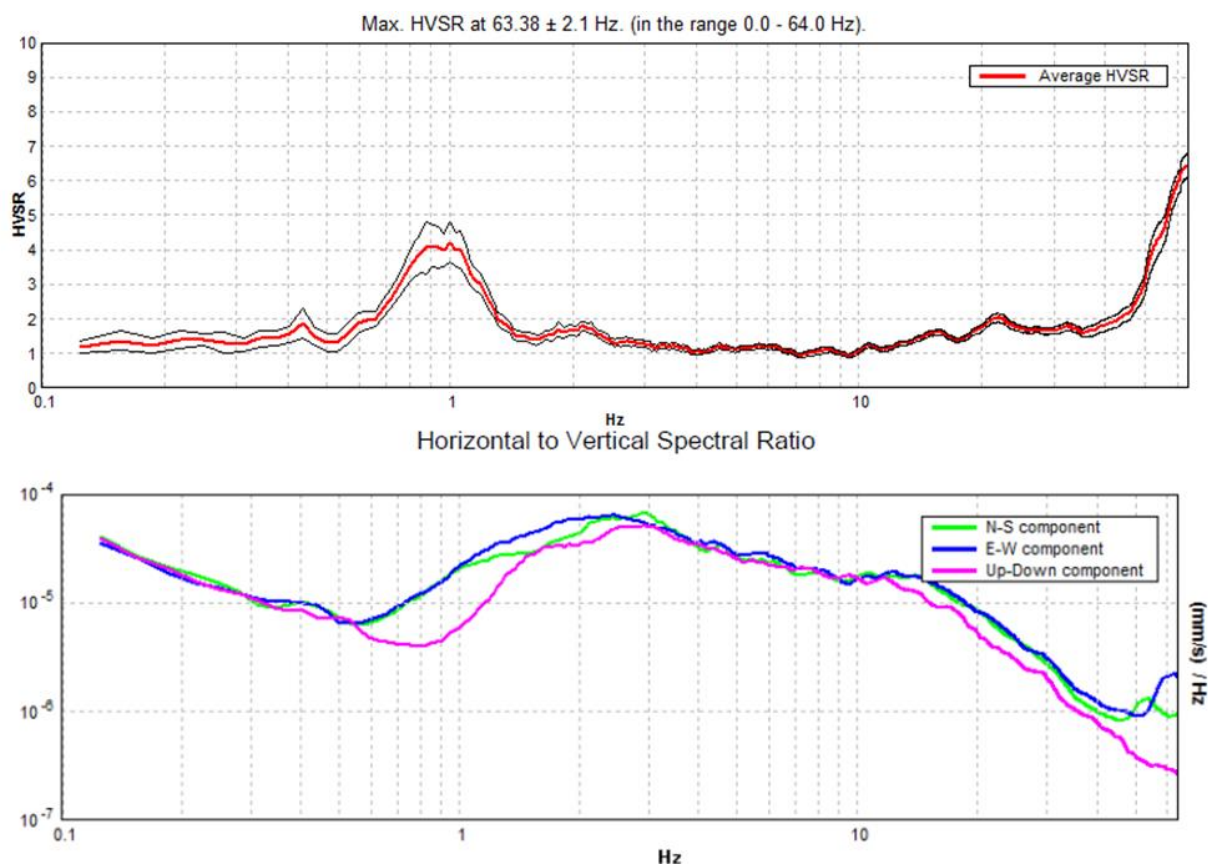


Figura 70: Curva H/V (sopra) e singole componenti spettrali (sotto) del terreno in prossimità della stazione sismica "MRN" ([http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/prove\\_geognostiche/184/184090R074.pdf](http://mappegis.regione.emilia-romagna.it/gstatico/documenti/prove_geognostiche/184/184090R074.pdf)).

L'approccio semplificato di normativa prevede per una struttura ordinaria ( $V_T=50$  anni, stato limite: SLV,  $T_T=475$  anni) sita a Mirandola, i valori riportati in Tabella 25 e in Tabella 26, riferiti ai parametri dello spettro di partenza e ai parametri di amplificazione stratigrafici e topografici.

$a_g$ (g)	$F_0$	$T_c^*$ (s)
0.134	2.59	0.27

Tabella 25: parametri per lo spettro di riferimento di Mirandola.

$S_t$	$S_s$	$S$	$C_c$
1	1.49	1.49	1.62

Tabella 26: parametri per l'amplificazione stratigrafica e topografica.

<sup>4</sup> Stazione "MIRANDOLA (NAPOLI)" identificata dal codice "MRN" è una stazione permanente installata il 18/09/1975 facente parte della "rete dei forti terremoti italiani" identificato dal codice "IT". La stazione è posta a 15 m s.l.m. in Via Napoli 16, all'interno della cabina di trasformazione ENEL n. 531154 in condizioni "free-field".

L'approccio semplificato integrato, sviluppato in questo lavoro, prevede per il presente caso (Categoria C,  $0.2 < f_0 < 1$  Hz) l'utilizzo di un fattore correttivo (combinato con l'opportuna funzione di trasferimento nei modi descritti nel paragrafo 3.6) pari a 1.8 (Tabella 18), da applicare al valore di pseudo-accelerazione corrispondente al periodo di risonanza del terreno ( $\approx 1.25$  s) previsto dalla normativa.

Di seguito (Figura 71) è proposto il confronto tra spettro di risposta del terremoto registrato dalla stazione "MRN" (componente orizzontale N-S), spettro previsto dall'approccio semplificato di normativa e spettro previsto dall'approccio semplificato integrativo per le condizioni progettuali e sito-specifiche considerate.

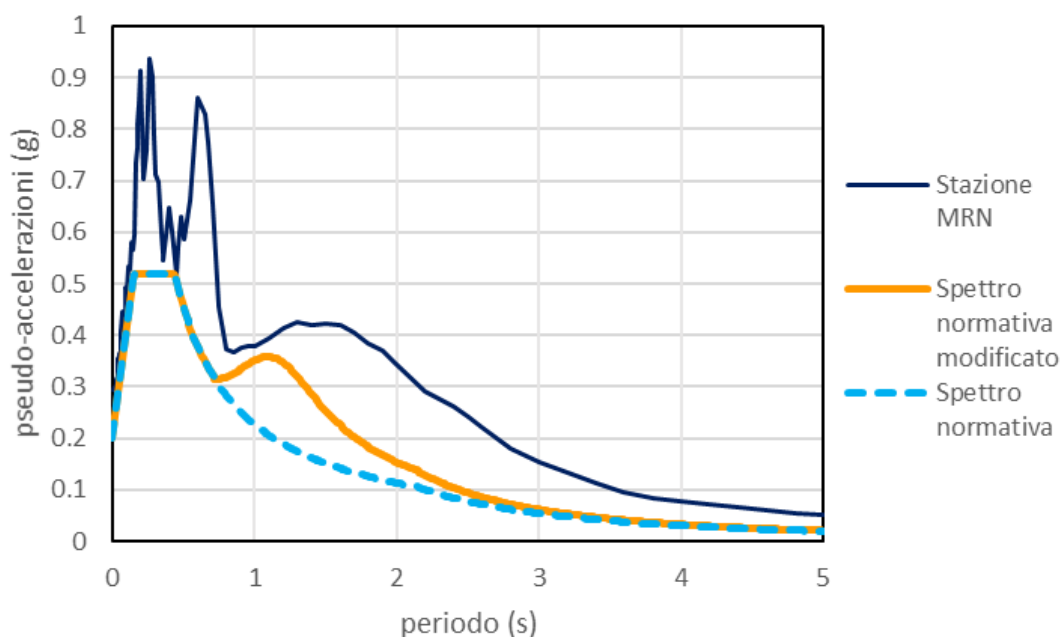


Figura 71: confronto tra spettro di risposta del terremoto registrato dalla stazione "MRN", spettro previsto dall'approccio semplificato di normativa e spettro previsto dall'approccio semplificato integrativo per le condizioni progettuali e sito-specifiche considerate (Mirandola, categoria C,  $f_0=0.8$  Hz).

Tale confronto mostra in generale come i valori spettrali previsti dall'approccio semplificato di normativa siano sottostimati per tutti i periodi, tale evidenza è riconducibile a dei parametri dello spettro di partenza (Tabella 25) riferiti al sito di Mirandola non abbastanza cautelativi. In particolare, lo spettro di risposta del terremoto registrato dalla stazione "MRN" mostra un "rigonfiamento" attribuibile ai fenomeni di risonanza del terreno, non riconoscibile nello spettro di normativa.

Lo spettro di risposta modificato dal metodo integrativo proposto riproduce, seppur con alcune differenze, tale rigonfiamento. Il picco mostrato dallo spettro registrato risulta più alto e spostato verso periodi più lunghi. Tali discrepanze sono riconducibili alla già citata pericolosità sismica di base sottostimata (per la quale il metodo proposto non può in nessun modo influire) e ai fenomeni non lineari che portano il terreno, sottoposto alle sollecitazioni dinamiche del sisma, ad una perdita progressiva di rigidità (Figura 37) con conseguente migrazione dei periodi di risonanza verso periodi più lunghi (Equazione 7).

## CAPITOLO 5: STRUTTURE E ISOLAMENTO SISMICO

### 5.1 Caratterizzazione dinamica di una struttura

Quanto è descritto in precedenza riguardo alla risposta sismica locale e agli approcci che possono essere utilizzati per quantificarla è fondamentalmente finalizzato a garantire la salvaguardia delle strutture. Lo studio delle caratteristiche spettrali della sorgente e dell'effetto di filtro del terreno sul terremoto è un mezzo per comprendere come sarà sollecitata la struttura. Come essa risponderà a questi input, dipenderà poi dalle sue caratteristiche dinamiche proprie (dai suoi modi di vibrare). È chiaro come questo ultimo campo sia di competenza prettamente ingegneristica, ma è altrettanto vero come sia importante capirne i principi fondamentali al fine di poter garantire un valido supporto geologico alle scelte del progettista. Come visto nel paragrafo 2.2, il comportamento dinamico di una struttura, in modo ancor più evidente rispetto al terreno, è riferibile al comportamento di un oscillatore armonico smorzato ad un grado di libertà. La dinamica di una struttura è generalmente caratterizzata da diversi modi di vibrare.

Una caratterizzazione dinamica completa di una struttura deve fornire tre informazioni:

- Frequenze modali: ossia frequenze alle quali la struttura oscilla per ciascun modo di vibrare (le norme tecniche richiedono al progettista di basare la progettazione sulle frequenze modali dei modi di vibrare principali, ossia che attivano la maggior parte della massa della struttura),
- Deformate modali: ossia forma dello spostamento associato a ciascun modo di vibrare (questo dà informazioni importanti su quali siano le zone della struttura che possono entrare in crisi),
- Smorzamento modale: ossia attenuazione percentuale del modo di vibrare ad ogni ciclo (per strutture in C.C.A. la normativa impone uno smorzamento pari al 5%).

In senso del tutto generale e non esaustivo, le strutture possono essere ricondotte a due modelli base:

- trave appoggiata: si tratta di un modello che prevede un elemento strutturale orizzontale appoggiato su due supporti verticali (Figura 72), in corrispondenza dei quali le deformazioni sono nulle. I ponti sono strutture riconducibili a questo tipo di modello.

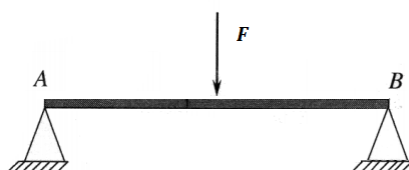


Figura 72: schema di una trave appoggiata su supporti verticali A e B (Pau, 2015).

- Mensola: consiste in una trave incastrata ad un'estremità (Figura 73), in corrispondenza della quale le deformazioni sono nulle, di contro la parte non soggetta a vincolo è libera di deformarsi. Gli edifici possono essere riferiti a questo modello, pensando che l'incastro sia alla base (fondazione).



Figura 73: schema di una struttura a mensola (Pau, 2015).

In funzione del fatto che una struttura sia associabile all'uno o all'altro modello cambierà la disposizione dei nodi per i diversi modi di vibrare (punti a spostamento nullo) e dunque la deformata modale come mostrato in Figura 74.

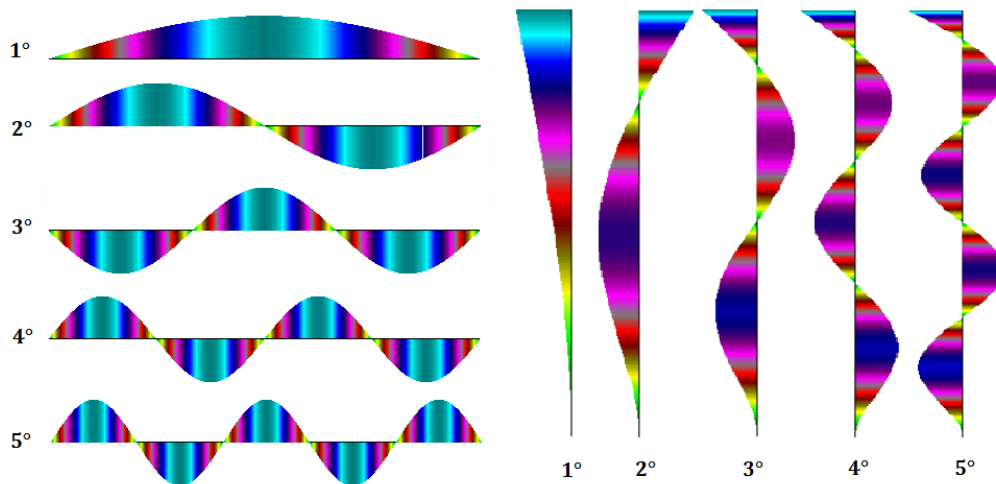


Figura 74: Deformate dei primi 5 modi di vibrare per strutture di tipo trave appoggiata (sinistra) e mensola (destra).

La successione delle frequenze modali di una struttura non è casuale e restituisce informazioni importanti al progettista inerenti al comportamento della struttura. Si distinguono due comportamenti limite a cui corrispondono successioni modali peculiari:

- Puro taglio: comportamento associabile a strutture estremamente rigide e/o tozze caratterizzate da successione modale:  $\frac{f_i}{f_0} = 1,3,5,7 \dots$ ;
- Pura flessione: comportamento associabile a strutture poco rigide e/o snelle caratterizzate da successione modale:  $\frac{f_i}{f_0} = 1,6,2,17,3,34 \dots$ , dove con  $f_i$  si indica la frequenza dei modi i-esimi e con  $f_0$  la frequenza del primo modo.

Quanto più la successione modale di una struttura sarà vicina all'uno o all'altra successione, tanto più assumerà un comportamento di puro taglio o di pura flessione (Figura 75).

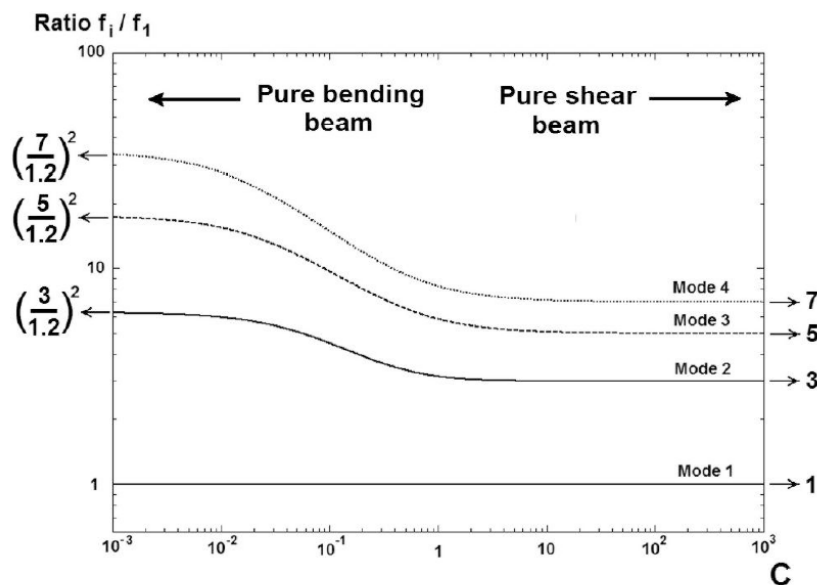


Figura 75: grafico che in funzione della successione delle frequenze modali della struttura associa alla stessa un comportamento riconducibile al “taglio puro” (asse destro) o alla “flessione pura” (asse sinistro) (Castellaro, 2016).

## 5.2 Approccio sperimentale per la caratterizzazione dinamica di una struttura

Come accennato nel paragrafo 2.2 al fine di caratterizzare il comportamento dinamico di una struttura esistente è possibile (e raccomandabile) procedere con un approccio sperimentale. Nel caso più semplice ci si avvale di indagini passive che prevedono l'utilizzo di un unico strumento di acquisizione costituito da una terna di sensori in grado di registrare gli spostamenti/velocità/accelerazioni della struttura eccitata esclusivamente dal microtremore di fondo. Le accelerazioni prodotte sulle strutture dal rumore sismico sono molto piccole, tipicamente nell'ordine di  $10^{-6} \text{ m/s}^2$ , per tale ragione i sensori utilizzati sono usualmente velocimetri, caratterizzati da una maggiore sensibilità rispetto agli accelerometri (Castellaro et al., 2013). I metodi di acquisizione sono del tutto simili a quelli utilizzati per ottenere le curve H/V, mentre l'elaborazione dei dati acquisiti è leggermente differente. Si lavora anche in questo caso con gli spettri dei segnali acquisiti, tuttavia nel caso delle strutture il rapporto H/V non ha alcun significato poiché mescolerebbe comportamenti dinamici differenti (quello degli elementi verticali con quello degli elementi orizzontali). Gli spettri delle singole componenti restituiscono dei picchi in corrispondenza delle frequenze modali della struttura (per i nostri scopi interessano solo le componenti orizzontali). In particolare, è conveniente lavorare con i rapporti spettrali delle componenti omologhe ( $H_i/H_0$ ), dove  $H_0$  è uno spettro che risente prettamente dell'effetto del terreno (misura al piano terra di un edificio o sulla spalla di un ponte), in tale modo si è in grado di normalizzare gli effetti del terreno ed evidenziare i picchi modali, ripuliti dall'effetto di sorgente (Figura 76).



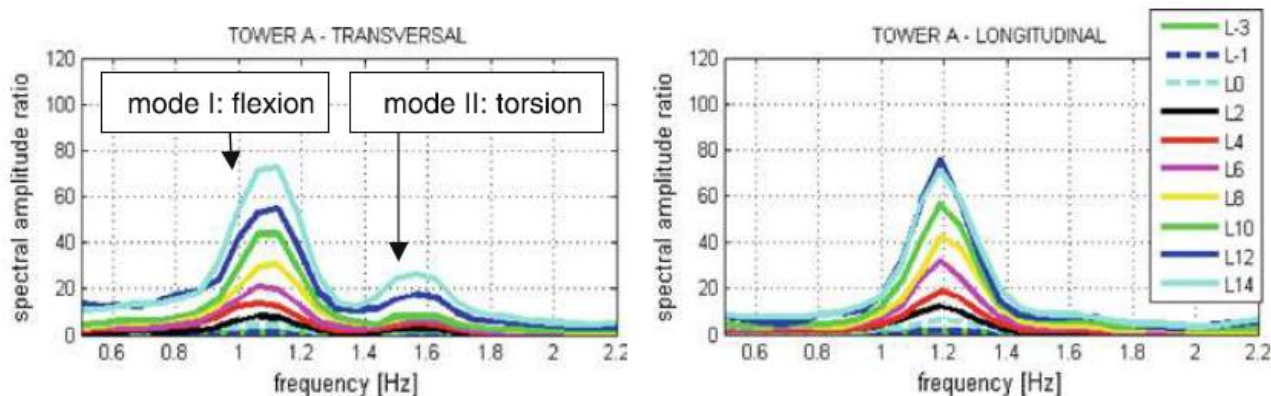


Figura 76: rapporti spettrali  $H_i/H_0$ , dove  $H_i$  sono le misure per ogni piano e  $H_0$  la misura al piano basale, che mostrano picchi in prossimità delle frequenze modali (flessionali e torsionali) di un edificio di 16 piani sito a Bologna (Castellaro et al., 2013).

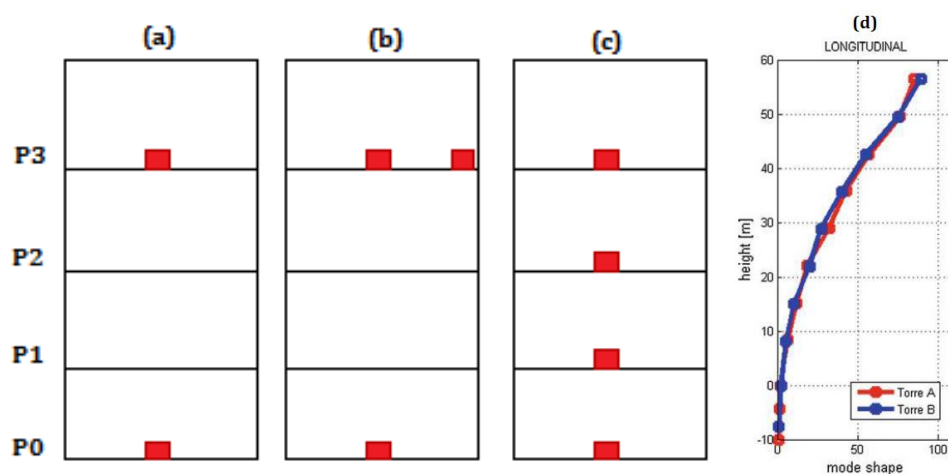


Figura 77: collocazione delle misure minime su un edificio per la caratterizzazione delle frequenze modali flessionali (a) e torsionali (b), collocazione delle misure per la caratterizzazione delle deformate modali (c). (d) Deformata del primo modo di due edifici di 16 piani siti a Bologna (Castellaro et al., 2013).

Al fine di caratterizzare in maniera corretta la dinamica di una struttura è necessario ubicare in maniera opportuna gli strumenti, in funzione di ciò che si vuole misurare. Il numero minimo di misure che garantiscano l'individuazione delle frequenze modali flessionali<sup>5</sup> è di due, una al piano terra ed una al piano più alto dove le oscillazioni sono massime (Figura 77 a). Per visualizzare al meglio le frequenze torsionali<sup>6</sup> è necessario ricorrere a misure intra-piano (Figura 77 b), una posta al centro (velocità lineare della rotazione tendente a zero) ed una posta alla periferia del piano (velocità lineare della rotazione massima). Per risalire alle deformate modali (Figura 77 c, d) è necessario invece misurare su più piani possibili al fine di caratterizzare al meglio le deformazioni prodotte sulla struttura dai diversi modi.

<sup>5</sup> Flessione: sollecitazione elementare dovuta ad un sistema di forze che agisce su un corpo vincolato alle estremità, il quale reagisce con un momento flettente. In una struttura che in pianta si presenta con un lato lungo e uno corto le deformazioni orizzontali più grandi saranno quelle trasversali (perpendicolari al lato lungo).

<sup>6</sup> Torsione: sollecitazione elementare che agisce su un corpo vincolato alla base, il quale reagisce con un momento torcente. Questo tipo di sollecitazione è particolarmente pericolosa per la struttura. Tanto più una struttura è asimmetrica e caratterizzata da una distribuzione disomogenea della rigidità, tanto più risentirà della torsione.

Di norma la caratterizzazione non procede oltre il terzo modo di vibrare della struttura, in quanto con i primi tre modi si giustifica la quasi totalità degli spostamenti provocati alla struttura (Figura 78).

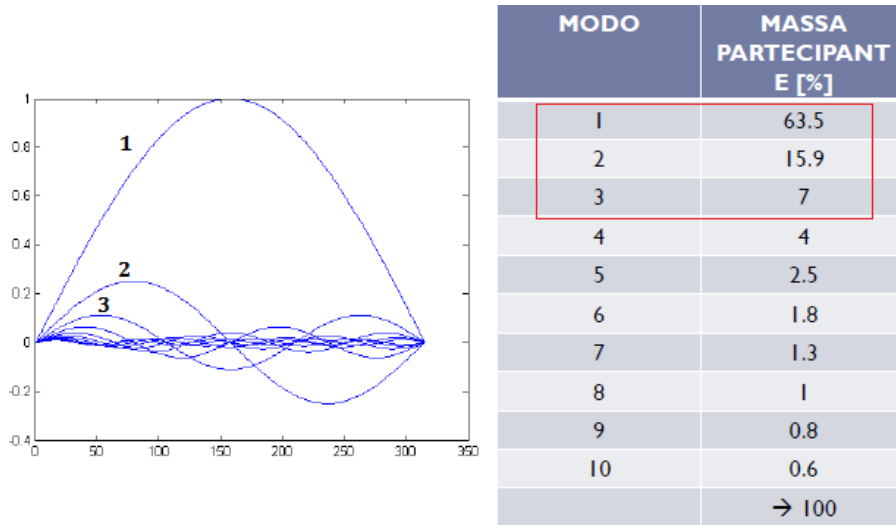


Figura 78: esempio di deformate modali e stima della massa partecipante (%) ai modi di una generica struttura. Oltre l'85 % della massa è spostata dai primi tre modi (Castellaro, 2016).

Pur consci del fatto che la caratterizzazione debba sempre e comunque partire da un approccio sperimentale, è possibile definire a grandi linee dei range di periodo in cui ci si aspetta che una struttura possa oscillare (Figura 79). Per gli edifici è possibile riferirsi all'Equazione 27 di natura empirica, per una stima preventiva ed approssimata della frequenza fondamentale  $f_0$ .

$$f_0 \approx \frac{10 \text{ Hz}}{n_{\text{piani}}}$$

Equazione 27

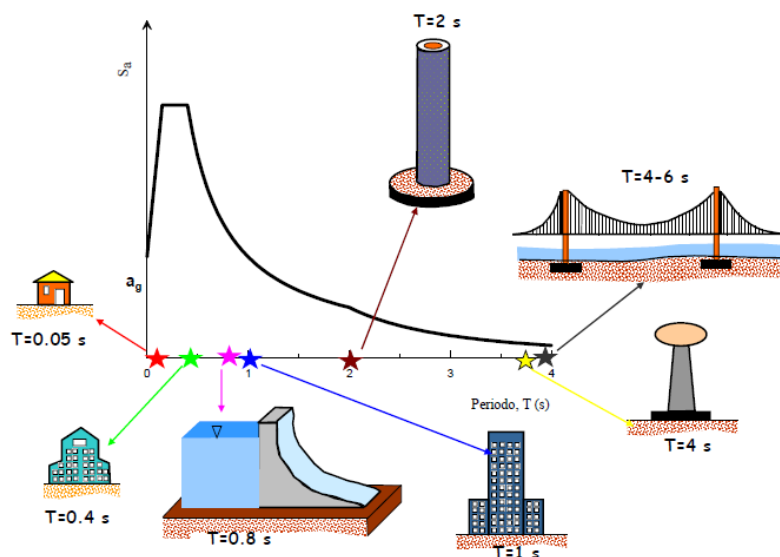


Figura 79: esempio di valori tipici di periodo fondamentale per classi di strutture (Lanzo, 2009). Strutture basse tendono a comportarsi in maniera rigida (periodi bassi), struttura alte o allungate tendono a vibrare a lunghi periodi.

### 5.3 Metodi per la riduzione delle accelerazioni attese: isolamento sismico

Con la caratterizzazione dinamica della struttura si chiude concettualmente l'iter previsto dallo studio di risposta sismica locale. Noto lo spettro di risposta a cui riferirsi per il sito e noto il periodo fondamentale a cui oscilla la struttura, il progettista è in grado di ricavare il valore dell'accelerazione massima attesa sull'edificio. In particolare, si è visto nel paragrafo 4.2 come, con il metodo correttivo proposto nel presente elaborato, le strutture che oscillano vicine al periodo di risonanza del terreno sono tutelate con valori maggiorati rispetto a quelli di normativa. Pur non possedendo le conoscenze necessarie in tale campo, è intuitivo comprendere come per il progettista sia più semplice e vantaggioso progettare una struttura su cui sono previsti valori di accelerazione ridotta, piuttosto che il contrario. Al fine di lavorare con accelerazioni attese sulla struttura minori è possibile eseguire un intervento di isolamento sismico. Si tratta di una tecnica sviluppatasi in modo particolare negli ultimi decenni, che può essere eseguita su strutture di nuova realizzazione o preesistenti, atta a isolare sismicamente una struttura. Per "isolare" si intende disaccoppiare da un punto di vista dinamico la struttura dal terreno, portandola a vibrare a periodi tendenti all'infinito, condizioni alle quali un input è totalmente deamplificato come mostrato in Figura 15. L'isolamento sismico di una struttura è praticato mediante l'installazione di isolatori, ovvero di apparecchi di appoggio dotati di un'elevata rigidità nei confronti delle azioni verticali e di una limitata rigidità rispetto a quelle orizzontali. Tale caratteristica permette il disaccoppiamento tra moto del terreno e moto della struttura e la riduzione dell'energia trasmessa alla stessa (Foti e Mongelli, 2011). Sulla base del metodo costruttivo utilizzato per conseguire le suddette caratteristiche di rigidità, possono essere distinte due tipologie di isolatori sismici:

- Isolatori sismici elastomerici (Figura 80): apparecchi costituiti da strati alterni di materiale elastomerico (spessore 8-20 mm) e di acciaio (spessore 2-3 mm). Gli strati di acciaio svolgono una funzione di confinamento dell'elastomero, riducendone la deformabilità per carichi ortogonali alla giacitura degli strati (carichi verticali) e lasciando inalterata la deformabilità per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali). Mediamente, si ottiene una rigidità verticale dell'ordine di circa cento volte la rigidità orizzontale. La bassa rigidità orizzontale determina l'allungamento del periodo proprio della struttura.
- Isolatori sismici a scorrimento (Figura 80): costituiti da una coppia di superfici curve in acciaio inossidabile che scorrono l'una sull'altra. Hanno la duplice funzione di dissipare energia per attrito e di generare la forza di richiamo per il ricentraggio della struttura attraverso l'azione della gravità. Sfruttano la legge fisica del moto del pendolo per allungare il periodo naturale della struttura isolata. Il periodo proprio della struttura isolata ottenuto è funzione solamente delle caratteristiche geometriche (raggio di curvatura) dei dispositivi. Tali apparecchi non richiedono ispezioni periodiche per verificarne la funzionalità e sono meno costosi degli elastomerici.

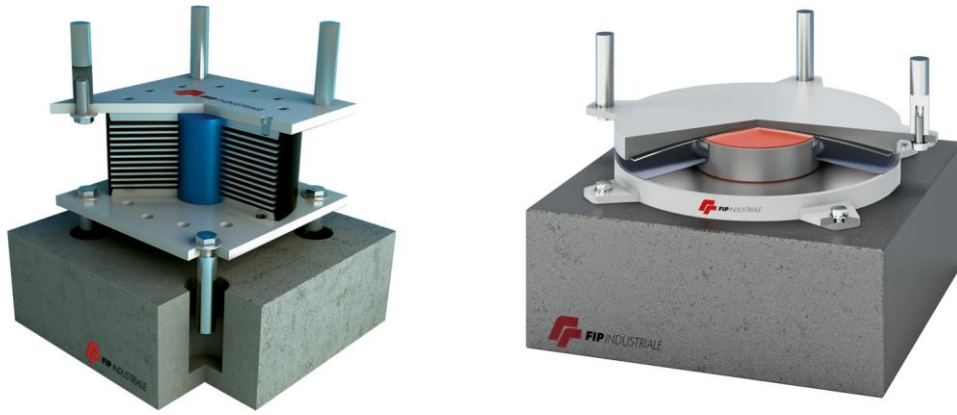


Figura 80: isolatore sismico elastomerico (sx) ed a scorrimento (dx) (FIP INDUSTRIALE S.p.A.).

Gli isolatori possono essere installati direttamente sulla fondazione, in corrispondenza dei pilastri (alla base o a metà altezza) del piano interrato o dei pilastri (alla base o a metà altezza) del primo ordine. In funzione della posizione rispetto all'interfaccia di isolamento si distingue una sovrastruttura ed una sottostruttura (Figura 81).

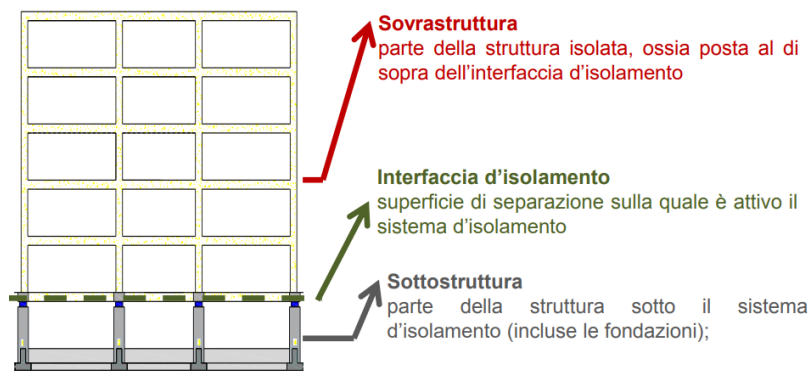


Figura 81: rappresentazione delle parti di cui si compone una struttura isolata (Marzo, 2018).

Nel corso degli ultimi tre decenni, a livello globale, si è registrata una sempre maggiore tendenza al ricorso di tale tecnica, non solo per la protezione di edifici di importanza strategica, ma anche per quelli civili (Makris, 2018). In Italia l'uso dell'isolamento sismico è in crescita dal 2003, anno in cui le normative tecniche hanno introdotto per la prima volta un capitolo specifico sull'isolamento sismico. Un'ulteriore crescita si è registrata a partire dal 2009, in seguito al tragico evento sismico de L'Aquila. Fino a tale data gli edifici isolati erano prettamente edifici pubblici e spesso strategici, negli ultimi anni invece tale tecnica si è estesa anche agli edifici privati, soprattutto nelle zone ad elevata sismicità, dove il costo dell'isolamento può essere parzialmente o totalmente compensato dal risparmio nella sovrastruttura. Inoltre, negli ultimi anni l'isolamento sismico è sempre più spesso utilizzato come tecnica di adeguamento sismico di edifici esistenti, mediante cui è possibile raggiungere i livelli di sicurezza richiesti dalla normativa sismica, limitando fortemente gli interventi di rinforzo sulla sovrastruttura (Trombetta et al., 2013).

## 5.4 Si può isolare una struttura senza informazioni sul terreno?

I metodi di isolamento sopra esposti, all'atto pratico, portano ad un aumento "finito" del periodo proprio di oscillazione della struttura. Bisogna a questo punto chiedersi se lavorare con periodi allungati porti effettivamente sempre i vantaggi previsti in termini di riduzione delle accelerazioni massime attese. Ragionando con gli attuali spettri di normativa (Figura 82 a), l'incremento del periodo fondamentale di una struttura oltre il plateau, corrisponderebbe sempre ad una riduzione delle accelerazioni. Gli spettri semplificati, però, non possono tenere sufficientemente in conto degli effetti di risonanza del terreno. Avvalendoci degli spettri modificati, ottenuti attraverso il metodo descritto in questo lavoro per un generico terreno risonante (Figura 82 b), si osserva come esista la possibilità che l'allungamento del periodo prodotto dall'isolamento sismico porti la struttura a vibrare nel range di periodi che risentono della risonanza dei terreni. Di conseguenza, si rischia di eseguire un intervento che non porta i benefici previsti secondo l'approccio semplificato, in quanto le accelerazioni attese in caso di doppia risonanza sono maggiori di quelle previste dalla normativa. O anche, in condizioni particolarmente sfavorevoli, l'isolamento potrebbe addirittura condurre ad un peggioramento dell'azione sismica rispetto alle condizioni di struttura non isolata. Dunque, per procedere ad un lavoro di isolamento sismico proficuo è necessario tenere conto di eventuali risonanze del terreno e fare in modo che la struttura oscilli a periodi che non risentono di tali effetti.

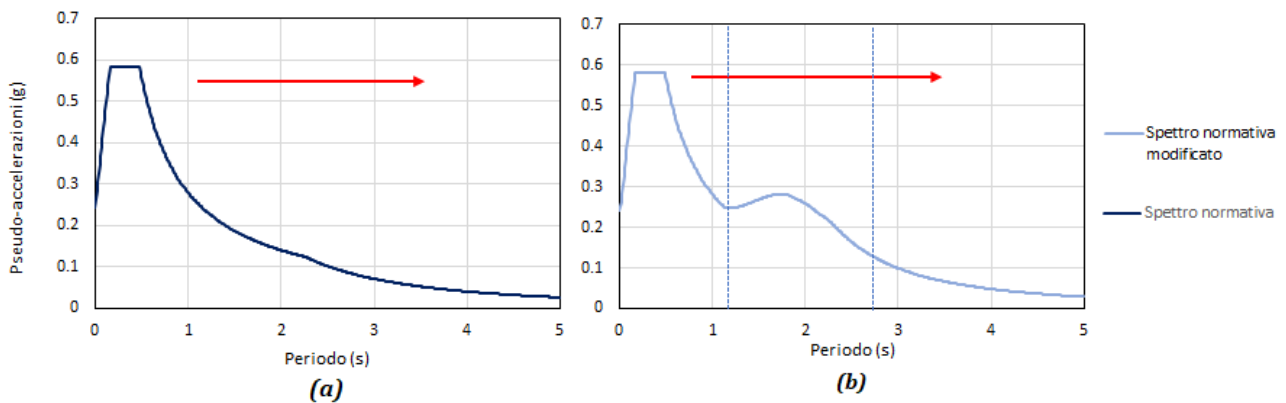


Figura 82: confronto tra spettro di normativa (a) e spettro modificato (b) per un generico terreno. (a) L'aumento del periodo corrisponde ad un progressivo decremento delle accelerazioni; (b) L'aumento del periodo porta in prossimità del periodo di risonanza del terreno a valori di accelerazione maggiori rispetto ai periodi adiacenti e all'approccio semplificato di normativa.

## 5.5 Applicazione del metodo proposto in interventi di isolamento sismico

Si prenda in considerazione, come esempio, una struttura di 5 piani di nuova progettazione situata a Bologna per cui, in assenza di un sistema di isolamento sismico, si preveda secondo l'Equazione 27 un periodo proprio di oscillazione di circa 0.5 s (2 Hz). Si ipotizzi un terreno di fondazione riconducibile ad un suolo di categoria C e che presenti un periodo di risonanza pari a circa 2.5 secondi (0.4 Hz).

Al fine di garantire una ridotta azione sismica, la scelta progettuale è di isolare sismicamente la struttura portandola a vibrare da periodi di 0.5 a periodi di circa 2.5 secondi. Tale intervento produrrebbe secondo la normativa vigente (NTC 2018), una notevole riduzione delle accelerazioni di progetto, da valori di circa 0.58 g e valori intorno a 0.1 g (Figura 83), che corrisponde ad un notevole risparmio in termini di rinforzi previsti per le sovrastrutture. Tuttavia, l'allungamento del periodo di oscillazione della struttura ha spostato i modi di vibrare della stessa ad un periodo che è particolarmente eccitato del terreno (risonanza del terreno). Riferendoci allo spettro di risposta modificato attraverso il metodo proposto in questa tesi (Figura 83), le accelerazioni previste per la struttura isolata sarebbero di circa 0.18 g. La struttura, progettata per sopportare le accelerazioni previste dello spettro di normativa (0.1 g invece che 0.18 g), rischia di entrare ugualmente in crisi nonostante l'intervento di isolamento. In tale circostanza sarebbe in via teorica consigliabile spingere il periodo di oscillazione della struttura isolata oltre i 3 secondi, periodo per il quale l'effetto della risonanza tende notevolmente a ridursi ma che risulta comunque un periodo difficile da raggiungere a livello pratico.

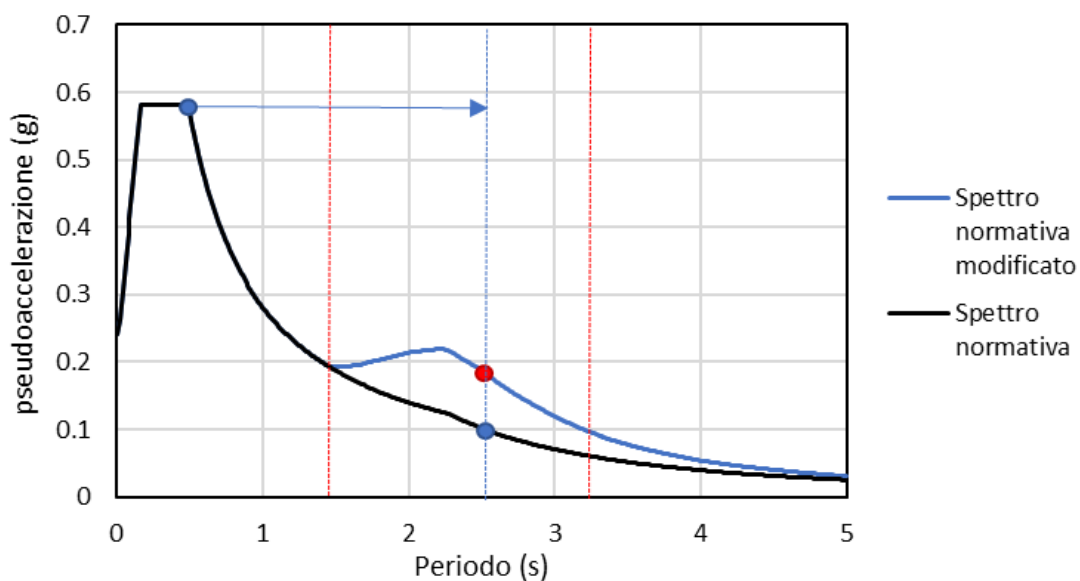


Figura 83: accelerazioni di progetto per una struttura "isolata" (2.5 s) e "non isolata" (0.5 s) riferite all'approccio semplificato di normativa (nero) e all'approccio semplificato proposto in questa tesi (azzurro).

È evidente, dunque, come l'isolamento sismico non possa prescindere dalla conoscenza delle caratteristiche dinamiche del sottosuolo, al fine di non incorrere in condizioni non previste dagli spettri di risposta di normativa. In particolare, l'utilizzo di spettri modificati che tengano in considerazione gli effetti di amplificazione dei terreni dipendenti dalla frequenza può essere proficuo. Tali spettri infatti, permettono di individuare l'intervallo dei periodi critici di amplificazione del moto sismico, fornendo così indicazione sui periodi ultimi raccomandabili per l'opera in esame, sullo specifico terreno in esame.

## CAPITOLO 6: DISCUSSIONE E CONCLUSIONI

Uno studio di risposta sismica locale dovrebbe prevedere il comportamento dinamico dei terreni (in termini di ampiezza, durata e contenuto spettrale) in risposta agli eventi sismici caratteristici, attesi sul bedrock. Le principali cause della variazione del moto sismico dal bedrock alla superficie sono da ricercare nei fenomeni di amplificazione sismica stratigrafica e di risonanza, che si verificano in presenza di contrasti di impedenza sismica nel sottosuolo. In particolare, la risonanza sismica è un processo “selettivo” che amplifica precisi range di frequenze (frequenze di risonanza), dipendenti dalle caratteristiche geometriche e dalla rigidità dei mezzi.

I metodi per la valutazione delle accelerazioni attese sulle strutture proposti dalla normativa presentano dei limiti che possono portare a stime sotto cautelative o, in alcuni casi, anche concettualmente non corrette, in quanto non tengono in conto la fisica del processo dell’amplificazione sismica stratigrafica ma solo l’aspetto statistico.

L’approccio semplificato di normativa parte da spettri riferiti al bedrock sismico (classe A) e prevede dei fattori di amplificazione stratigrafici dipendenti dal parametro  $V_{Seq}$  del terreno, che discrimina 5 categorie di sottosuolo. Tale parametro è esclusivamente un indice della rigidità “media” dei terreni superficiali e non è in grado di valutare la presenza di contrasti di impedenza e dei loro effetti su precise bande di frequenza. I fattori di amplificazione risultanti hanno unicamente l’effetto di scalare verso l’alto gli spettri, trattando il terreno come se avesse un comportamento medio e risultando poco cautelativi per i casi di doppia risonanza.

L’approccio non semplificato di normativa prevede l’utilizzo della modellazione numerica di risposta sismica locale per la restituzione degli spettri di risposta di superficie. I limiti di questo approccio sono stati descritti ampiamente, per esempio, in Cadet et al. (2011), Castellaro e Mulargia (2013) e altri autori. Il limite principale delle modellazioni numeriche 1D di risposta sismica locale è che queste modellano le onde SH incidenti verticalmente dal basso verso l’alto. A questi modelli si danno invece in input accelerogrammi completi registrati in superficie, quindi anche contenenti onde di superficie che in nessun modo seguono i percorsi delle onde SH e non possono essere trattati dallo stesso modello. Il risultato è che i modelli numerici trattano l’intero accelerogramma come fosse un’onda S, cosa che non può essere. I risultati che si ottengono sono quindi implausibili dal punto di vista fisico. In aggiunta, questi modelli richiedono un gran numero di parametri di input per ciascuno strato, parametri che vengono in parte derivati per via geofisica

ed in parte per via geotecnica, quindi su campioni di scala totalmente differente. La significatività di tali approcci andrebbe comunque ridiscussa.

Quindi, pur osservando come le criticità siano implicite tanto negli approcci semplificati quanto in quelli non semplificati, e osservando che la precisione anche dei secondi è comunque illusoria, in questa tesi abbiamo lavorato alla proposta di un approccio semplificato che superasse il limite principale degli approcci di normativa. Ossia la trattazione del terreno come un oggetto caratterizzato da una rigidità media ( $V_{s30}$  o  $V_{seq}$ ) anziché come di un oggetto in grado di produrre amplificazione a specifiche frequenze proprie, che derivano dai contrasti di impedenza presenti e dalla loro posizione.

Va detto a questo proposito, in difesa della normativa attuale, che essa risente di un impianto che risale a circa 20 anni fa, epoca in cui i metodi sperimentali per determinare i contrasti di impedenza del terreno ed il loro potenziale di amplificazione non erano ancora diffusi.

Oggi, stante la diffusione di metodi e strumenti per la caratterizzazione dinamica dei terreni, sarebbe invece possibile perseguire un approccio semplificato modificato che si basi sulle rigidità medie e sulle frequenze proprie degli stessi ( $\bar{V}_S$  e  $f_0$ ), che sono i parametri minimi per una trattazione fisicamente basata del problema. Al fine di contribuire allo sviluppo di questo approccio in questa tesi abbiamo effettuato una serie di modellazioni numeriche per elaborare dei coefficienti moltiplicativi degli spettri di risposta attorno alle frequenze proprie dei terreni. La modellazione è stata condotta a partire da un input “bianco”, convoluto attraverso le funzioni di trasferimento di una serie di modelli di sottosuolo caratterizzati da diverse  $\bar{V}_S$  e  $f_0$ . La modellazione ha condotto alla suddivisione in sei categorie di sottosuolo con diversa predisposizione all’amplificazione, distinte sulla base delle funzioni di trasferimento tra spettri in superficie e su bedrock in corrispondenza dei periodi di risonanza di ciascun modello. I fattori di amplificazione risultanti, come atteso, tendono ad aumentare procedendo da terreni rigidi, con frequenze di risonanza nel range delle basse frequenze a terreni meno rigidi e che risuonano ad alte frequenze.

L’utilizzo congiunto degli spettri previsti dall’approccio semplificato e dei fattori moltiplicativi ha permesso di ottenere degli spettri di risposta “rigonfiati” con valori di accelerazione massima attesa sulla struttura incrementati intorno al periodo di risonanza del terreno. Tali spettri permettono una valutazione delle azioni sismiche più aderente ai fenomeni che governano la risposta sismica locale offrendo una maggiore tutela alle strutture soggette a rischio di doppia risonanza. Si è visto inoltre, come un approccio di questo tipo possa risultare importante in sede di progettazione di interventi di isolamento sismico. Il concetto di maggior sicurezza legato indistintamente all’allungamento del periodo proprio del terreno, infatti, può non essere efficace in tutti i casi.

L’approccio qui elaborato non è inteso per un effettivo utilizzo applicativo. Esso mira ad iniziare ad esplorare criteri alternativi semplici e già alla portata del mondo professionale per l’elaborazione di spettri



di risposta semplificati. Infatti, le tecniche investigative già comunemente utilizzate per la caratterizzazione del parametro  $V_{Seq}$  (MASW e HVSr), attualmente richiesti dalle norme tecniche, possono restituire anche i parametri richiesti dall'approccio modificato proposto in questo lavoro. Col vantaggio, quindi, che il nuovo approccio non richiederebbe alcuna indagine supplementare che possa in qualche modo scoraggiarne la realizzazione.

## **RINGRAZIAMENTI**

Desidero ringraziare la prof.ssa Silvia Castellaro, innanzitutto per l'assiduità e l'impegno costante con cui mi ha seguito in questi mesi, durante i quali non mi sono mai sentito spaesato o solo. In secondo luogo, la ringrazio per la contagiosa passione che mette ogni giorno nel suo lavoro, grazie alla quale tanti studenti, me compreso, si sono appassionati al mondo della geofisica.

## BIBLIOGRAFIA

Aki K. e Richards P.G., (1980). *Quantitative Seismology, Theory and Methods*, Vol. I, Freeman W.H., San Francisco, pp.557.

Anderson J.G., (2015) *Physical Processes That Control Strong Ground Motion*. In: Gerald Schubert (editor-in-chief) *Treatise on Geophysics*, 2nd edition, Vol 4. Oxford: Elsevier; p. 505-557.

Atto di indirizzo per la MZS in Emilia-Romagna (2007) Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, comma 1, della L.R. 20/2000 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio", in merito a "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica".

Bardet J.P., Ichii K., Lin H., (2000) Equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil, computer program.

Borcherdt R.D., (1994) *Estimates of site-dependent response spectra for design (methodology and justification)*, *Earthquake Spectra*, 10, 617-653.

Cadet H., Cultrera G., De Rubeis V., Bard P-Y (2011) *Rayleigh wave dispersion curve: a proxy for site effect estimation?*, ESG4, Santa Barbara (California), 23–26 August.

Castellaro S., (2014), *Appunti di sismologia storica, Riassunto schematico delle lezioni di Sismologia Storica tenute da Emanuela Guidoboni nel 2014 per l'Ordine degli Architetti e Ingegneri di Bologna*.

Castellaro S., (2018) *Nelle NTC le strutture risuonano. E i terreni?*, *Structural 216* - marzo/aprile 2018 – paper 08 – ISSN 2282-2794.

Castellaro S., Mulargia F., (2013) *Simplified seismic soil classification: the  $V_{fz}$  matrix*. *Bull Earthquake Eng* (2014) 12:735–754.

Castellaro S., Mulargia F., Rossi PM (2008)  $V_{s30}$ : *Proxy for seismic amplification?*, *Seism. Res. Lett.*, 79, 540-543.

Castellaro S., Negri N., Roveri M., Vigliotti G., (2012) *Interazione Suolo-Struttura e Struttura-Struttura: una lezione del terremoto di Mirandola del 20.05.2012*, *Il geologo dell'Emilia-Romagna*, 47-52

Castellaro S., Padron L. A., Mulargia F., (2013) *The different response of apparently identical structures: a far-field lesson from the Mirandola 20th May 2012 earthquake*, *Bull Earthquake Eng*.

Ciancimino A., Foti S., Lanzo G., (2018) *Stochastic analysis of seismic ground response for site classification methods verification*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 111 (2018), 169-183.

Day M.S., (1996) *RMS response of a one-dimensional half-space to SH*, Bull Seism Soc Am 86:363–370.

Foti D., Mongelli M., (2011) *Isolatori sismici per edifici esistenti e di nuova costruzione: Principi fondamentali - Criteri di progettazione - Dettagli costruttivi*.

Gruppo di lavoro MS, 2008. *Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica*. Conferenza delle Regioni e delle Province autonome - Dipartimento della protezione civile, Roma, 3 vol. e Dvd.

Guidoboni E., Valensise G., (2011). *Il peso economico e sociale dei disastri sismici in Italia negli ultimi 150 anni*.

Gurler E., Nakamura Y., Saita J., Sato T., (1999) *Local site effect of Mexico City based on microtremors measurement*.

Idriss I.M., (1990) *Influence of local site conditions on earthquake ground motions*. In: Proceedings of the 4th US national conference on earthquake engineering, pp 55–57.

Iervolino I., Galasso C., Cosenza E., 2008. *Spettri, accelerogrammi e le nuove norme tecniche per le costruzioni, Progettazione Sismica*, 1, 33-50.

ITACA, (2004). Italian ACelerometric Archive, sito web <http://itaca.mi.ingv.it>

Joyner W.B., Warrick R.E., Fumal T.E., (1981) *The effect of quaternary alluvium on strong ground motion in the Coyote Lake, California, earthquake, 1979*. Bull Seismol Soc Am 71:1333–1349.

Lanzo G., (2012) *Risposta sismica locale: fondamenti teorici e modellazione numerica*, Corso di microzonazione sismica e valutazione della Risposta Sismica Locale per la ricostruzione post-terremoto, 21-22 Febbraio 2012.

Lanzo G., Silvestri F., (1999) *Risposta sismica locale, teorie ed esperienze*.

Lee W., Trifunac M.D., (2010) *Should average shear-wave velocity in the top 30 m of soil be used to describe seismic amplification?* Soil Dyn Earthq Eng 30:1250–1258.

Marzo A., (2018) *Interventi sugli edifici esistenti*, Corso di formazione e aggiornamento professionale per energy Manager e esperti in gestione dell'energia; Bologna, 7 marzo 2018.

Makris N., (2018) *Seismic isolation: Early history*. Earthquake Engng Struct Dyn.;1–16.

Nakamura Y., (1989) *A method for dynamic characteristic estimates of subsurface using microtremor on the ground surface*. Q Report Railway Tech Res Inst 30:25–33.

NMSOP (2002) *IASPEI New Manual of the seismological observatory practice*. In: Bormann P (ed) Potsdam, vol, 2.

NTC (2018) *Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 17 Gennaio 2018.

Pau M., (2015) *Sollecitazioni semplici: la flessione*, diapositive del corso *Costruzioni biomeccaniche* del dipartimento di ingegneria meccanica, chimica e dei materiali di Cagliari.

Puglia R., (2007) *Analisi della risposta sismica locale di san Giuliano in Puglia*.

Romeo G., Braun T., (2006) *Appunti di sismometria*, quaderni di geofisica

Rovida A., Locati M., Camassi R., Lolli B., Gasperini P. (eds.) (2016). *CPT15, the 2015 version of the Parametric Catalogue of Italian Earthquakes*. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Simoni G., (2004) *Prove dinamiche di laboratorio di colonna risonante e taglio ciclico*, appunti della lezione del 04/03/04 del corso di “Geotecnica 2” della facoltà di Ingegneria Civile ed in Ingegneria per l’Ambiente ed il Territorio di Firenze.

Trombetta P. L., Castellano M. G., Cocchio D. (2013) *Adeguamento Sismico di Edifici mediante Isolamento Sismico*, FIP Industriale SpA.

## APPENDICE

### (a) Amplificazione sismica stratigrafica: dimostrazione del rapporto di proporzionalità inverso tra ampiezza e velocità di propagazione di un'onda sismica.

Considerate le seguenti relazioni:

- legge dell'energia cinetica:  $E_{cin} = \frac{1}{2}mv^2$
- equazione dello spostamento indotto nel mezzo da un'onda:  $x = x_0 \cdot \text{sen}(\omega t)$
- equazione della velocità indotta nel mezzo da un'onda:  $v = \frac{\partial x}{\partial t} = x_0 \cdot \omega \cdot \text{sen}(\omega t)$
- equazione della velocità di propagazione delle onde di taglio:  $V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$
- equazione della pulsazione di un'armonica elementare:  $\omega = 2\pi f = 2\pi \frac{v}{\lambda}$

Dove:

- $x_0$ : ampiezza dell'onda;
- $v$ : velocità di propagazione dell'onda;
- $\lambda$ : lunghezza d'onda dell'onda;
- $\omega$ : pulsazione dell'onda;
- $\rho$ : densità;

È possibile procedere alla seguente derivazione:

$$E_{cin} = \frac{1}{2}mv^2 \rightarrow E_{cin} = \frac{1}{2}\rho[x_0\omega\text{sen}(\omega t)]^2 \rightarrow E_{cin} = \frac{1}{2}\rho[x_0^2\omega^2\text{sen}^2(\omega t)] \rightarrow x_0 = \sqrt{\frac{2E_{cin}}{\rho\omega^2\text{sen}^2(\omega t)}} \rightarrow$$
$$x_0 = \sqrt{\frac{2E_{cin}}{\rho 4\pi^2 \cdot \frac{v^2}{\lambda^2}}}$$

In tal modo si è dimostrato come l'ampiezza  $x_0$  di un'onda è inversamente proporzionale al quadrato della sua velocità di propagazione  $v$ . Tale relazione giustifica il fenomeno di amplificazione sismica stratigrafica, che comporta l'amplificazione di un'onda che passa da un mezzo rigido ad uno meno rigido, per mezzo del quale l'onda si propaga ad una velocità minore.

**(b) Derivazione dell'equazione dell'oscillatore armonico smorzato ad un grado di libertà.**

Considerate le seguenti relazioni:

- Equazione dell'accelerazione indotta nel mezzo da un'onda:  $a = \frac{\partial v}{\partial t} = -x_0 \cdot \omega^2 \cdot \text{sen}(\omega t)$
- Equazione della pulsazione propria  $\omega_0$  di un oscillatore:  $\omega_0 = \sqrt{\frac{G}{m}}$

È possibile, con le opportune semplificazioni e considerando l'input e la risposta dell'edificio sinusoidali, procedere alla seguente derivazione:

$$0 = m(A_b + A_0) + kx \rightarrow -mA_b = mA_0 + kx \rightarrow -mA_b \text{sen}(\omega t) = mA_0 \text{sen}(\omega t) + kx_0 \text{sen}(\omega t) \rightarrow$$

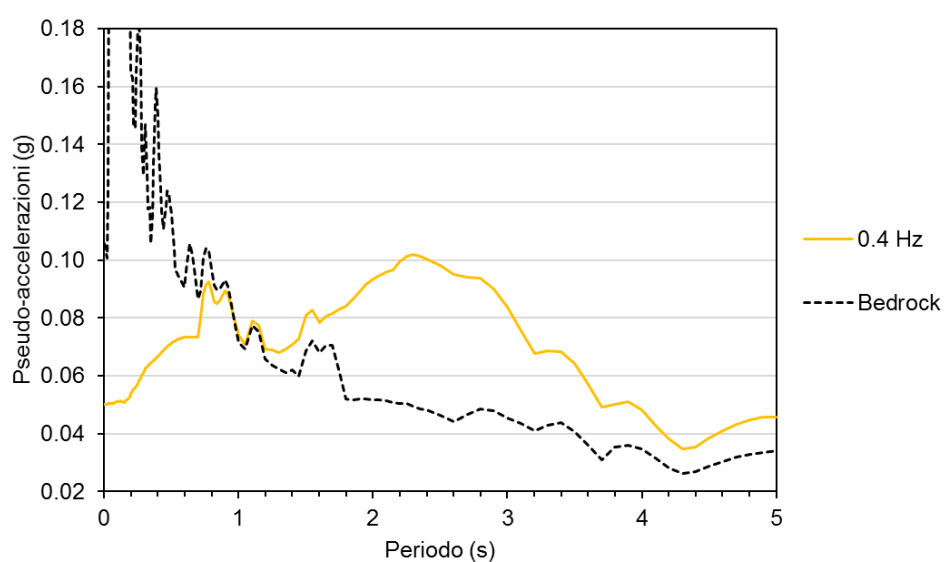
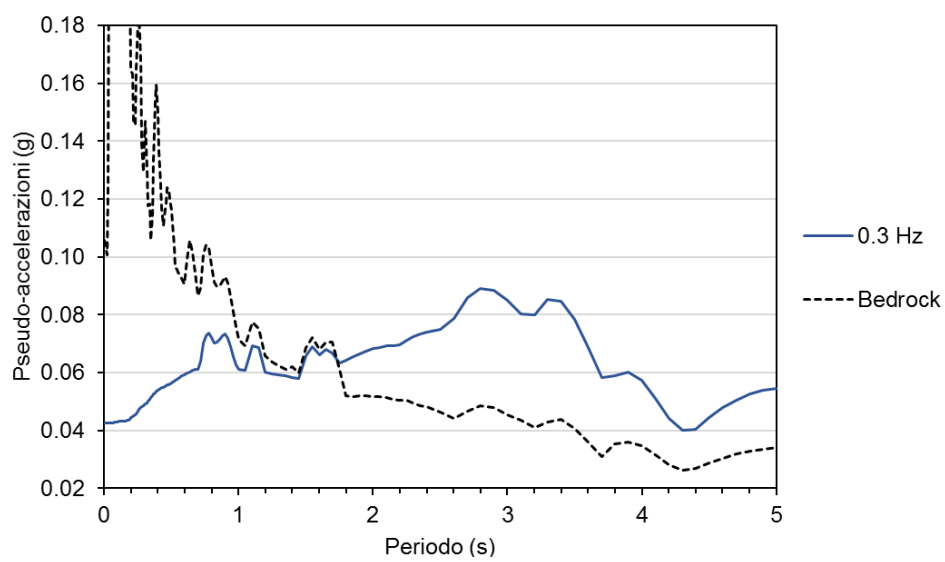
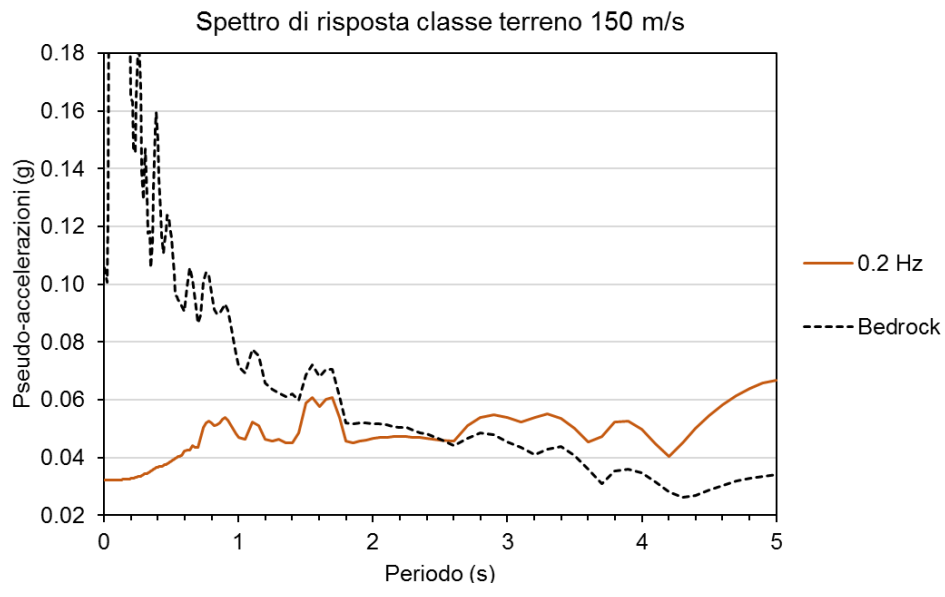
$$-A_b = A_0 - \frac{G}{m} \cdot \frac{a_0}{\omega^2} \rightarrow -A_b = A_0 \left[ 1 - \left( \frac{\omega_0}{\omega} \right)^2 \right] \rightarrow A_0 = \left| \frac{-A_b}{1 - \left( \frac{\omega_0}{\omega} \right)^2} \right|$$

Dove:

- $A_b$ : accelerazione di base data dall'input;
- $A_0$ : accelerazione relativa data dall'oscillatore;
- $x_0$ : ampiezza dell'input;
- $k$ : rigidità dell'oscillatore;
- $\omega$ : pulsazione dell'input;
- $\omega_0$ : pulsazione propria oscillatore.

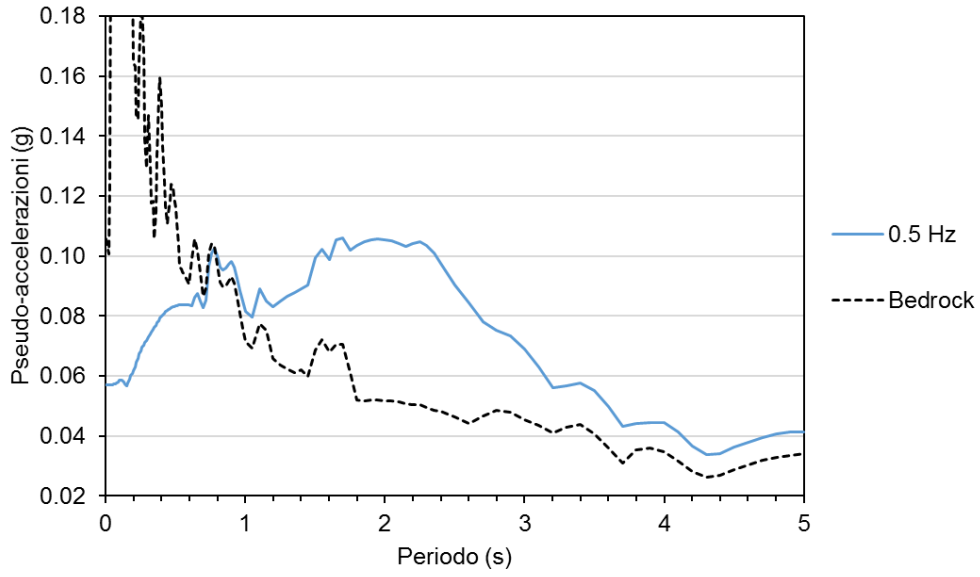
In tale modo si è dimostrato come l'accelerazione relativa determinata dall'azione dell'oscillatore eccitato dipende dalla relazione esistente tra la pulsazione dell'input e quella propria dell'oscillatore.

**(c) Spettri di risposta ottenuti dalla modellazione numerica di risposta sismica locale, classi di terreno: VS=150 m/s, VS=250 m/s, VS=450 m/s e classi di frequenza: 0.2-1 Hz, 2-10 Hz.**

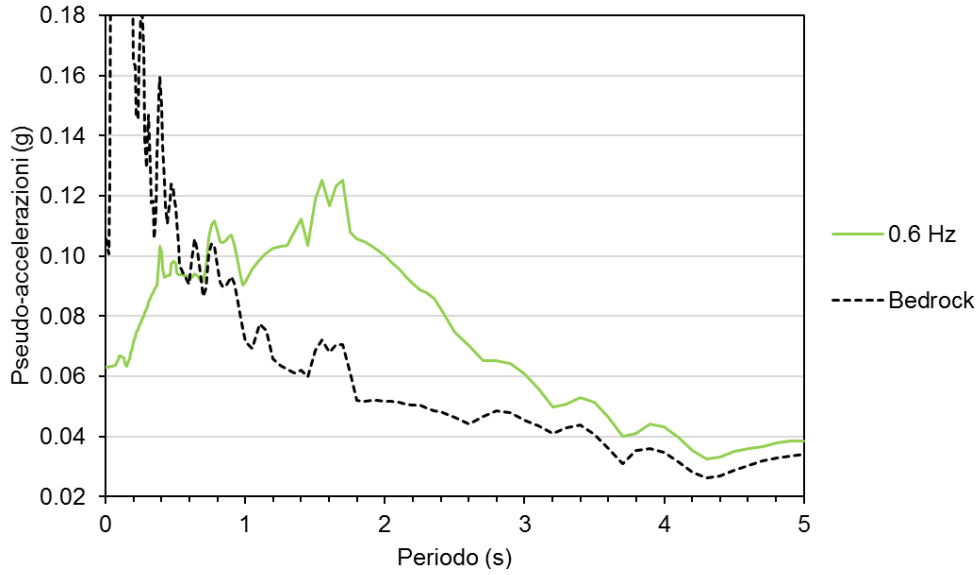




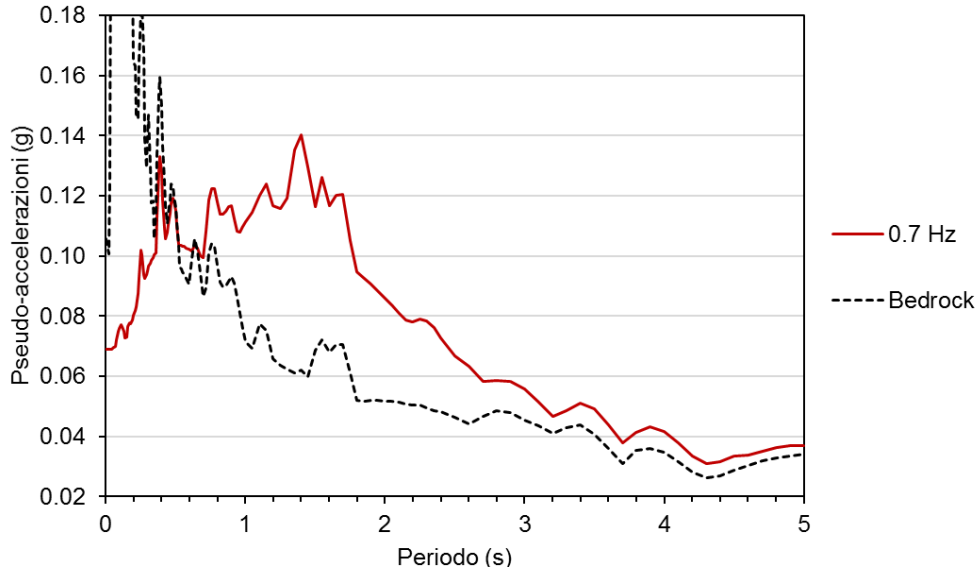
Spettro di risposta classe terreno 150 m/s

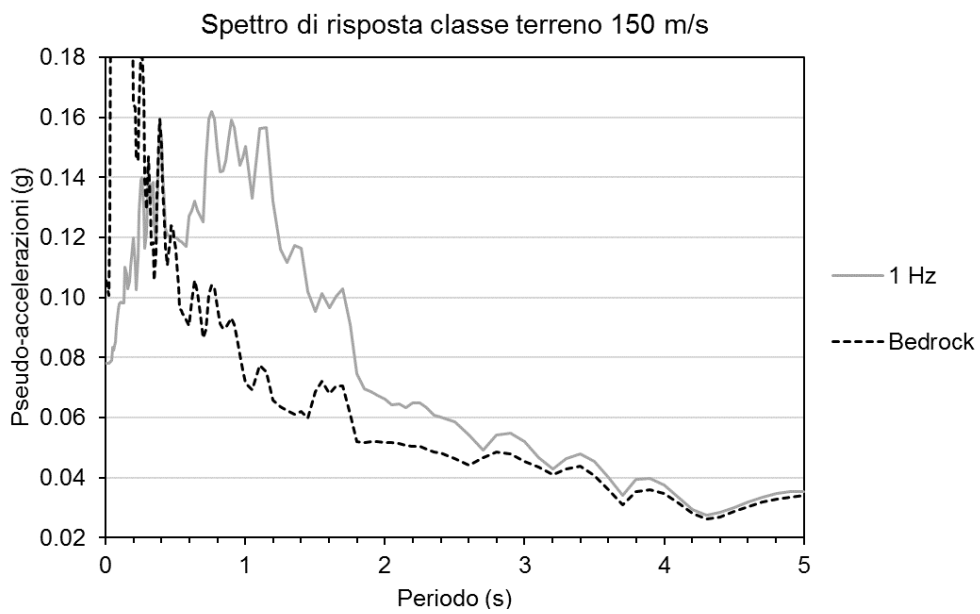
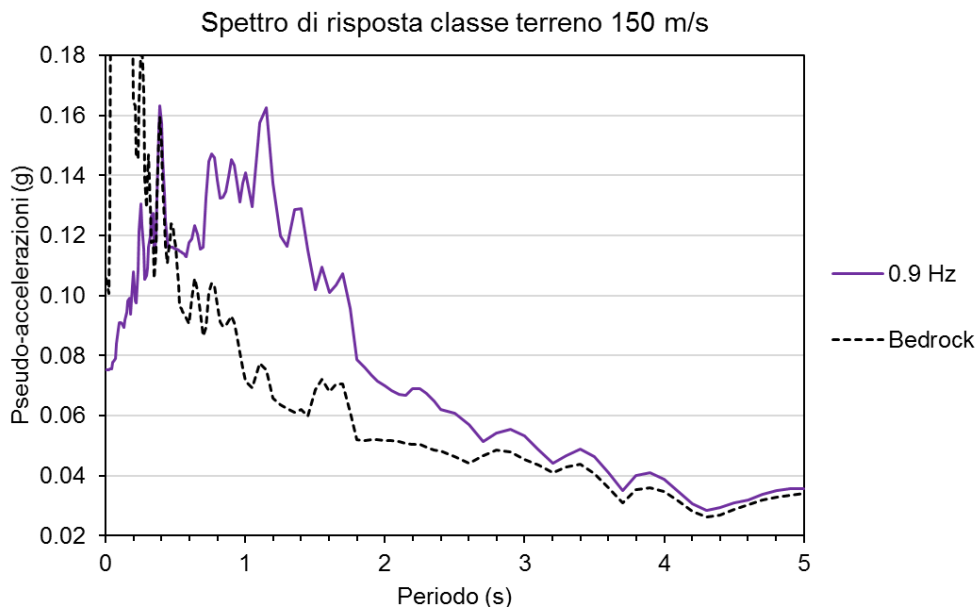
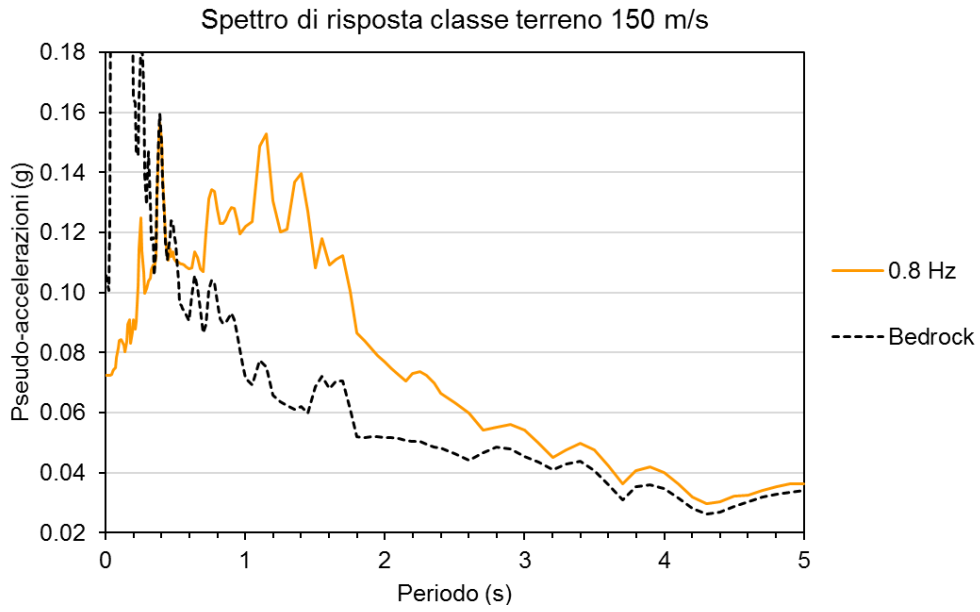


Spettro di risposta classe terreno 150 m/s

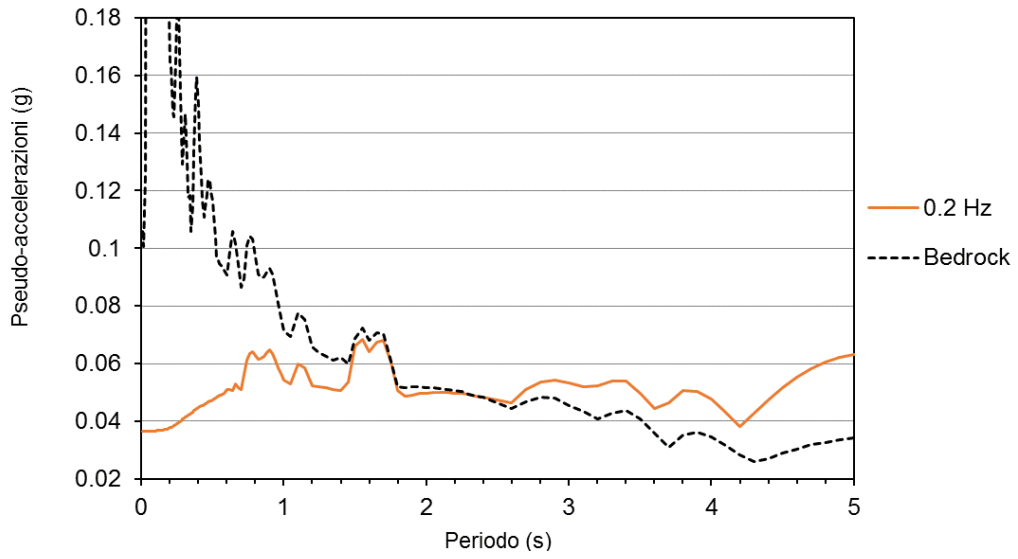


Spettro di risposta classe terreno 150 m/s

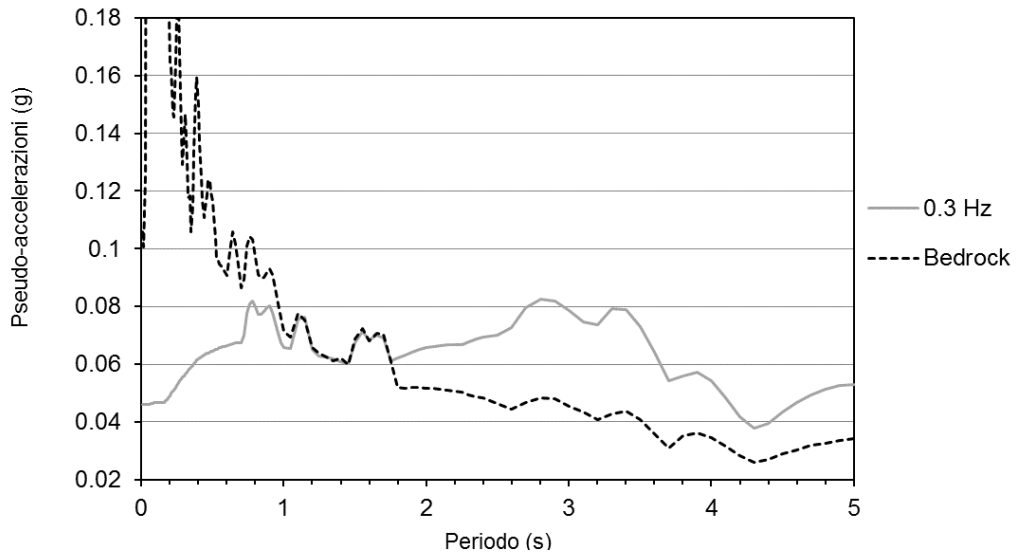




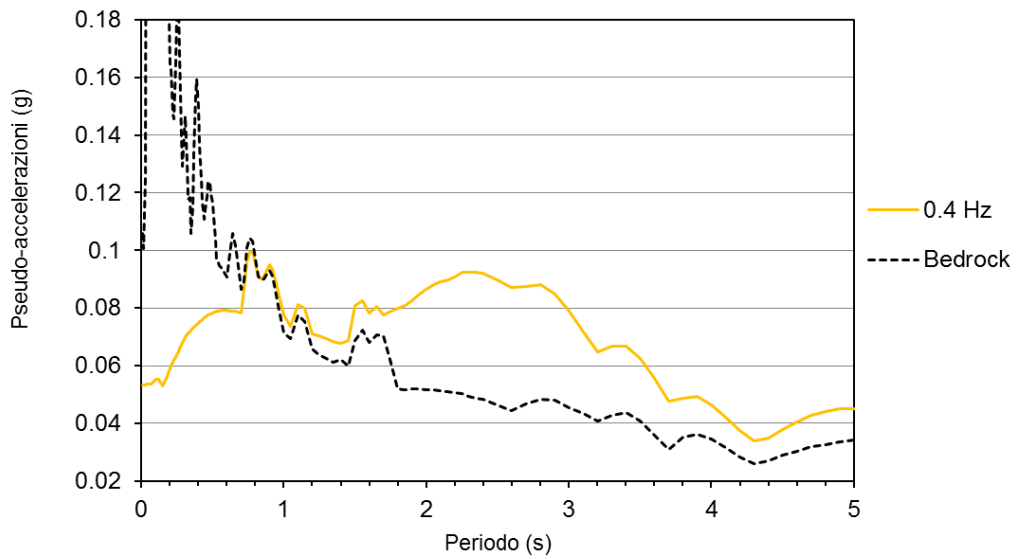
Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



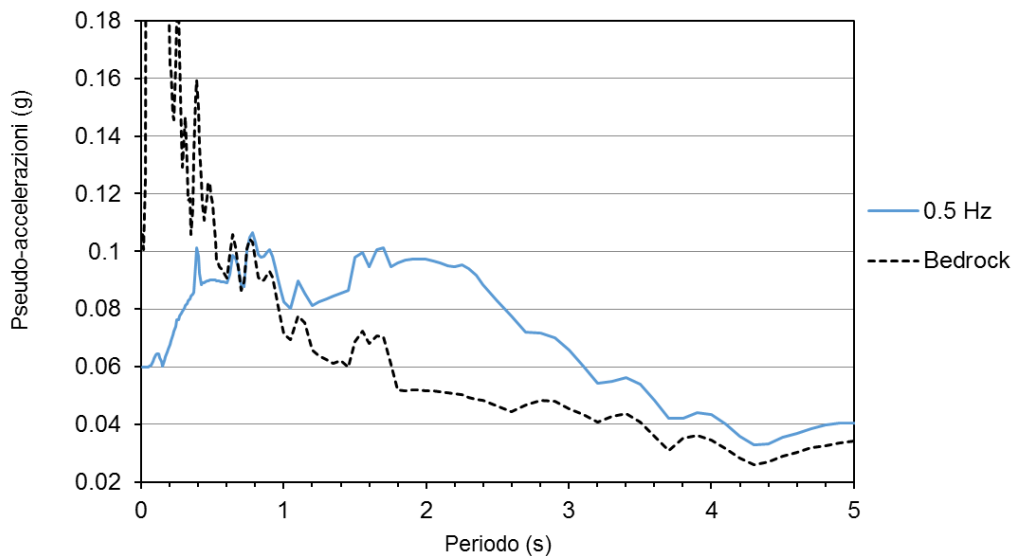
Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



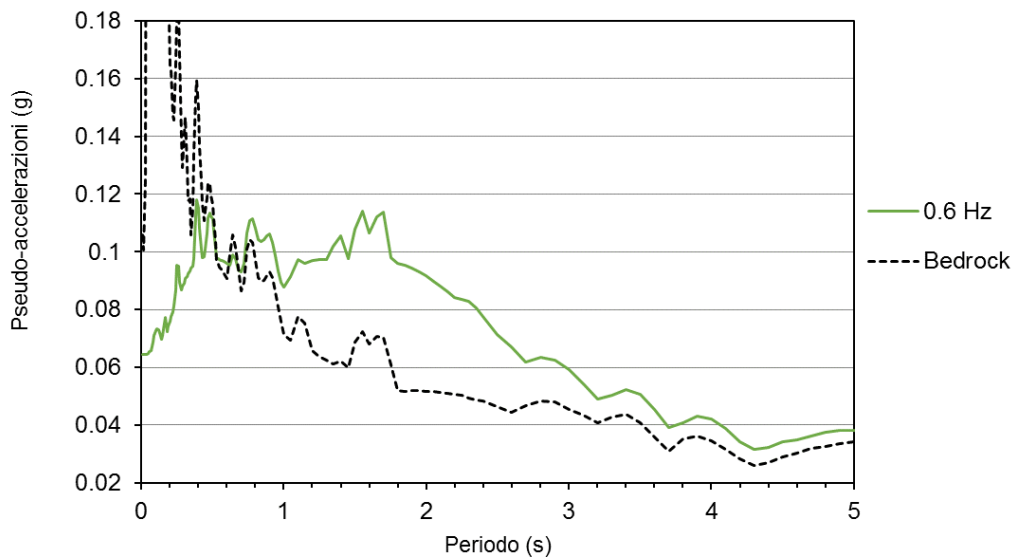
Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



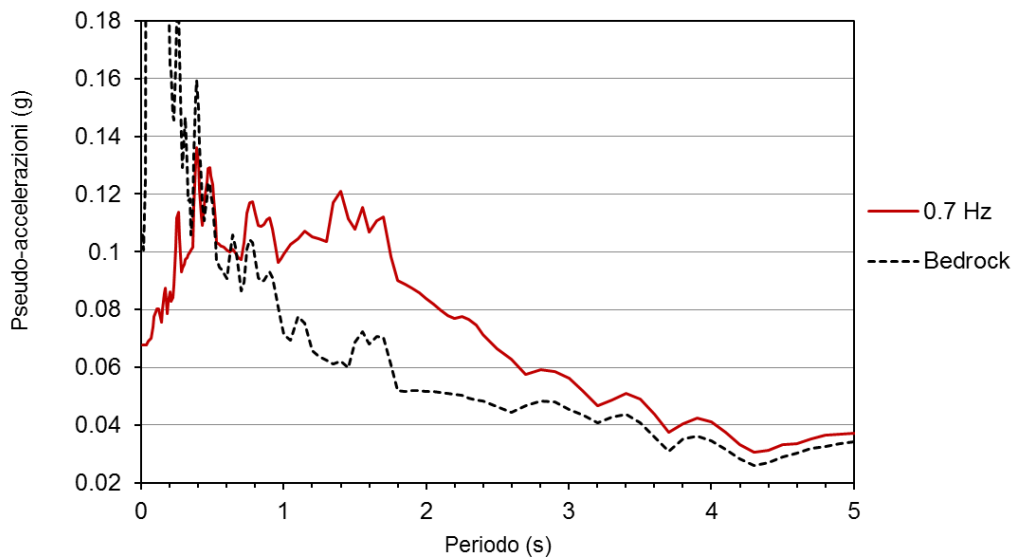
Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



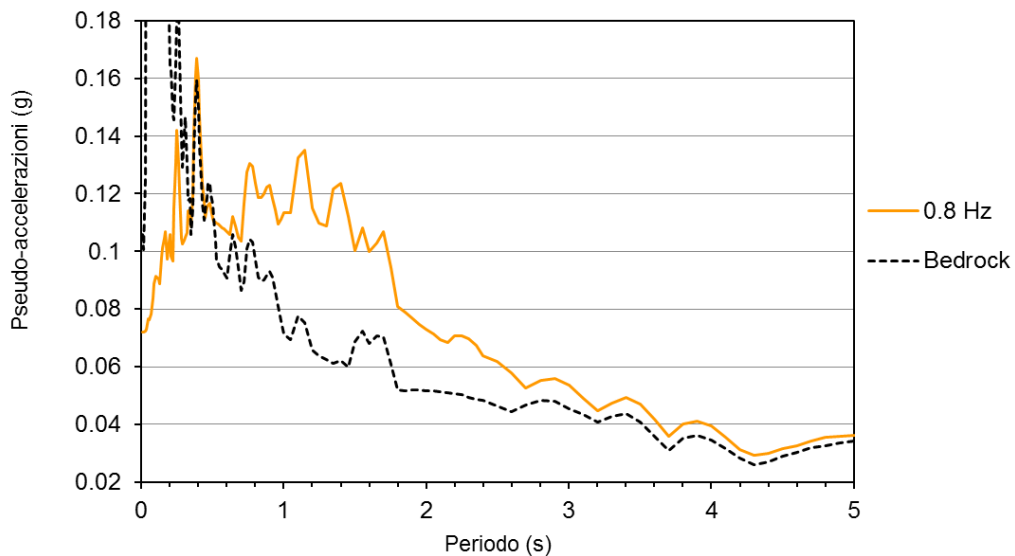
Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



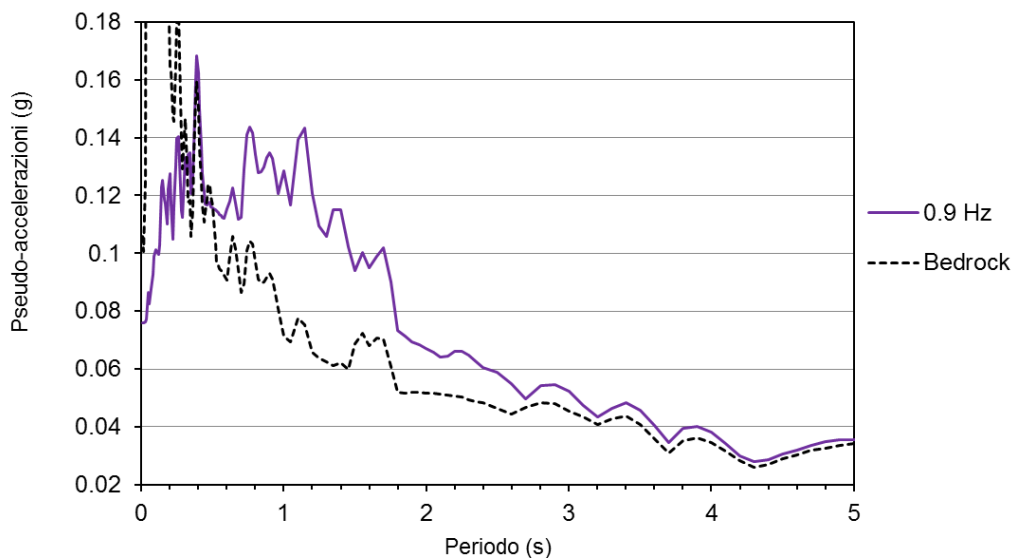
Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



Spettro di risposta classe terreno 250 m/s



Spettro di risposta classe terreno 250 m/s

