POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

Analisi numeriche bidimensionali della risposta sismica locale per la Microzonazione Sismica di alcuni comuni delle Marche

Relatore

Prof. Ing. Sebastiano Foti

Candidato Papaianni Daniele

Anno Accademico 2017/2018

"Alla mia cara nonna."

INDICE

INTR	RODUZ	JONE	5
CAPI	TOLO	1 STORIA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA IN ITALIA	9
1.1	R	ISCHIO SISMICO	12
1.2	Ze	ONAZIONE SISMICA	13
	1.2.1	Macrozonazione sismica	13
	1.	2.1.1 Pericolosità sismica di base	17
	1.2.2	Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale secondo NTC08	19
	1.	2.2.1 Effetti di sito – Amplificazione stratigrafica secondo normativa	23
	1.	2.2.2 Effetti di sito – Amplificazione topografica secondo normativa	24
	1.2.3	Microzonazione sismica	26
	1	2.3.1 Risposta sismica locale	31
CAPI	TOLO	2 ONDE SISMICHE	33
2.1	V	ELOCITÀ DELLE ONDE SISMICHE	35
2.2	PI	ROPAGAZIONE DELLE ONDE SISMICHE	37
	2.2.1	Attenuazione geometrica	37
	2.2.2	Attenuazione intrinseca	38
	2.2.3	Attenuazione per scattering	38
2.3 Caf	C RICHI VA	OMPORTAMENTO NON LINEARE E DISSIPATIVO DEL TERRENO SOTTOPOSTO A ARIABILI	41
CAPI	TOLO	3 RISPOSTA SISMICA LOCALE	46
3.1	Fo	ORMULAZIONE ANALITICA DEL PROBLEMA	46
3.2	E	FEROGENEITÀ DEL TERRENO	52
	3.2.1	Trattazione del mezzo continuo	52
	3.2.2	Trattazione del mezzo stratificato	55
	3.2.3	Effetti dovuti alla non linearità del terreno	57
3.3	E	FFETTI BIDIMENSIONALI	62
3.4	E	FFETTI TOPOGRAFICI	67
CAPI	TOLO	4 TECNICHE DI CARATTERIZZAZIONE SPERIMENTALE	73
4.1	PI	ROVE DINAMICHE IN SITO	73
	4.1.1	Misure sismiche superficiali	74
	4.1.2	Misure sismiche in foro	76
	4.	1.2.1 Prova Down-Hole (DH)	76

	4.1.3	Interpretazione dei risultati di prove DH per i comuni del raggruppamento	
	territor	iale Marche 3	87
CAPI	TOLO	5 MODELLAZIONE NUMERICA	96
5.1	S	CELTA DEL MODELLO DI ANALISI	99
	5.1.1	Codice di calcolo Monodimensionale – DEEPSOIL	101
	5.1.1	Codice di calcolo Bidimensionale – LSR ^{2D}	105
5.2	R	APPRESENTAZIONE DEL MOTO SISMICO IN OUTPUT	109
5.3	С	OMUNI SOGGETTI A MODELLAZIONE NUMERICA	110
5.4	R	ISULTATI PER IL COMUNE DI ORTEZZANO	111
5.5	R	ISULTATI PER IL COMUNE DI FORCE	121
5.6	R	ISULTATI PER IL COMUNE DI MONTEDINOVE	133
	5.6.1	Sezione BB'	134
	5.6.2	Sezione CC'	145
5.7	R	ISULTATI PER IL COMUNE DI MONTALTO DELLE MARCHE	155
CAPI	TOLO	6 CONCLUSIONI	166
BIBL	IOGR	AFIA	169
SITO	GRAF	ΙΑ	173

INTRODUZIONE

Il lavoro svolto in questa tesi ricade nell'ambito dello studio di microzonazione sismica di III livello. Tale studio permette di identificare zone con differente risposta sismica a causa delle condizioni locali del sito.

A seguito degli eventi sismici che colpirono l'Italia tra l'agosto del 2016 fino a 2017 inoltrato, nacque l'esigenza di effettuare uno studio di microzonazione sismica dei comuni maggiormente colpiti. Vengono pertanto avviati i lavori in collaborazione tra differenti enti: centro di microzonazione sismica (CentroMS), INGV, CNR, ISPRA, UNIFI, ENEA, Politecnico di Milano, Politecnico di Torino, professionisti del luogo; in modo tale da avviare tutte quelle attività necessarie per uno studio di microzonazione.

In questo lavoro ci si occuperà di valutare lo studio della risposta sismica locale che costituisce la parte più interessante, da un punto di vista geotecnico, di un'indagine di microzonazione sismica; in particolare verranno analizzati alcuni comuni in provincia di Ascoli Piceno, classificati come appartenenti al raggruppamento territoriale Marche 3,

La trattazione è finalizzata ad introdurre le metodologie di previsione quantitativa del moto sismico atteso in un sito in condizioni *free-field* (ovvero in assenza di manufatti), ed a valle di uno studio di sismicità regionale che definisca il *terremoto di riferimento (RIM)*, confrontando i risultati derivati da analisi numeriche monodimensionali e bidimensionali con quelli ottenuti applicando la normativa vigente.

La conoscenza delle caratteristiche del moto sismico atteso in superficie a seguito di un evento sismico è di primaria importanza per la progettazione di strutture in grado di resistere alle azioni sismiche e per una suddivisione del territorio secondo zone omogenee dal punto di vista della risposta sismica.

Tali caratteristiche dipendono principalmente da tre fattori: il meccanismo focale del terremoto, la propagazione delle onde sismiche nel substrato roccioso e la trasmissione del segnale sismico dalla formazione rocciosa di base (*bedrock*) alla superficie, attraverso gli strati del deposito sovrastanti il *bedrock* stesso. I primi due aspetti ricadono nell'ambito della Sismologia e della Geofisica, mentre il terzo costituisce oggetto di studio nel campo della Geotecnica Sismica e Dinamica dei Terreni.

Lo studio di *risposta sismica locale* definisce le modifiche in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza, che subiscono le onde sismiche a seguito della propagazione attraverso gli strati di terreno compresi tra il bedrock e la superficie.



Figura 0.1 - Propagazione delle onde sismiche dalla sorgente al sito (Lanzo & Silvestri, 1999)

L'analisi di microzonazione sismica viene condotta con diverse finalità. In primo luogo permette di valutare gli effetti del terremoto sulle strutture, considerando adeguatamente il comportamento amplificante e/o deamplificante del terreno. Essa è anche indispensabile per la definizione di aree potenzialmente a rischio; in cui si potrebbero verificare fenomeni di subsidenza, stabilità di versante, liquefazione e deformazioni permanenti del sottosuolo.

Negli ultimi anni lo studio di risposta sismica locale è stata oggetto di numerose ricerche sia di carattere sperimentale, grazie alle numerose registrazioni di eventi simici registrati in corrispondenza delle stazioni sismometriche sparse nel territorio, sia basate su analisi numeriche, attraverso l'utilizzo di software dedicati.

In particolare, lo studio di microzonazione si differenzia su tre livelli di dettaglio. Lo studio di MS di livello I consiste nella raccolta, nell'esecuzione di indagini ex-novo e nell'elaborazione dei dati, di natura geologica, geomorfologica, idrogeologica, geotecnica e sismica al fine di suddividere il territorio comunale studiato in microzone omogenee in prospettiva sismica e realizzare la carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (MOPS). Il primo livello è propedeutico per affrontare il successivo livello di approfondimento MS di livello 3, il quale è finalizzato alla valutazione della pericolosità sismica, guidando le scelte di pianificazione urbanistica nell'ottica di perseguire ed

assicurare la riduzione del rischio sismico. In particolare lo studio di MS di livello 3 è finalizzato a quantificare la pericolosità sismica locale delle microzone, con particolare riferimento all'individuazione delle aree stabili, delle aree stabili suscettibili di amplificazioni locali e delle aree instabili, e nella realizzazione delle Carte di Microzonazione Sismica di livello 3 alla scala 1:5.000.

Lo studio di MS di livello 3 è stato eseguito attraverso un'analisi di risposta sismica locale monodimensionale (1D) e bidimensionale (2D), effettuate rispettivamente su verticali e sezioni rappresentative, in numero adeguato per poter caratterizzare le tipologie di microzone individuate nella Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica (MOPS). I risultati delle analisi numeriche sono stati restituiti in termini di accelerogrammi calcolati in superficie ed elaborati in termini di fattori di amplificazione in pseudoaccelerazione determinati su prefissati intervalli di periodi, nonché di spettri di risposta in accelerazione al 5% di smorzamento.

Gli elementi fondamentali per poter effettuare una modellazione numerica sono diversi; a partire dalla definizione del terremoto di riferimento fino ad arrivare alla definizione del modello geofisico-geotecnico del sito in esame. Geometrie, spessori e parametri fisicomeccanici delle diverse unità litologiche costituenti il deposito sono elementi chiave per la definizione completa del modello; valutati attraverso apposite indagini geotecniche, geofisiche e indagini di laboratorio.

Nel *capitolo 1* vengono fornite notizie di carattere generale sulla cronistoria della zonazione sismica in Italia. Viene introdotto il concetto di rischio sismico e lo spettro di risposta elastico definito come da normativa vigente. Infine si riportano aspetti e peculiarità della microzonazione sismica.

Nel *capitolo 2* si riportano i necessari richiami su natura e propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo, soffermandosi sui fenomeni legati all'attenuazione delle stesse. Inoltre viene descritto il reale comportamento del terreno soggetto a carichi variabili nel tempo, con riferimento ai principali parametri che ne influenzano la risposta.

Nel *capitolo 3* viene descritto il problema della risposta sismica locale, definendo i principali fattori responsabili delle modifiche delle caratteristiche del moto sismico di input, in riferimento ad un suolo reale, che influiscono sulla risposta sismica in superficie.

Nel *capitolo 4* si descrivono le principali tecniche di caratterizzazione geotecnica di un sottosuolo reale attraverso prove dinamiche in sito, con particolare attenzione alle modalità di esecuzione e interpretazione dei risultati della prova sismica in foro *Down Hole*.

Nel *capitolo 5* vengono riportate le analisi monodimensionali e bidimensionali svolte per alcuni comuni delle Marche, confrontando i risultati con quelli ricavati, nelle medesime condizioni locali, con la Normativa Tecnica del 2008.

CAPITOLO 1 STORIA DELLA MICROZONAZIONE SISMICA IN ITALIA

Il nostro Paese, negli ultimi 2500 anni, è stato colpito da oltre 30.000 terremoti di media e forte entità (superiore al IV-V grado della scala Mercalli, MSC), con oltre 500 eventi sismici oltre l'VIII grado MSC. Questo ci porta ad apprendere che l'Italia è un territorio esposto ad un forte rischio sismico, caratterizzato da aree nelle quali si verificano terremoti più frequenti ma di lieve intensità (ad esempio: Piemonte, Lombardia, Valle d'Aosta), altre, invece, dove i sismi avvengono più raramente ma con intensità notevolmente maggiore (Marche, Abruzzo, Calabria).

Il ruolo della microzonazione sismica (MS) è quello di valutare la pericolosità sismica locale attraverso l'individuazione di zone del territorio caratterizzate da comportamento sismico omogeneo. Lo scopo principale è quello di individuare e classificare zone stabili, zone stabili suscettibili di amplificazioni locali del moto sismico e le zone suscettibili di instabilità. Gli studi di microzonazione hanno acquistato sempre maggior importanza negli ultimi anni, anche se la loro importanza era emersa già in epoca passata.

Le prime indagini di microzonazione sismica in Italia sono avvenuti a seguito del disastroso terremoto che distrusse le città di Messina e Reggio Calabria del 1908 (Mw=7.2; XI MSC), causando, si stima, 80.000 vittime e un ingente danno economico. Già allora si osservarono dettagliatamente i danni provocati dal sisma agli edifici, cercando correlazioni tra le caratteristiche geologiche e morfologiche del terreno.

"[...]su terreni posti sopra o presso fratture, franosi o atti comunque a scoscendere, od a comunicare ai fabbricati variazioni e sollecitazioni tumultuarie per differente costituzione geologica o diversa resistenza delle singole parti di essi".

Così recita parte del decreto del 18 aprile 1909, n.193, nelle norme tecniche per la costruzione e ricostruzione degli edifici post-sisma. È facile intuire come da questa frase, già all'epoca, fosse ben chiaro l'azione sismica possa essere alterata a causa delle caratteristiche geologiche locali del terreno.

Il terremoto di S. Francisco del 1957 fu studiato con particolare attenzione da Seed e Idriss¹, i quali notarono delle registrazioni accelerometriche decisamente maggiori nelle zone, della stessa città, ove il terreno presentava strati superficiali più soffici.

In Italia, i primi studi approfonditi, comprensivi di un'estesa raccolta cartografica, dati di sondaggio e modellazioni numeriche 1D e 2D, avvennero solamente a seguito dei terremoti di Ancona (1972), del Friuli (1976) e dei 39 centri abitati colpiti dal terremoto irpino-lucano (1980). Come prodotto dell'attività scientifica svolta nell'ambito del Progetto Finalizzato Geodinamica, nel 1986 il CNR pubblica gli "Elementi per una guida alle indagini di Microzonazione Sismica", il cui scopo è fornire un orientamento critico alle indagini di microzonazione sismica, tenendo presenti le esperienze condotte sul territorio nazionale nell'ultimo decennio.

Un'altra importante indagine viene svolta a seguito del terremoto dell'Umbria-Marche del 1997. Gli studi di MS vengono condotti in oltre 60 località, andando ad analizzare situazioni stratigrafiche e geomorfologiche locali, che avranno notevole rilevanza nell'abito della ricostruzione.

La costante attività di condivisione delle diverse esperienze maturate ed eterogeneità degli approcci, ha portato nel 2006 all'istituzione di un Gruppo di Lavoro, composto da tecnici ed esperti nominati dalle Regioni e dal Dipartimento della Protezione Civile, allo scopo di redigere gli "Indirizzi e criteri per la Microzonazione Sismica" (ICMS, 2008). Tale pubblicazione definisce i metodi di indagine ed i criteri di utilizzo dei risultati delle analisi di MS, costituendo un riferimento nazionale per gli studi mirati alla caratterizzazione sismica del territorio.

Gli ICMS sono stati immediatamente testati a seguito del terremoto de l'Aquila nel 2009. Nei mesi seguenti inizia uno degli studi di microzonazione sismica più avanzati al mondo, a seguito dell'ordinanza n. 3772 del 19 maggio 2009, promosso e coordinato dal Dipartimento della Protezione civile con la regione Abruzzo, che ha coinvolto circa 150 ricercatori e tecnici di dieci Università italiane, otto istituti di ricerca, l'Ordine dei geologi dell'Abruzzo, quattro Regioni (Abruzzo, Emilia-Romagna, Lazio e Toscana) e la Provincia di Trento. La pubblicazione "Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana" (2010) ha permesso di caratterizzare in prospettiva sismica il territorio dei comuni che hanno subito un'intensità macrosismica pari o superiore al XII grado MSC – Mercalli Cancani Sieberg (Gruppo di Lavoro MS-AQ, 2010).

¹ (Seed & Idriss, 1969) Influence of soil conditions on ground motions during earthsquakes.

Il 24 agosto 2016 una scossa di magnitudo 6.0 colpisce il Centro Italia, interessando le regioni di Abruzzo, Lazio, Marche e Umbria; generato dall'attivazione del segmento di faglia del Cordone del Vettore e segmento del Monte Vettoretto con evidenze di fagliazione in superficie fino a 30 cm. Sono migliaia i civili colpiti dall'evento con 299 vittime, migliaia di feriti e comuni interamente rasi al suolo. A seguire uno sciame sismico che registra la scossa più forte degli ultimi 30 anni il 30 ottobre 2016, di magnitudo 6.5 con epicentro tra Norcia e Preci; generato invece dallo scorrimento di tutto il settore centrale della faglia, con un meccanismo focale normale su un piano orientato circa N155° e pendente in profondità meno di 50° verso WSW. Amatrice, Accumoli, Norcia, Arquata del Tronto i comuni più colpiti e completamente distrutti.

Il 12 maggio 2017, a seguito dell'ordinanza n. 24 della Presidenza del Consiglio dei Ministri, vengono assegnati i finanziamenti per gli studi di microzonazione sismica di III livello dei Comuni del centro Italia interessati dagli eventi sismici.



Figura 1.1 – Meccanismi focali degli eventi sismici avvenuti nel centro Italia. (Force, 2018)

1.1 RISCHIO SISMICO

L'Ingegneria Geotecnica Sismica studia le conseguenze dei terremoti sull'ambiente, naturale ed antropizzato, analizzando l'influenza reciproca tra le onde sismiche e terreni, allo scopo di definire metodi finalizzati alla previsione e alla riduzione di effetti.

Per quantificare, e quindi razionalizzare, il pericolo del danneggiamento, considerando nell'insieme le possibili implicazioni economico-sociali, viene introdotto il concetto di *rischio simico* (\mathcal{R}) definito come la misura dei danni attesi, sia perdite umane che sociali ed economiche, in un prefissato intervallo di tempo ed in una determinata area, in base al tipo di sismicità, in relazione alla probabilità di accadimento, a causa di un evento sismico. Esso è determinato dalla combinazione della *pericolosità sismica*, della *vulnerabilità* e dell'*esposizione*.

$$\mathcal{R} = \mathcal{H} \cdot \mathcal{V} \cdot \mathcal{E}$$

La *pericolosità sismica* (\mathcal{H}), intesa in senso probabilistico, è definita come una stima quantitativa dello scuotimento atteso del terreno, in una data area con una certa probabilità di eccedenza, in un dato intervallo di tempo. I parametri sismici che più frequentemente sono utilizzati per valutare la pericolosità sismica sono: *picco massimo di accelerazione* (PGA², peak groung acceleration) orizzontale, *intensità macrosismica* e l'intensità di *magnitudo attesa*.

La *vulnerabilità sismica* (v) indica la propensione di una struttura a subire un danno di una certa entità, a fronte di un evento sismico di data intensità.

Esistono due tipi di vulnerabilità: *primaria* se relativa al danno fisico subito sistema a causa dell'azione dinamica, *secondaria* se relativa alla perdita subita dal sistema a seguito del danno fisico. La vulnerabilità primaria definisce la distribuzione del danno di un edificio al variare dell'intensità sismica. La distribuzione dei costi relativi al ripristino dei danni subiti dall'edificio a seguito di un sisma, è una misura di vulnerabilità secondaria.

L'esposizione (\mathcal{E}) consiste nell'individuazione di ciò che può essere negativamente coinvolto da un evento sismico. È identificabile attraverso categorie omogenee degli elementi componenti il territorio quali: ambiente, popolazione, attività economiche, beni culturali ed economici, edifici, ecc.

² È il principale parametro descrittivo della pericolosità di base utilizzato per la definizione dell'azione sismica di riferimento per opere ordinarie. Convenzionalmente, è l'accelerazione orizzontale massima su suolo di "Classe A" (NTC08), che ha una probabilità del 10% di essere superata in un intervallo di tempo di 50 anni.

Il primo strumento di difesa contro i terremoti è sicuramente incentrato sulla normativa antisismica, essa è infatti finalizzata a preservare le vite umane attraverso una progettazione antisismica adeguata, che predispone criteri e limitazioni al fine di salvaguardare beni di valore storico, economico e ambientale. Un'altra possibile difesa riguarda la protezione del patrimonio esistente, preservandolo tramite opportuni interventi mirati tali da garantirne l'integrità a seguito di una scossa sismica; tali interventi avvengono solamente a valle di una complessa valutazione socio-economica, denominata analisi di rischio. Entrambi gli strumenti di protezione contribuiscono a mitigare il rischio sismico intervenendo principalmente sulla pericolosità sismica e vulnerabilità.

1.2 ZONAZIONE SISMICA

Nell'ambito della difesa dai rischi naturali, la zonazione di un territorio denomina un insieme di aree, aventi caratteristiche geologiche, geofisiche e litologiche, che presentano una risposta omogenea nei confronti di calamità naturali.

Nello specifico, la *zonazione sismica* vuole individuare aree aventi comportamento simile nei confronti dell'azione sismica. Si parla di *macrozonazione sismica* quando si fa riferimento a scala nazionale o regionale; per scale a livello comunale ci si riferisce alla *microzonazione sismica* ed infine se lo studio viene condotto per particolari siti o aree ristrette si fa riferimento alla *caratterizzazione sismica dei siti*.

1.2.1 Macrozonazione sismica

La prevenzione sismica si può realizzare attraverso l'utilizzo di due strumenti: la *classificazione sismica* (o macrozonazione sismica) e la normativa antisismica. Per quanto riguarda la seconda, si stabiliscono criteri per costruire strutture in modo da ridurre il danno atteso a seguito dell'azione sismica; mentre per la prima, a seguito dei numerosi terremoti che coinvolgono la nostra penisola, l'azione dello Stato si è concentrata sulla classificazione del territorio, in base all'intensità e frequenza dei terremoti passati e in funzione delle analisi di pericolosità sismica di base (vedi §1.2.1.1).

A seguito del ben noto terremoto di Messina e Reggio Calabria del 1908 fu promulgata la prima classificazione sismica italiana, intesa come elenco di comuni potenzialmente esposti. Con la legge n. 64 del 2 febbraio 1974, si stabilisce che la classificazione sismica debba essere realizzata sulla base di motivazioni tecnico-scientifiche, attraverso decreti del Ministro per i Lavori Pubblici. Nel 1981 viene adottata la riclassificazione sismica secondo tre categorie sismiche predisposta dal CNR, Progetto Finalizzato Geodinamica (figura 1.2). Tra il 1981 e il 1984, il 45% della superficie del territorio nazionale viene classificato e stabiliti severi criteri antisismici per le costruzioni. Tuttavia più di metà del Paese non aveva queste restrizioni.





Solamente nel dicembre del 2002, dopo i tragici eventi che colpirono la Puglia e il Molise, viene emanata l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, che riclassifica l'intero territorio nazionale in quattro zone a diversa pericolosità (figura 1.3). È un punto di svolta rilevante: tutta l'area del nostro Paese è interessata dal rischio sismico.



Figura 1.3 - Classificazione sismica del territorio nazionale ai sensi dell'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003 – (Fonte INGV)

Di fatto, sparisce il territorio "non classificato", e viene introdotta la zona 4. Ad ogni zona viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione antisismica, espresso in termini di accelerazione massima su roccia e uno spettro di risposta da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

Dal 1 luglio 2009 con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 non esiste più la suddivisione del territorio in zone sismiche ed ogni costruzione sarà soggetta ad una accelerazione di riferimento "propria", valutata in funzione delle coordinate geografiche dell'area di progetto e della *vita nominale* dell'opera; inoltre viene definito lo spettro elastico, attraverso tre parametri di controllo, variabile da punto a punto. Un notevole sforzo è stato fatto da numerosi esperti dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) al fine di valutare la *pericolosità sismica di base*, definita su un reticolo di riferimento, con 10751 nodi situati a una distanza non superiore ai 10 km,

indipendentemente dai confini amministrativi comunali. I diversi colori identificano, secondo ben definita scala cromatica, i valori di accelerazione orizzontale di picco (a_g) , con prefissata probabilità di superamento in un determinato periodo. In particolare si definisce il periodo di ritorno dell'azione sismica come segue:

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

in cui V_R e P_{VR} rappresentano rispettivamente il periodo di riferimento per l'azione sismica (NTC08, § 2.4.3) e la probabilità di superamento dell'azione sismica nel periodo di riferimento (NTC08, § 3.2.1).

Figura 1.4 - Reticolo di riferimento per la definizione della pericolosità in accordo con lo studio INGV (http://esselgis.mi.ingv.it)



1.2.1.1 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base è determinata a partire da caratteristiche sismologiche dell'area (tipologia, dimensione e profondità di movimento atteso, faglia normale, faglia inversa o trascorrente, nonché dall'energia e frequenza dei terremoti). Essa valuta per una data area e in un determinato periodo di tempo, i valori di parametri (picco di velocità orizzontale PGV, accelerazione orizzontale di picco PGA, spostamento orizzontale di picco PGD, intensità macrosismica I, ordinate spettrali) corrispondenti a prefissate probabilità di superamento; determinati assumendo ipotesi di scuotimento applicato in condizioni geomorfologiche piane su sottosuolo rigido. Dal punto di vista temporale, la pericolosità non è più definita con riferimento ad un singolo valore del periodo di ritorno, $T_R = 475$ anni, ma in corrispondenza di 9 valori, ovvero $T_R = 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni, coerente con un approccio prestazionale alla progettazione, basato sull'assunzione che, a fronte di un'azione sismica di intensità variabile e pertanto caratterizzata da un periodo di ritorno variabile, si richiedano alle strutture livelli di prestazione diversi.$

Per la valutazione quantitativa è possibile disporre di due metodologie: un approccio deterministico e uno probabilistico. Tra le due metodologie di analisi la più complessa e raffinata è quella che prevede un approccio di tipo statistico, poiché permette di tenere in considerazione le incertezze sui parametri di scuotimento assumendo che i terremoti obbediscano ad un processo di accadimento Poissoniano, ovvero senza memoria. Il metodo probabilistico più utilizzato è quello di Cornell. Esso prevede che si individuino delle zone sergenti (zone sismogenetiche), nelle quali la probabilità che si verifichi un terremoto all'interno di tale aree sia la stessa per ogni punto, si quantifichino il rispettivo grado di attività sismica e calcolino gli effetti provocati da tali aree in relazione alla distanza epicentrale.

Al termine di questa analisi è possibile valutare la distribuzione probabilistica di una grandezza rappresentativa del sisma atteso tramite *le curve di pericolosità uniforme*, che definiscono la frequenza media annua di occorrenza di un terremoto caratterizzati da differenti livelli di severità, vedi figura 1.5. Tuttavia tale metodo presenta delle limitazioni dettate dalle ipotesi di partenza, ovvero: considerare terremoti come eventi indipendenti non considerando una probabilità di accadimento maggiore col trascorrere del tempo, in riferimento all'ultimo terremoto; considerare una legge di attenuazione omogenea ed isotropa su tutto il territorio (indipendentemente dalla morfologia del terreno e direzione di

propagazione delle onde); inoltre si considera la condizione di sito ideale (roccia affiorante con superficie orizzontale) e quindi non prendendo in considerazione le alterazioni del moto sismico causate dalle condizioni locali.







Figura 1.6 - Mappa di Pericolosità sismica di base del territorio nazionale - (Fonte INGV)

1.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale secondo NTC08

Lo spettro di risposta rappresenta la legge di variazione della massima risposta (in termini di spostamento, velocità ed accelerazione) del moto prodotto da un segnale sismico applicato alla base di un oscillatore semplice con prefissato smorzamento ξ , al variare del suo periodo naturale T.

Le NTC08 definiscono i parametri di scuotimento desiderati (solitamente il valore di accelerazione massima al suolo, PGA), in un certo intervallo di tempo (convenzionalmente 50 anni per edifici di civile abitazione) in riferimento a una probabilità di eccedenza (convenzionalmente del 10%, riferito allo stato limite di salvaguardia della vita, SLV) nel periodo di riferimento considerato (475 anni). Esse permettono di definire la pericolosità sismica di base secondo una procedura basata sugli studi condotti dall' INGV, a partire dagli spettri di pericolosità uniforme, tramite tre parametri a_g , F_0 e T_c ^{*}, definiti come (NTC08 – Allegato B):

- *a_g*: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- *F*₀: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- *T_c*^{*}: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In figura 1.7 si riporta un confronto tra lo spettro a pericolosità uniforme ottenuto per un periodo di ritorno di 475 anni e il corrispondente spettro di normativa su sottosuolo rigido. Nella stessa figura si possono osservare i tre parametri utilizzati nelle NTC08 per la definizione della forma analitica dello spettro elastico. Le espressioni analitiche valgono per quattro campi di periodi dello spettro come previsto dalle NTC08 (§3.2.3.2.1).

$$0 \le T < T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \le T < T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T < T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Per ulteriori indicazioni si rimanda alla normativa citata.

Figura 1.7 - Confronto spettro di pericolosità uniforme INGV e spettro secondo NTC08 (Foti, Lai, & Rota, Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione, 2009)



Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici mette a disposizione un programma Excel (*Azioni Sismiche – Spettri di risposta*) per la valutazione dell'input sismico, articolato nelle seguenti fasi:

Fase 1. Localizzazione geografica del comune di interesse. Inoltre è possibile visualizzare gli spettri di risposta elastici delle NTC08 (su suolo rigido e pianeggiante) e gli spettri a pericolosità uniforme per i 9 periodi di ritorno;





Figura 1.9 - Spettri di risposta elastici delle NTC08 e spettri a pericolosità uniforme (tratteggiati) per il sito di Force e per i 9 periodi di ritorno considerati (http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20)



Fase 2. Definizione della vita nominale e coefficiente d'uso della costruzione (NTC08 § 2.4)



Figura 1.10 - Definizione della vita nominale e del coefficiente d'uso della costruzione (http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20)

Fase 3. Definizione della categoria di sottosuolo e categoria topografica per il sito;

Figura 1.11 - Definizione dei parametri relativi alla classe di sottosuolo e della categoria topografica (http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20)

FASE 3. DETERMINAZIO	ONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite Stato Limite considerato SLV Info	
Risposta sismica locale / Categoria di sottosuolo 8	$S_{S} = 1.200$ $C_{C} = 1.362$ into h/H= 1.000 $S_{T} = 1.400$ info
Compon. orizzontale • Spettro di progetto elastico (SLE) • Spettro di progetto inelastico (SLU)	(m=pucto sino, n=aesza nievo opogrance) Smorzamento ξ (%) 5 η = 1.000 info Fattore q _p 3 Regol. in altezza si ▼ info
Compon. verticale Spettro di progetto	Fattore q 1.5 η = 1/q = 0.667 info
Crafici spettri di risposta	Spetir di risposta 0.80 0.70 0.60 0.50 0.40
Spettro di progetto - componente orizzontale Spettro di progetto - componente verticale Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)	0.30 0.20 0.10 0.00 0 1 2 3 T [s] 4
INTRO FASE 1	FASE 2 FASE 3

1.2.2.1 Effetti di sito – Amplificazione stratigrafica secondo normativa

Le condizioni lito-stratigrafiche possono modificare notevolmente la risposta sismica attesa in un determinato sito. Per la valutazione di tali effetti, la normativa, permette di utilizzare metodi semplificati per tenere in considerazione di tale problematica. Tali metodologie si basano sulla determinazione di categorie di sottosuolo alle quali vengono associati dei parametri che determinano o meno una modifica dello spettro di risposta determinato su sottosuolo rigido in condizioni topografiche orizzontali. Tale classificazione viene fatta considerando un valore equivalente della velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità, definita come:

$$V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

La classificazione prevede 5 classi di sottosuolo, riportate in figura 1.12, con caratteristiche meccaniche equivalenti progressivamente più scadenti. Alternativamente è proposta la classificazione tramite correlazione alla prova penetrometrica dinamica $(N_{SPT,30})$ o alla resistenza al taglio non drenata $(C_{U,30})$.

Suolo	V _{\$,30} [m/s]	N _{SPT,30} [colpi/25cm]	c _{u,30} [kPa]	Ss	Cc
А	> 800	-	-	1	1
В	360-800	>50	>250	$1 \le 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.2$	$1.1 \cdot (T_c^*)^{-0.2}$
С	180-360	15-50	70-250	$1 \le 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.5$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	< 180	<15	<70	$0.9 \le 2.4 - 1.5 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.8$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.5}$
Е	< 20m di o I	suolo classificabile D su suolo di tipo	e come C A	$1 \le 2 - 1.1 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \le 1.6$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.4}$

Figura 1.12 – Classificazione del sito in categorie di sottosuolo prevista dalle NTC08

Pertanto per terreni ricadenti in classi di sottosuolo diverso da quello di tipo A, è prevista una modifica sia in forma che in ampiezza dello spettro elastico in accelerazione tramite i coefficienti S_S e C_C , tale effetto si può osservare in figura 1.13.





1.2.2.2 Effetti di sito – Amplificazione topografica secondo normativa

Le condizioni topografiche possono modificare notevolmente la risposta sismica attesa in un determinato sito. A causa della topografia del sito si possono riscontrare focalizzazioni o defocalizzazioni dei raggi sismici delle onde sismiche, in corrispondenza di creste, rilievi o avvallamenti. Per la valutazione di tali effetti, la normativa, permette di utilizzare metodi semplificati per tenere in considerazione di tale problematica. Il metodo semplificato si basa sulla classificazione di 4 categorie topografiche, per ciascuna delle quali viene associato un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T , di seguito illustrate:

Categoria topografi- ca	Caratteristiche della superficie topografica	Ubica d	azione dell'opera o lell'intervento	ST
T_1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°	-		1.0
T_2	Pendii con inclinazione media i > 15°	Sulla sommità del pendio	i	1.2
T ₃	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^{\circ} \le i \le$ 30°	Sulla cresta del rilievo		1.2
T_4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°	Sulla cresta del rilievo	i	1.4

Figura 1.14 - Classificazione del sito in categorie topografiche prevista dalle NTC08

Si osserva che in sommità di creste e rilievi il fattore topografico comporta un aumento del 20-40% rispetto alle condizioni di suolo pianeggiante. Tuttavia la condizione di sito esposto in una zona topografica diversa da T1, causa solamente un incremento dello spettro, ma non ne modifica la forma come accade per il coefficiente di amplificazione stratigrafica, vedi figura 1.15.

Figura 1.15 - Spettri di risposta elastici in accelerazione (componente orizzontale) per diverse categorie topografiche secondo NTC08



La normativa prevede pertanto un valore massimo di amplificazione per siti ubicati in corrispondenza della sommità del pendio; per il quale si ricorda che, come specificato nelle NTC08 (punto 3.2.3.2.1) *"la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione*

topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario".

L'approccio semplificato proposto dalla normativa non può essere applicato in condizioni topografiche complesse, quali ad esempio quelle che si riscontrano in presenza di valli sepolte o in prossimità dei bordi di un bacino, dove i fenomeni di focalizzazione delle onde e i fenomeni diffrattivi possono risultare condizionanti (figura 1.16).

Figura 1.16 - Effetto di amplificazione sismica locale 2D, causato da fenomeni di diffrazione con generazione di onde superficiali ai bordi (Foti, Lai, & Rota, Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione, 2009)



In questi casi particolari, lo studio di amplificazione locale del moto sismico deve essere svolto tramite opportune analisi numeriche bidimensionali o tridimensionali.

1.2.3 Microzonazione sismica

La microzonazione sismica è definita come l'insieme di studi che permettono di valutare le differenti risposte dei terreni presenti in una determinata area e suddividerla in zone omogenee dal punto di vista della risposta sismica, restituendo informazioni utili per il governo del territorio, per la progettazione, per la pianificazione delle emergenze e ricostruzione post sisma. Nello specifico, secondo ICMS (2008), le *Carte delle Microzone in prospettiva sismica* (MOPS) individua le microzone ove, a seguito di osservazioni geologiche e geomorfologiche e litostratigrafiche, ci si aspetti diversi effetti prodotti dall'azione sismica. Le microzone sono classificate in tre categorie:

zone stabili: zone in cui il moto sismico non subisce rilevanti modifiche, in condizioni di substrato rigido affiorante³ con morfologia pianeggiante o poco inclinata (pendii con inclinazione inferiore ai 15°), rispetto a quello determinato dagli studi di pericolosità di base;

³ Classe di sottosuolo "A" NTC08

- *zone stabili suscettibili di amplificazioni locali:* zone in cui il moto sismico viene modificato rispetto a quello atteso, a cause riconducibili all'assetto litostratigrafico e morfologico locale;
- *zone suscettibili di instabilità:* zone in cui sono presenti o suscettibili di attivazione fenomeni di deformazione permanente indotti o innescati dal terremoto. Le tipologie di instabilità individuate sono:
 - instabilità di versante: frane in terreni, frane in ammassi rocciosi fratturati;
 - liquefazione;
 - faglie attive e capaci;
 - cedimenti differenziali.

Gli ambiti di applicazione della microzonazione sismica sono: la pianificazione territoriale e urbanistica, la pianificazione dell'emergenza e la progettazione di opere.

Nella *pianificazione territoriale e urbanistica*, in funzione delle varie scale e dei vari livelli di intervento, gli studi di microzonazione assumono notevole importanza al fine di:

- stabilire strategie urbanistiche generali e/o settoriali con obiettivo esplicito di riduzione del rischio sismico;
- orientare la scelta di aree per nuovi insediamenti, elementi primari di carattere operativo, logistico e infrastrutturale;
- definire gli interventi ammissibili in una determinata area e le relative modalità;
- predisporre eventuali indagini e livelli di approfondimento;
- stabilire orientamenti e modalità di intervento nelle aree urbanizzate.

La *pianificazione d'emergenza*, sia a livello comunale che provinciale, comprende quell'insieme di attività volte a definire procedure condivise finalizzate a prevenire, controllare, gestire, mitigare una condizione di emergenza, quali:

- un costante aggiornamento, nella preparazione, pianificazione, attività di esercitazione e informazione della popolazione di procedure, delle risorse della protezione civile;
- scelta di spazi necessari alla gestione di una situazione di crisi, strutture d'emergenza ed edifici in zone stabili;
- individuare "punti critici" (ponti, strade, ecc.), possibili vie di fuga o di collegamento con edifici strategici, percorsi sicuri per i soccorsi.

Nella *progettazione di nuove opere* o di interventi su opere esistenti, gli studi di microzonazione servono a definire possibili amplificazioni dello scuotimento legate a caratteristiche morfologiche e litostratigrafiche dell'area e dei fenomeni di instabilità e deformazione permanente causati dal sisma.

Lo studio di Microzonazione Sismica è uno strumento conoscitivo dalle diverse potenzialità, caratterizzato da accuratezza e complessità crescente con il grado di dettaglio, che ha costi differenti in funzione del livello di approfondimento desiderato. Si distinguono tre livelli:

 Livello 1: è un livello propedeutico agli studi di microzonazione, il quale raccoglie dati preesistenti al fine di suddividere il territorio in microzone qualitativamente omogenee rispetto alle fenomenologie sopra descritte. Lo scopo della microzonazione di primo livello è quello di definire la *carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica* (MOPS) analizzando le informazioni disponibili, se presenti, come: carta delle indagini pregresse, carte geologiche tecniche e geomorfologiche, carte litotecniche, sezioni geologiche costruite dalle cartografie disponibili e carte di dissesto idrogeologico;

Figura 1.17 - Stralcio carta geologico tecnica. Scala 1:5000 (Ortezzano, 2018)





La carta Geologico-Tecnica restituisce informazioni finalizzate alla classificazione dei litotipi presenti in classi predefinite, che definiscono le varie situazioni stratigrafiche potenzialmente suscettibili di amplificazione locale o di instabilità.

La scala di rilevamento e di rappresentazione è 1:5000. In essa si distinguono i terreni del "substrato geologico" e quelli della "copertura", che sulla base dei dati a disposizione, indagini geognostiche e affioramenti, sono stati caratterizzati sia dal punto di vista della granulometria sia delle proprietà geomeccaniche.



Figura 1.18 - Stralcio carta delle indagini. Scala 1:5000 (Ortezzano, 2018)

La carta delle indagini è realizzata allo scopo di fornire informazioni sulle indagini geognostiche e geofisiche effettuate all'interno del territorio comunale. Tutti i dati disponibili sono stati raccolti in un database allo scopo di ricostruire il quadro litologicostratigrafico delle aree oggetto di studio (aree edificate e/o di futura urbanizzazione) del territorio comunale. Alla carta in questione, oltre ad essere un documento grafico per indicare l'ubicazione delle indagini, viene collegata una banca dati dalla quale possono essere estrapolate le informazioni a carattere geologico e geofisico relative ad ogni singola area. Si tratta in prevalenza di indagini geognostiche sia di tipo diretto (sondaggi) che indiretto (prove penetrometriche) che di indagini geofisiche. Queste informazioni hanno permesso di valutare la litologia, gli spessori dei litotipi presenti, la loro distribuzione plano-altimetrica, nonché i parametri geomeccanici e geofisici.



Figura 1.19 - Stralcio della sezione geologica. Scala 1:2000 (Ortezzano, 2018)

L'obiettivo delle sezioni eseguite è stato quello di descrivere compiutamente la morfologia, l'assetto strutturale e la geometria fra copertura e substrato geologico.

- Livello 2: introduce l'elemento quantitativo associato alle zone omogenee, utilizzando criteri semplificati, abachi e ulteriori indagini mirate, tale da definire la *Carta di microzonazione sismica*;
- *Livello 3*: restituisce una carta di microzonazione sismica in cui sono valutati quantitativamente gli effetti locali, con approfondimenti su tematiche o aree particolari.



Figura 1.20 - Stralcio della carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS) Scala 1:5000 (Ortezzano, 2018)

Zone Stabili Suscettibili di Amplificazioni Locali



Le modalità tecniche di esecuzione e di applicazione della microzonazione sismica sul territorio nazionale sono definite dagli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica" (Gruppo di Lavoro, 2008).

1.2.3.1 Risposta sismica locale

Gli studi e la valutazione della sismicità locale di un'area si svolgono attraverso un'integrazione di competenze multidisciplinari nell'ambito di Sismologia, Geologia, Ingegneria Geotecnica, Ingegneria Strutturale e Urbanistica. L'attività di microzonazione può essere organizzata nelle seguenti fasi:

- individuazione e modellazione del meccanismo di sorgente;
- analisi della propagazione delle onde sismiche all'interno degli strati rocciosi più profondi fino alla base del deposito;
- studio della risposta sismica locale;
- studio del comportamento delle strutture;
- stima del rischio sismico;
- pianificazione degli interventi di protezione civile e del territorio.

L'analisi dei primi due aspetti permette di definire il cosiddetto *terremoto di riferimento* (RIM, reference input motion). Modifiche ed amplificazioni locali, in termini di durata, contenuto in frequenza e ampiezza, del moto sismico in superficie, rispetto alla base del deposito (bedrock), legate alla geomorfologia del sito, alla litostratigrafia e alle proprietà meccaniche in campo statico e dinamico dei singoli strati (effetti di sito), costituiscono il problema della *risposta sismica locale*.

È noto da tempo che i danni derivanti dallo scuotimento sismico alle costruzioni e alle infrastrutture manifestano spesso differenze sostanziali in centri abitati posti anche a piccola distanza tra loro. L'entità del danno è certamente condizionata dalla qualità e tipologia strutturale delle costruzioni, ma spesso le cause vanno ricercate in una differente pericolosità sismica locale. I principali fattori responsabili della variabilità della risposta sismica locale sono di natura geometrica e meccanica, ovvero:

- eterogeneità dei depositi in direzione orizzontale e verticale (amplificazione stratigrafica);
- comportamento non lineare e dissipativo dei terreni;
- irregolarità morfologiche superficiali e profonde (amplificazione topografica ed effetti di bordo).

La valutazione quantitativa degli effetti locali causati da un terremoto rappresentano il principale obiettivo per una microzonazione sismica di III livello, pertanto questi singoli effetti assumono notevole importanza per la soluzione del problema.

CAPITOLO 2 ONDE SISMICHE

Le vibrazioni meccaniche sono perturbazioni causate da una sorgente che si propaga in tutte le direzioni secondo fronti d'onda sferici o emisferici, le quali tendono a deformare il mezzo interessato da movimenti di tipo oscillatorio intorno a una posizione di equilibrio. Nascono così delle onde che deformano il corpo (longitudinalmente e/o trasversalmente rispetto alla direzione di propagazione) che si muovono secondo una velocità di propagazione strettamente legata alle caratteristiche meccaniche del corpo attraversato, e che, per analogia con la nascita di queste a seguito di un terremoto, sono denominate *onde sismiche* (Crespellani & Facciorusso, 2010). A seconda del tipo di sollecitazione e deformazione imposta al terreno le onde sismiche possono essere di due tipi: *onde di volume* e *onde superficiali*.

Le onde di volume, generate da una sorgente meccanica interna al terreno, si propagano secondo fronti d'onda sferici e di raggio sempre più ampio.⁴ A seconda del tipo di stato deformativo imposto al terreno si distinguono:

- *Onde longitudinali*: dette anche onde primarie P, che inducono vibrazioni polarizzate nella direzione di propagazione (figura 2.1) e un'alternanza di stati deformativi di compressione e dilatazione nella direzione di propagazione (figura 2.2.a);
- Onde trasversali: dette anche onde secondarie S, generano distorsioni angolari dell'elemento (figura 2.2.b). Il campo di spostamenti indotto si può scomporre in due componenti: una polarizzata nel piano orizzontale (onda SH) e una polarizzata nel piano verticale (onda SV).

⁴ Si definisce fronte d'onda il luogo geometrico dei punti del mezzo che, in un certo istante, hanno la stessa fase. Nello stesso istante i fronti d'onda sono infiniti, ma quello a cui si fa riferimento è quello che separa le particelle in quiete da quelle in vibrazione (Crespellani & Facciorusso, 2010).



Figura 2.1 - Vibrazioni indotte dal passaggio delle onde di volume (Crespellani & Facciorusso, 2010)

A seguito dell'impatto con la superficie libera delle onde di volume, si formano nuovi tipi di onde, le cosiddette *onde superficiali* che si distinguono in:

- *Onde di Rayleigh:* si formano in seguito alla combinazione delle onde P e delle onde SV sulla superficie libera; il moto delle particelle risulta essere di tipo ellittico producendo dunque sia distorsioni angolari che volumetriche;
- *Onde di Love*: si formano in seguito alla riflessione multiple delle onde SH tra la superficie libera e un substrato con impedenza sismica maggiore.

Figura 2.2 - Rappresentazione schematica delle onde sismiche: (a) Onde P, (b) Onde S, (c) Onde di Love, (d) Onde di Rayleigh (Mancuso, Misure dinamiche in sito - Applicazioni geotecniche, 1996)



Le onde di volume si propagano indefinitamente nel mezzo attraversato, mentre quelle superficiali sono circoscritte a una regione strettamente prossima alla superficie, pertanto a grandi distanze dalla sorgente le seconde tendono a prevalere sulle prime come si vedrà in seguito.

2.1 VELOCITÀ DELLE ONDE SISMICHE

Le tre principali onde sismiche secondo un punto di vista ingegneristico, introdotte al paragrafo precedente, sono le onde P, S e di Rayleigh che si propagano nel sottosuolo a differenti velocità dipendenti dalla rigidezza del mezzo attraversato.

Nell'ipotesi di mezzo attraversato elastico, omogeneo e isotropo, le velocità delle onde di compressione (V_P), di taglio (V_S) e di Rayleigh (V_R) si possono esprimere le seguenti relazioni:

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$
$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$
$$\frac{V_R}{V_S} = \frac{0.874 + 1.117 \cdot v}{1 + v}$$

Si osserva, come precedentemente anticipato, che le velocità delle onde P ed S sono esprimibili in funzione solamente delle caratteristiche meccaniche del materiale λ e G⁵ (*costanti di Lamè*), mentre le onde di Rayleigh sono relazionate a quelle di taglio esclusivamente dal *coefficiente di Poisson*. Inoltre le onde primarie e secondarie sono legate dalla relazione:

$$\frac{V_S}{V_P} = \sqrt{\frac{0.5 - \nu}{1 - \nu}}$$

In figura 2.3 viene mostrato come variano le velocità di propagazione al variare del coefficiente di Poisson, asserendo che:

- le onde P si propagano anche nei mezzi porosi saturi;
- la velocità delle onde P è fortemente condizionata dalla presenza di un fluido interstiziale e che tale velocità risulta legata alla compressibilità stessa del fluido;
- le V_P misurate sperimentalmente in terreni con grado si saturazione Sr minore del 99% possono essere considerate caratteristiche della propagazione nella

⁵ La costante G meglio nota come *modulo di rigidezza a taglio*, costituisce uno dei parametri più importanti nelle applicazioni dinamiche dei terreni.

matrice solida, mentre per un terreno completamente saturo Sr 100%, la velocità può considerarsi praticamente quella del fluido;

- le onde S non sono in grado di trasmettersi nei fluidi, in conseguenza dell'incapacità di questi ultimi a tramettere sforzi di taglio;
- le onde di Rayleigh viaggiano a una velocità di poco inferiore a quelle di taglio.

Figura 2.3 - Confronto tra i valori della velocità di propagazione delle onde P, S ed R in un mezzo elastico (Richart, Hall, & Woods, 1970)



Coefficiente di Poisson, v

Se lo scuotimento segue una legge armonica nel tempo di frequenza *f*, l'onda si propaga nello spazio con una deformata del mezzo caratterizzata da una periodicità descritta dalla *lunghezza d'onda* λ (Lanzo & Silvestri, 1999), che risulta legata alla velocità (V_P e V_S) dalla relazione:

$$\lambda = \frac{V}{f}$$

In seguito a quanto illustrato, discende che per terreni saturi le uniche onde in grado di fornire informazioni sulle caratteristiche meccaniche del mezzo attraversato sono quelle di taglio e di Rayleigh. Inoltre, essendo tali onde le principali artefici dei danni causati agli edifici a seguito di uno scuotimento orizzontale del sottosuolo, ed avendo nella maggior parte dei casi intensità maggiore rispetto alle onde di compressione, verso di esse si rivolgono le principali attenzioni dal punto di vista dell'ingegneria sismica.
2.2 PROPAGAZIONE DELLE ONDE SISMICHE

La propagazione delle onde sismiche in un terreno reale avviene secondo un comportamento molto differente rispetto a quello dei mezzi elastici. A seguito della formazione di un'onda elastica interna al terreno, essa tenderà a propagarsi in tutte le direzioni secondo fronti d'onda sferici, concentrici rispetto al punto d'origine della perturbazione, sempre maggiori ma con una diminuzione progressiva dell'ampiezza del segnale. Le principali cause di questa riduzione sono:

- attenuazione geometrica;
- attenuazione dovuta alle interfacce (scattering);
- attenuazione dissipativa interna del terreno.

2.2.1 Attenuazione geometrica

Le onde sismiche non sono caratterizzate da un trasporto di materia ma da un trasferimento di energia che può arrivare a distanze considerevoli. È stato dimostrato che l'energia generata da una fondazione superficiale vibrante si trasmette tramite le onde P, S e di Rayleigh in misura rispettivamente del 7, 26 e 67% (Woods, 1968).

Figura 2.4 – Distribuzione della direzione di propagazione delle onde sismiche su semispazio elastico, omogeneo ed isotropo (Mancuso, Misure dinamiche in sito - Applicazioni geotecniche, 1996)



Le onde di volume si irraggiano secondo fronti d'onda emisferici, mentre le onde di Rayleigh si propagano secondo fronti d'onda cilindrici (figura 2.4), investendo volumi di terreno sempre più grandi; perciò il contenuto energetico di ogni onda diminuisce con la distanza dalla sorgente (Crespellani & Facciorusso, 2010). Questa riduzione del contenuto energetico e dell'ampiezza dello spostamento indotto nel mezzo è classificato come *smorzamento geometrico*.

Indicando con E l'energia per unità di superficie, e con A l'ampiezza dell'onda si può dimostrare che l'energia associata alle onde di volume decresce con il quadrato della distanza r dalla sorgente:

$$E \propto 1/r^2$$

mentre l'ampiezza d'onda decresce con la radice quadrata dell'energia, ovvero:

$$A \propto 1/r$$

Pertanto considerando due punti posti a distanza r e r_1 dalla sorgente e identificando le rispettive ampiezze d'onda A ed A_1 , l'attenuazione geometrica delle onde di volume sarà:

$$A = A_1 \frac{r}{r_1}$$

Per quanto riguarda le onde superficiali, esse si propagano secondo fronti d'onda cilindrici coassiali paralleli alla superficie (figura 2.4), la loro ampiezza decresce secondo:

$$A \propto 1/\sqrt{r}$$

Ciò vuol dire che esse si attenuano più lentamente rispetto alle onde di volume, pertanto a distanze elevate dalla sorgente le prime tendono a prevalere sulle seconde.

2.2.2 Attenuazione intrinseca

Nella realtà, i terreni non hanno comportamento elastico, anzi essi hanno proprietà fortemente dissipative dovute alla viscosità dello scheletro solido e del fluido interstiziale, dipendenti dal livello distorsionale raggiunto. Pertanto, oltre alle attenuazioni geometriche e per scattering, l'onda sismica durante il suo moto subisce una riduzione a causa dei fenomeni dissipativi interni del materiale. In particolare, questo tipo di attenuazione può esser espresso nella forma più generale come:

$$A = A_1 \frac{r}{r_1} e^{-\xi(r-r_1)}$$

Avendo definito il parametro ξ , come rappresentativo delle proprietà dissipative intrinseche del materiale.

2.2.3 Attenuazione per scattering

In generale, quando un'onda elastica attraversa una superficie di separazione tra due mezzi isotropi con differenti proprietà meccaniche, l'energia dell'onda incidente si *frammenta* in 2 contributi:

- energia riflessa nello stesso mezzo in cui si propaga l'onda incidente;
- energia rifratta nel mezzo adiacente.

Il parametro che regola il rapporto tra energia riflessa e quella trasmessa in corrispondenza di un'interfaccia è l'*impedenza sismica Z*, direttamente proporzionale alla densità del mezzo ρ e la corrispondente velocità di propagazione dell'onda considerata:

$$Z = \rho V$$

Oppure considerando il contrasto (rapporto) di impedenza tra i due mezzi:

$$I = \frac{Z_1}{Z_2} = \frac{\rho_1 \cdot V_1}{\rho_2 \cdot V_2}$$

All'interfaccia devono essere rispettate le condizioni di congruenza degli spostamenti ma anche le condizioni di equilibrio tensionale.

Per angoli di incidenza prossimi alla normale rispetto alla superficie di separazione, le ampiezze dell'onda incidente, dell'onda trasmessa e dell'onda riflessa, sono legate dall'espressione:

$$A_i = A_r + A_t$$

Ma allo stesso tempo vale la condizione di equilibrio:

$$\sigma_i = \sigma_r + \sigma_i$$

Risolvendo tale sistema è possibile definire le frazioni di energia dell'onda indicente che viene riflessa R e trasmessa T:

$$R = \frac{Z_2 - Z_1}{Z_1 + Z_2} = \frac{1 - I}{1 + I}$$

$$T = \frac{2Z_1}{Z_1 + Z_2} = \frac{2}{1 + I}$$

I termini R e T sono chiamati rispettivamente *coefficiente di riflessione e trasmissione* e la loro somma è pari all'unità (R+T=1). Moltiplicando tali coefficienti per l'ampiezza dell'onda incidente, si ricavano le ampiezze delle corrispettive onde.

Analizzando tali relazioni si osserva che, se il contrasto di impedenza è maggiore dell'unità, cioè se l'onda passa da un mezzo meno rigido a uno più rigido (a parità di peso specifico), allora l'onda riflessa avrà ampiezza minore di quella incidente, così come l'onda trasmessa, ma inverte il segno (ovvero sarà in opposizione di fase).

In caso contrario, se il contrasto di impedenza è minore dell'unità, l'onda si sta propagando da un mezzo con impedenza sismica maggiore a uno con impedenza minore, causando un'amplificazione dell'onda trasmessa tanto maggiore quanto minore è l'impedenza sismica del mezzo di destinazione. Questo è quello che accade nei terreni reali, dove all'aumentare della profondità aumentano, generalmente, sia il peso specifico che la velocità di propagazione delle onde, causando un'esaltazione dell'ampiezza delle onde sismiche e delle vibrazioni, meglio noto come *fenomeno di amplificazione litostratigrafica*.

La *legge di Snell* governa i meccanismi di riflessione e rifrazione all'interfaccia tra due mezzi aventi caratteristiche elastiche differenti, secondo la seguente espressione:

$$\frac{\sin \alpha}{V_1} = \frac{\sin \beta}{V_2}$$

Pertanto, ogni onda tende a generare in corrispondenza dell'interfaccia più onde, anche di natura e con direzioni di propagazioni differenti da quelle dell'onda incidente, tali da rispettare la legge di Snell (Crespellani & Facciorusso, 2010).

Si consideri ad esempio il primo caso riportato in figura 2.5, dove l'onda P incidente proveniente dallo strato 1, genera sempre un'onda P riflessa e rifratta e una SV riflessa e rifratta, pertanto la legge di Snell in questo caso si può esprimere come:

$$\frac{\sin \alpha}{V_{P1}} = \frac{\sin \alpha_1}{V_{P1}} = \frac{\sin \beta_1}{V_{SV1}} = \frac{\sin \alpha_2}{V_{P2}} = \frac{\sin \beta_2}{V_{SV2}}$$

Figura 2.5 - Rifrazione e riflessione di onde P ed S all'interfaccia tra due strati di differenti proprietà (Crespellani & Facciorusso, 2010)



Mentre come si osserva nel secondo caso di figura 2.5, quando un'onda SH infrange all'interfaccia essa genera un'onda rifratta e una riflessa, poiché la propagazione di tale onda in mezzi eterogenei non è accoppiata a quella delle onde P.

Generalmente le velocità delle onde decresce con l'avvicinarsi alla superficie libera, dove è più plausibile trovare depositi recenti e meno addensati rispetto a quelli profondi. A seguito di questa considerazione e avendo appreso come le onde sismiche si rifrangono e riflettono in un materiale eterogeneo secondo la legge di Snell, si può asserire che in un mezzo stratificato orizzontalmente, tali onde, generate da una sorgente in profondità, si propagano verso la superficie seguendo un percorso curvilineo che va progressivamente accostandosi alla verticale. Inoltre, il fenomeno della propagazione delle onde sismiche induce deformazioni volumetriche (indotte dalle onde P) trascurabili rispetto a quelle distorsionali (indotte dalle onde S), poiché queste ultime hanno generalmente intensità maggiori (Santo, 2003). Inoltre da un punto di vista ingegneristico, le strutture sono generalmente progettate per resistere ad azioni di gravità, pertanto un incremento di carico sismico verticale non dovrebbe compromettere la stabilità dell'opera, mentre l'azione sismica orizzontale, decisamente più gravosa, potrebbe causarne il collasso. Per queste ragioni la modellazione meccanica di un evento simico si focalizza principalmente sull'effetto indotto dalla propagazione delle onde SH, assumendo come stato deformativo d'interesse quello distorsionale.

2.3 Comportamento non lineare e dissipativo del terreno sottoposto a carichi variabili

Il legame tra tensioni e deformazioni in terreno reale è caratterizzato da una serie di complessità imputabili ad una differente composizione mineralogica, nonché alla natura particellare e polifase del terreno.

L'analisi del comportamento meccanico in condizione sismiche può essere efficacemente studiato sottoponendo l'elemento di sottosuolo a una prova di taglio semplice, applicando una sollecitazione distorsionale variabile nel tempo con legge irregolare (figura 2.6).



Figura 2.6 – Comportamento di elemento di terreno sottoposto ad una sollecitazione di taglio semplice variabile nel tempo con legge irregolare (Lanzo & Silvestri, 1999).

I risultati di questa prova delineano un comportamento fortemente non lineare e non reversibile del terreno, conseguentemente a un processo dissipativo di energia meccanica ed accumulo di deformazioni permanenti plastiche.

Considerando un singolo ciclo di carico-scarico-ricarico simmetrico, il percorso descritto in un piano τ - γ rappresenta un ciclo di isteresi (figura 2.7).





Tale comportamento è descrivibile attraverso una coppia di parametri:

- Modulo di rigidezza a taglio secante, G;
- Fattore di smorzamento D.

Il modulo di rigidezza varia in funzione del livello deformativo raggiunto, pertanto per descrivere il comportamento del terreno viene usato un valore approssimato a quello secante al massimo sforzo applicato.

Il fattore di smorzamento è definito come rapporto tra l'area del ciclo di isteresi W_D e l'energia elastica accumulata al termine della fase di carico W_S , definito dalla relazione:

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S}$$

Entrambi questi fattori variano con il livello deformativo γ , ma non il progredire dei cicli di carico.

Qual ora il carico dinamico applicato sia monotamente crescente è possibile rappresentare la legge di variazione del modulo di taglio in funzione del livello tensionale raggiunto (figura 2.8), tale curva prende il nome di *curva di decadimento* del modulo di rigidezza a taglio.

Figura 2.8 - Curva di decadimento: rappresentazione nella scala ordinaria a) e nella scala semilogaritmica b) (Crespellani & Facciorusso, 2010)



In figura 2.8b è possibile identificare 3 domini comportamentali, separati fra loro da due soglie:

- soglia lineare γ₁: corrispondente al limite di elasticità lineare;
- soglia volumetrica γ_v: corrispondente all'inizio dell'accumulo di pressioni interstiziali.

La curva di decadimento del modulo di taglio viene pertanto utilizzata per definire il comportamento del terreno sia in presenza di carichi dinamici monotonici ma anche per carichi ciclici.



Figura 2.9 -Domini di comportamento del terreno in relazione al a sforzi di taglio ciclici di differente ampiezza in condizioni non drenate (Crespellani & Facciorusso, 2010)

A seconda del livello deformativo raggiunto si definiscono i seguenti campi di comportamento:

- campo delle piccole deformazioni: corrisponde a un comportamento del terreno elastico lineare in cui la rigidezza rimane pressoché costante e le deformazioni plastiche sono trascurabili. Convenzionalmente la soglia lineare si ha per distorsioni molto basse (<10⁻⁴), anche se esiste un range di variazione in funzione delle caratteristiche granulometriche e microstrutturali dei terreni. Tuttavia, avendo il terreno capacità dissipative, a seguito di un ciclo di isteresi, una piccola parte dell'energia viene consumata e valutata secondo il fattore di smorzamento D;
- *campo delle medie deformazioni*: superata la soglia γ_1 il legame sforzodeformazioni presenta un comportamento non lineare e dissipativo. All'aumentare dell'ampiezza massima γ_c , i cicli di isteresi aumentano proporzionalmente con l'ampiezza massima raggiunta, fino a trovare una condizione stabile, per poi sovrapporsi nei successivi cicli di carico. Essendo in una fase ancora elastica, al termine della sollecitazione applicata, gran parte della deformazione viene recuperata e la curva sforzo-deformazione può essere ripercorsa nuovamente in una successiva fase di carico.

- *Campo delle grandi deformazioni*: superata la soglia γ_v ha inizio una fase di incremento crescente delle pressioni interstiziali e della deformazione massima, con conseguente accumulo di deformazioni irreversibili. Il comportamento è fortemente non lineare ed inoltre il comportamento meccanico degrada al progredire del numero di cicli di carico (*N*), figura 2.10.





Le modifiche strutturali dello scheletro solido legate all'evoluzione della deformazione impressa viene indicata come *degradazione ciclica*. Come estrema conseguenza del fenomeno di degradazione ciclica in condizioni non drenate, si ha l'annullamento della resistenza a taglio a seguito di una crescita delle pressioni interstiziali, ovvero il *fenomeno della liquefazione* (Santo, 2003).

Oltre all'influenza del numero di cicli *N* sulla risposta meccanica del terreno, è possibile identificare altri parametri ugualmente influenti, quali: la pressione di confinamento, che influenza principalmente i terreni a grana grossa, e l'indice di plasticità IP, che influenza maggiormente i terreni a grana fine. Per una più esaustiva trattazione si rimanda ai seguenti testi (Crespellani & Facciorusso, 2010) (Lanzo & Silvestri, 1999) (Dobry, Soil properties and earthsquake ground responce, 1991).

CAPITOLO 3 RISPOSTA SISMICA LOCALE

3.1 FORMULAZIONE ANALITICA DEL PROBLEMA

L'analisi della risposta sismica locale è finalizzato alla determinazione della variabilità areale delle grandezze rappresentative del moto sismico, confrontato con lo stesso terremoto misurato su una superficie di riferimento, che si manifestano a causa dei fenomeni locali, espressi nel dominio del tempo o in quello delle frequenze. La rappresentazione schematica del problema è illustrata in figura 3.1.

Figura 3.1 – Schema di riferimento adottato per l'analisi della risposta sismica locale (Facciorusso, 2001)



Le modifiche subite in termini di ampiezza, durata e contenuto in frequenza, misurate a seguito della propagazione delle onde sismiche attraverso strati di terreno rispetto al moto sismico registrato in superficie su formazione rocciosa (*outcrop*), rappresentano il problema della risposta simica locale.

Il moto sismico può essere espresso sia nel dominio del tempo sia nel dominio delle frequenze, attraverso: il valore massimo di accelerazione PGA, lo *spettro di Fourier* e lo *spettro di risposta*, per ulteriori approfondimenti si rimanda a (Crespellani & Facciorusso, 2010).

La valutazione quantitativa può avvenire nel dominio del tempo, confrontando il valore dell'accelerazione massima in superficie rispetto a quella in outcrop; il rapporto tra queste due quantità prende il nome di *fattore di amplificazione*.

Tuttavia, limitarsi a definire i fenomeni di modifica delle caratteristiche del moto sismico solamente in funzione del rapporto sulle quantità massime in accelerazione risulta poco rappresentativo, per questo motivo si è solito fare riferimento alle modifiche del contenuto in frequenza, attraverso la *trasformata di Fourier*.

Si definisce *funzione di trasferimento H(f)*, il rapporto tra lo spettro di Fourier del moto in superficie e quello in outcrop. In pratica la funzione di trasferimento definisce l'alterazione del segnale sismico prodotta dal sistema terreno e pertanto può essere messa in relazione direttamente con le caratteristiche fisico-meccaniche e geometriche del sistema stesso. Tuttavia essendo una funzione complessa, si fa riferimento al suo modulo, ovvero la *funzione di amplificazione A(f)*. Tale funzione, sotto il profilo fisico, assume un importante significato, in quanto indica quali componenti in frequenza del moto sismico vengono amplificate nel passaggio attraverso il terreno, quali sono smorzate e in quale rapporto.

Il terreno infatti agisce come "filtro" che concentra la sua azione amplificante o smorzante su determinati campi di frequenza, con un valore massimo in corrispondenza della frequenza caratteristica del deposito. È ovvio che la sola funzione di trasferimento, caratteristica del deposito è indipendente dall'input sismico; essa fornisce informazioni in maniera del tutto relativa sui campi di frequenza nei quali si concentrerà l'esaltazione o l'attenuazione del moto, che, se non interfacciate con un input sismico, non permettono di definire ad esempio le ampiezze massime del moto in superficie e le frequenze corrispondenti, infatti non è detto che in corrispondenza dei picchi della funzione di trasferimento si abbia un picco massimo dell'output (Facciorusso, 2001).

La funzione di trasferimento pertanto risulta una proprietà intrinseca e caratteristica del deposito, legata alle sue caratteristiche geometriche e meccaniche, in grado di fornire informazioni sui campi di frequenza in cui è lecito aspettarsi una significativa amplificazione del moto sismico e in intervalli in cui si potrebbero verificare fenomeni di attenuazione.

Ragionando con l'obiettivo di voler conoscere il moto in superficie, avendo nota la funzione di trasferimento H(f) del deposito e la trasformata di Fourier del moto di input, è possibile ottenere lo spettro in superficie attraverso l'operazione di *convoluzione* (prodotto frequenza per frequenza):

$$F_{s}(f) = H(f) \cdot F_{R}(f)$$

Il moto sismico alla superficie di un deposito è notevolmente condizionato dai caratteri del moto atteso al basamento roccioso, il cosiddetto *terremoto di riferimento* (RIM). Questo, è caratterizzato da contenuti in frequenza dipendenti da meccanismo sorgente, magnitudo e dal percorso di propagazione delle onde sismiche negli strati rocciosi più profondi. In generale si verifica che i periodi fondamentali e le durate di un sisma aumentano con il contenuto energetico e la distanza epicentrale; l'ampiezza massima invece diminuisce all'aumentare della distanza dalla sorgente per effetto dello smorzamento geometrico e interno del mezzo di propagazione (Lanzo & Silvestri, 1999).

Sia nota la funzione di amplificazione A(f) del deposito omogeneo figura 3.2c, si può notare come la risposta in superficie sia fortemente condizionata dalla prima frequenza di risonanza del deposito (intorno ai 2 Hz), in quanto l'eccitazione sismica alla base è caratterizzata da un contenuto in frequenza pressoché uniforme figura 3.2.b. Se il moto di riferimento avesse avuto un contenuto energetico elevato in corrispondenza di 5-6 Hz (seconda frequenza di risonanza del deposito), la risposta superficiale sarebbe potuta essere più elevata nell'intorno di tale frequenza che in quella fondamentale. È necessario prestare particolare attenzione a fenomeni di "doppia risonanza" dovuti a coincidenze tra le frequenze naturali del deposito e quelle dominanti del moto in input (Lanzo & Silvestri, 1999).



Figura 3.2 – Schema di calcolo della risposta di un banco omogeneo eccitato da un segnale sismico (Lanzo & Silvestri, 1999)

La risposta sismica può anche essere valutata confrontando gli spettri di risposta in superficie e in outcrop. Esso rappresenta la legge di variazione delle massime risposte in termini di accelerazione, velocità spostamento del moto prodotto da un segnale sismico applicato alla base di un oscillatore semplice con un determinato valore di smorzamento ξ , di massa *m* e rigidezza *k*, al variare del suo periodo naturale:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$



Figura 3.3 - Spettro di risposta elastico in accelerazione (Lanzo & Silvestri, 1999)

Esso assume notevole importanza ai fini ingegneristici, poiché l'ampiezza spettrale in termini di accelerazione consente di rappresentare nella maniera più efficace gli effetti delle caratteristiche del moto del terreno sul comportamento delle strutture, basta infatti moltiplicare tale grandezza per la massa m del sistema considerato per trovare il valore della massima sollecitazione orizzontale agente sulle strutture per effetto di un moto sismico.

Negli anni sono state elaborate numerose tecniche per valutare il problema della risposta sismica locale, diverse tra loro a seconda delle modalità di rappresentazione del problema e della quantità di fattori che ne influenzano la risposta, ma che hanno lo scopo comune di semplificare una realtà estremamente complessa e di esprimerla attraverso un modello ideale che si avvicini il più possibile alla condizione reale.

I modelli più semplici e sempre più utilizzati sono quelli *monodimensionali* (1D), essi si basano su tali ipotesi:

- bedrock orizzontale ed infinitamente esteso;
- deposito omogeneo o al più stratificato orizzontalmente;
- azione sismica rappresentata da onde di taglio SH incidente al bedrock con direzione di propagazione verticale.

Inoltre si possono avere differenti modelli di comportamento del terreno, come:

- elastico lineare;
- visco-elastico lineare;

- -lineare equivalente;
- elastico non lineare;
- elasto-plastico.

I modelli più semplici, per il quale è possibile avere una soluzione in forma analitica, sono quelli che considerano il comportamento del terreno elastico lineare.

Risulta importante riportare che per una prima stima della frequenza fondamentale di risonanza (f_1) di un terreno omogeneo equivalente, l'equazione seguente fornisce con buona approssimazione una prima stima di tale valore:

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{V_S}{4H}$$

Per una maggiore comprensione e approfondimento di tali modelli si rimanda alla letteratura (Crespellani & Facciorusso, 2002) (Crespellani & Facciorusso, 2010) (Facciorusso, 2001).

Nella trattazione del modello ideale si fa riferimento ad un banco di terreno omogeneo, caratterizzato da valori di rigidezza e di smorzamento costanti in tutto lo strato; tuttavia tale condizione non rappresenta adeguatamente la realtà, poiché tali parametri dipendono dalla tensione litostatica. Per la valutazione della risposta sismica locale di un sottosuolo reale è quindi necessario considerare l'eterogeneità del terreno, ovvero la variazione dei parametri di rigidezza e smorzamento con la profondità all'interno di uno strato omogeneo; a questo si aggiunga che generalmente un deposito reale è caratterizzato da più strati di materiale di differente natura e origine geologica che incrementano notevolmente la complessità del problema. È chiaro che, per la natura del problema, la variabilità dei parametri che caratterizzano il comportamento del terreno in campo dinamico (velocità delle onde di taglio e rapporto di smorzamento) è di maggiore interesse rispetto alla variazione dei parametri fisici.

Anche l'ipotesi di legame costitutivo elastico lineare o visco-elastico lineare, assunta nei modelli semplificati sopracitati, risulta un'approssimazione poco realista della realtà. Il comportamento del terreno infatti presenta un comportamento non lineare e dissipativo, già a piccole deformazioni (vedi § 2.3).

Inoltre, è di fondamentale importanza tenere in considerazione la variabilità geometrica dei depositi di terreno, come pronunciate eterogeneità laterali (margini di valli alluvionali, morfologia irregolare sepolta del bedrock) e pronunciati effetti legati alla topografia.

3.2 ETEROGENEITÀ DEL TERRENO

3.2.1 Trattazione del mezzo continuo

In un primo tempo è stata ipotizzata una variabilità continua della rigidezza trasversale con la profondità, considerando un sottosuolo omogeneo dal punto di vista litologico.

Sono stati svolti numerosi studi che tenessero in considerazione tale variabilità; quello proposto da (Gazetas, 1982) e (Vinale & Simonelli, 1983) prevede lo studio di un sottosuolo eterogeneo costituito da uno strato di terreno di spessore H, poggiante su bedrock orizzontale con rigidezza del modulo di taglio variabile con la profondità secondo la legge:

$$G(z) = G_0 \left(1 + \alpha \frac{z}{H}\right)^{2m}$$

Inoltre la variazione della velocità delle onde di taglio cresce con la profondità z secondo la legge:

$$V(z) = V_0 \left(1 + \alpha \frac{z}{H}\right)^m$$

In queste formule i parametri α e *m*, esprimono il grado di eterogeneità del deposito, mentre G₀ e V₀ identificano rispettivamente il modulo di taglio e la velocità di propagazione delle onde di taglio dello strato in superficie.

Con riferimento ad una legge di variazione lineare della velocità delle onde di taglio con la profondità, corrispondente ad m = 1, si ha che il coefficiente α esprime di fatto il rapporto di eterogeneità V_H/V₀:

$$\frac{V_H}{V_0} = 1 + \alpha$$

Tale problema è stato risolto in forma chiusa e la soluzione è stata confrontata con l'analoga calcolata nel caso di deposito omogeneo. In Figura 3.4 vengono riportati, i modi di vibrare del terreno, relativamente alle prime quattro frequenze naturali del deposito, nel caso di deposito omogeneo ($V_H/V_0=1$) e nel caso di deposito eterogeneo con legge di variazione lineare (m = 1), per valori crescenti della eterogeneità ($V_H/V_0=10$, 20, 50).



Figura 3.4 - Modi di vibrare del terreno relativamente alle prime quattro frequenze naturali del deposito, nel caso di deposito omogeneo $(V_{H}/V_0=1)$ e nel caso di deposito eterogeneo $(V_{H}/V_0=10, 20, 50)$ con legge di variazione lineare (m = 1) della velocità delle onde S (Vinale & Simonelli, 1983)

Si può osservare come l'influenza dell'eterogeneità del deposito si traduca in una sostanziale modifica dei modi di oscillazione del deposito, rispetto al caso di sottosuolo omogeneo. In particolare, con l'aumentare del grado di eterogeneità, si ha una riduzione delle ampiezze degli spostamenti a parità di profondità, e una concentrazione dei valori massimi degli spostamenti in corrispondenza degli strati superficiali del deposito.

In figura 3.5 è riportata la funzione di amplificazione per un deposito con $\alpha = 0.5$ e smorzamento 5% (linea continua) e del 10% (linea tratteggiata), confrontate con le funzioni di amplificazione nel caso di deposito omogeneo ($\alpha = 0$) e nel caso di deposito eterogeneo con differente grado di eterogeneità ($\alpha = 2$;10).

Si può osservare come un aumento del grado di eterogeneità comporti un notevole aumento della prima frequenza fondamentale di risonanza e l'ampiezza della relativa funzione di amplificazione in maniera più elevata quanto minore è il rapporto di smorzamento.



Figura 3.5 - Funzioni di amplificazione calcolate per differenti valori di eterogeneità ($\alpha = 0, 0.5, 2; 10$) e del rapporto di smorzamento (D = 5%, 10%) (Gazetas, 1982)

L'effetto dell'eterogeneità, è efficacemente dimostrato nel caso studio di Città del Messico, dove sono state adottate per il banco di terreno omogeneo in esame due profili di velocità: il primo con velocità costante con V_S 20 m/s; il secondo con velocità variabile con legge parabolica crescente con la profondità, figura 3.6.b.

Si osserva che l'eterogeneità del terreno determina una modifica sulla funzione di amplificazione, cioè che le frequenze naturali del deposito si avvicinano e si ha un aumento dei valori di picco, rispetto al caso di sottosuolo omogeneo.





In conclusione, si può affermare che, assimilare un sottosuolo caratterizzato da un profilo di velocità variabile con la profondità ad un banco omogeneo, comporta una sottostima dei potenziali effetti di amplificazione del moto sismico.

3.2.2 Trattazione del mezzo stratificato

In presenza di depositi eterogenei aventi stratigrafie geologiche e proprietà meccaniche notevolmente differenti, la valutazione della risposta sismica locale non può avvenire per via analitica, ma è necessario utilizzare tecniche numeriche.

In tal caso si ricorre sempre ad una rappresentazione monodimensionale del problema, che prevede l'ipotesi di deposito stratificato orizzontalmente su substrato orizzontale e infinitamente esteso, attraversato dalle sole onde S con direzione di propagazione verticale (quindi con moto oscillatorio orizzontale e deformazioni di taglio puro), e che consente di semplificare notevolmente la schematizzazione del deposito riducendolo ad una colonna di terreno di larghezza unitaria, in cui le dimensioni trasversali si possano ritenere trascurabili e alla base della quale viene applicata un'oscillazione (Facciorusso, 2001).

I modelli del sottosuolo, rappresentati in figura 3.7, che vengono generalmente impiegati sono: modelli a *strati continui* (a) ed a *masse concentrate* (b).





In entrambi i casi, nota l'eccitazione sismica alla base (ad esempio sotto forma di accelerogramma), l'analisi di risposta locale viene condotta risolvendo le equazioni del moto.

Nei metodi a strati continui il terreno viene schematizzato come un mezzo continuo multistrato, in cui ogni strato si presenta come banco omogeneo con comportamento viscoelastico lineare. I parametri che caratterizzano lo strato i-esimo, figura 3.7.a, sono lo spessore h_i , la densità ρ_i , il modulo di taglio G_i , ed il fattore di smorzamento D_i .

Nei modelli discreti il terreno viene suddiviso in strati, ma la stratigrafia viene ricondotta a una serie di masse, concentrate in corrispondenza della superficie di separazione degli strati e collegate tra loro da molle e smorzatori viscosi, ottenendo un sistema a n gradi di libertà. I parametri che caratterizzano questo sistema, figura 3.7.b, sono gli spessori h_i, le masse m_i, le rigidezze delle molle K_i e i coefficienti di smorzamento viscoso c_i. Per tale trattazione si rimanda alla letteratura (Lanzo & Silvestri, 1999).

3.2.3 Effetti dovuti alla non linearità del terreno

La non linearità del comportamento del terreno è uno dei fattori principali che influenzano la risposta sismica locale, poiché tale non linearità si traduce in una variazione delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento con il livello deformativo raggiunto, e quindi indirettamente con il numero di cicli applicati (vedi § 2.3).

I principali effetti del comportamento non lineare del terreno sulla risposta sismica locale sono messi in evidenza attraverso il confronto tra i fattori di amplificazione (espressi in termini di accelerazione di picco) o tra funzioni di amplificazione spettrale (rapporti tra spettri di Fourier o spettri di risposta in accelerazione), confrontando per lo stesso sito, registrazioni sperimentali relative ad aventi sismici di lieve entità (che presumibilmente mantengono il livello deformativo indotto al di sotto della soglia lineare) con quelle di entità più severa, inducendo il terreno a un comportamento isteretico instabile.

In figura 3.8, si osserva tale effetto espresso in termini di accelerazione di picco in superficie rispetto a quella valutata su roccia affiorante, per lo stesso evento, sotto forma di curve di accelerazione medie, ricavate sulla base di un'elaborazione statistica di numerose registrazioni relative a più eventi, di differente magnitudo (Seed, Murarka, Lysmer, & Idriss, 1976).

Figura 3.8 - Curve medie di accelerazione di picco su deposito in funzione della corrispondente accelerazione su roccia affiorante per differenti tipi di terreno (Seed, Murarka, Lysmer, & Idriss, 1976)



Le tre principali curve si riferiscono a terreni con differenti proprietà, classificandolo in tre principali categorie: terreni consistenti (ghiaie e sabbie addensate, argille consistenti),

terreni incoerenti di elevato spessore (H > 75 metri) e terreni teneri (sabbie sciolte, argille di media consistenza).

Dall'analisi di tali curve si osserva che per valori dell'accelerazione massima su roccia minori di 0.1 g (terremoti di lieve entità), tutti i terreni amplificano il moto sismico in superficie (in misura maggiore per terreni sciolti), mentre per valori maggiori si verifica una progressiva riduzione dei valori massimi in superficie (in misura maggiore per i terreni teneri), determinati per estrapolazione di dati sperimentali. Pertanto, l'effetto della non linearità del comportamento del terreno si traduce in una riduzione dei valori massimi di accelerazione in superficie e di conseguenza del fattore di amplificazione.

Successivamente, Idriss ha aggiornato la relazione tra accelerazione di picco su roccia e in superficie per terreni teneri, avvalendosi di risultati di analisi numeriche (figura 3.9).

Figura 3.9 – Curve medie dell'accelerazione di picco su deposito tenero in funzione della corrispondente accelerazione su roccia affiorante aggiornate agli eventi di Città del Messico e Loma Prieta e integrate con risultati di analisi numeriche (Idriss I. M., 1990)



Il confronto tra le curve medie relative ai depositi più deformabili evidenzia il notevole cambiamento che ha subito la valutazione empirica della risposta sismica locale alla superficie di terreni coesivi teneri: non solo in quanto i fattori di amplificazione sono aumentati, ma anche il campo il campo in cui si manifestano amplificazioni aumenta, estendendosi fino a 0.4 g.

L'influenza della non linearità del comportamento del terreno viene evidenziata anche su altri fattori, come il modulo di taglio G, la deformazione a taglio massima γ_{max} , il rapporto di smorzamento D o l'accelerazione di picco a_{max} , in riferimento a un deposito omogeneo poggiante su substrato roccioso, figura 3.10, al quale è stato applicato un sisma di intensità sempre maggiore, con conseguente comportamento sempre meno lineare.

Figura 3.10 – Variazione dei profili con la profondità di: deformazione tangenziale massima (a), modulo di taglio (b), fattore di smorzamento (c) e accelerazione massima (d) al crescere dell'accelerazione massima applicata (Lanzo & Silvestri, 1999)



Si osserva come all'aumentare del picco di accelerazione di input su roccia, a parità di profondità, aumenta la deformazione massima di taglio, determinando una perdita di rigidezza e un incremento del rapporto di smorzamento; mentre per l'accelerazione massima in superfice, essa tende ad aumentare per sismi di media intensità, mentre diminuisce qual ora il livello di sollecitazione superi un determinato livello di deformazione tale da determinare una deamplificazione del moto sismico in superficie a seguito della non linearità del terreno.

In figura 3.11 è illustrata l'influenza della non linearità del comportamento del terreno espressa in termini di funzione di amplificazione, al crescere del livello deformativo indotto.

Figura 3.11 – Funzione di amplificazione corrispondente a livelli crescenti di deformazione indotta di un terreno omogeneo a comportamento non lineare (Facciorusso, 2001)



L'effetto della non linearità del comportamento del terreno in esame si traduce in una riduzione (inversamente proporzionale all'incremento del rapporto di smorzamento) dei massimi in accelerazione e una traslazione verso frequenze più basse, all'aumentare della deformazione indotta, fino ad elevati livelli deformativi ove avvengono fenomeni di deamplificazione del moto sismico.

Un ulteriore parametro che influenza notevolmente il grado di linearità di un terreno fine è stato studiato da (Vucetic & Dobry, 1991), ed esso è l'indice di plasticità IP.

Figura 3.12 – Curve di decadimento del modulo di taglio G normalizzate al variare dell'indice di plasticità (Vucetic & Dobry, 1991)



Figura 3.13 – Variazione del fattore di smorzamento al variare dell'indice di plasticità (Vucetic & Dobry, 1991)



Il comportamento di un terreno a grana fine è notevolmente influenzato dal grado di plasticità, esso infatti estende il suo comportamento lineare all'aumentare di tale parametro, tuttavia terreni più consistenti manifestano valori del fattore di smorzamento contenuti anche ad elevati livelli deformativi. Essendo tale parametro notevolmente influente della risposta sismica locale, gli autori hanno condotto numerose analisi numeriche monodimensionali non lineari che differiscono solamente per la scelta dell'indice di plasticità IP, considerando un sottosuolo omogeneo avente spessore di 35 metri, figura 3.14.

Figura 3.14 – Stratigrafia relativa al caso di Città del Messico (a), profilo di velocità adottato (b) e spettro di risposta in accelerazione (5% di smorzamento) ottenuti per differenti valori dell'indice di plasticità IP (Vucetic & Dobry, 1991)



I risultati dello studio, espressi in termini di spettro di risposta in accelerazione mostra come le argille aventi una marcata plasticità (IP=100-200%), caratterizzati da un comportamento lineare più esteso e poco dissipativi, presentino un picco elevato in corrispondenza delle alte frequenze (e collocabile ad una frequenza pari circa a quella fondamentale del deposito, $f_0=4H/V_s=2Hz$); mentre le argille con medio-bassa plasticità, caratterizzate da un valore più elevato di smorzamento a parità di deformazione impressa,

presentano accelerazioni spettrali massime notevolmente ridotte e frequenze fondamentali più basse.

Dalle considerazioni fatte, emerge che la funzione di amplificazione non è una proprietà del sito, bensì è influenzata dalla combinazione di vari fattori, quali: caratteristiche stratigrafiche del sottosuolo, ampiezze e contenuto in frequenza del moto sismico al bedrock e influenza del comportamento non lineare del terreno.

3.3 EFFETTI BIDIMENSIONALI

A seguito di numerosi studi e ricerche condotte sulla superficie di valli alluvionali, si è osservato che si possono verificare significativi fenomeni di amplificazione, con notevoli incrementi della durata del moto sismico, spesso in forte contrasto con quanto previsto dalla teoria monodimensionale relativa alla propagazione delle onde sismiche di taglio con direzione di propagazione verticale (Bard & Bouchon, The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys, 1985). Questi fenomeni devono essere tenuti fortemente in considerazione per uno studio efficace di risposta sismica locale.

La teoria di propagazione monodimensionale delle onde sismiche esprime che i fenomeni di amplificazione sismica sono strettamente legati sia ad un "intrappolamento" delle onde sismiche all'interno del deposito, in misura proporzionale al contrasto di impedenza con il substrato roccioso, sia per fenomeni legati alla risonanza a causa di frequenze del moto sismico prossime a quelle naturali del deposito; tuttavia questa semplificazione risulta spesso drasticamente semplificata e in contrasto con la reale morfologia sepolta irregolare e con superficie di separazione tra substrato e deposito spesso non orizzontale (figura 3.15), soprattutto in prossimità dei bordi della valle.



Figura 3.15 – Schema di un deposito reale e meccanismo di generazione di onde superficiali prodotte dagli effetti di bordo (Facciorusso, 2001)

Una semplificazione del problema riconducibile a una schematizzazione monodimensionale resta valida, con una certa approssimazione, in aree sufficientemente lontane dai bordi e con spessori della valle largamente superiori alle sue dimensioni areali (valli profonde), tuttavia è anche vero che esistono zone del deposito che, studiate con un modello monodimensionale, risultano critiche poiché sottostimano notevolmente la risposta sismica locale.

Nel caso di valli alluvionali, oltre ai fenomeni sopra menzionati, intervengono due ulteriori fenomeni non considerati, legati alla morfologia sepolta e alla geometria bidimensionale del deposito, che generano una notevole variazione del moto sismico.

Il primo effetto è legato alla *focalizzazione delle onde sismiche* si verifica in aree prossime ai bordi della valle a seguito dell'interferenza costruttiva tra il campo d'onda riflesso e quello rifratto, dove la geometria del substrato non risulta più orizzontale.

Il secondo effetto è legato alla *generazione di onde superficiali* prodotte dall'incidenza delle onde sismiche sulla superficie inclinata di separazione tra substrato e deposito, generalmente ai bordi della valle, con direzione di propagazione di tali onde orizzontale (Aky & Larner, 1970). Le onde di superficie (onde di Rayleigh e di Love), per effetto del contrasto di impedenza tra il substrato ed il terreno, rimangono confinate all'interno della valle subendo delle riflessioni multiple sui bordi, figura 3.15, attenuando la loro intensità solamente per effetto dello smorzamento isteretico del terreno. La peculiarità di tali onde è che presentano una velocità di propagazione relativamente basse e periodi maggiori rispetto alle onde S (comprese tra 0.5-5s), pertanto hanno una durata notevolmente maggiore (dell'ordine della decina di secondi). È interessante notare come il sismogramma

(qualitativo) in corrispondenza del deposito alluvionale denoti chiaramente l'arrivo delle onde superficiali di lungo periodo, generate dalla conversione delle onde S incidenti sui bordi inclinati del substrato.

Negli ultimi anni sono stati effettuati molteplici studi per considerare adeguatamente tali fenomeni "bidimensionali", sia dal punto di vista sperimentale che con codici numerici.

Numerose osservazioni sperimentali, derivanti da registrazioni di reti sismiche, di sismi di bassa ed elevata intensità, hanno evidenziato come tali effetti abbiano notevole influenza sulla variazione areale della risposta sismica locale lungo sezioni trasversali della valle (Jongmans & Campillo, 1993) e di verificare la generazione di onde sismiche in corrispondenza dei bordi (Frankel, 1994). Parallelamente sono stati svolti studi numerici, che hanno in un primo momento verificato l'affidabilità di tali metodi confrontandoli con misure sperimentali e successivamente a questa fase di validazione sono stati impiegati per un'analisi parametrica dei principali fattori influenzanti la risposta sismica come: geometria della valle (più o meno profonda), tipo di onda incidente e angolo di incidenza in modo tale da definire quale fattore influenzi maggiormente la risposta sismica locale in relazione ad un'analisi monodimensionale. In generale, le principali differenze tra la modellazione 1D e 2D sono:

- l'analisi monodimensionale, poiché non considera gli effetti bidimensionali, tendenzialmente sottostima la risposta sismica locale;
- nelle analisi bidimensionali si possono osservare notevoli variazioni su brevi distanze, a parità di proprietà geotecniche dei terreni, della risposta sismica locale, mentre in quelle monodimensionali per avere le stesse variazioni areali, il terreno deve subire brusche variazioni dei parametri meccanici.

Si faccia riferimento ai risultati delle simulazioni numeriche (Bard & Gabriel, The seismic response of two-dimensional deposits with large vertical velocity gradient, 1986) di figura 3.16, in cui si riporta il confronto tra analisi 1D e 2D relative a modelli geometrici semplificati di valli alluvionali soggette a onde incidenti del tipo SH. La geometria adottata per le valli superficiali è trapezia, mentre una geometria a catino è stata usata per le valli profonde. Il *fattore di forma* H/L identifica questa caratteristica geometrica, ove H è lo spessore massimo del deposito e L la semilarghezza; considerando come valli superficiali quelle aventi un fattore di forma minore di 0.25 e come valli profonde quelle aventi un rapporto maggiore di 0.25.

Le analisi numeriche sono state svolte con riferimento a un caso di valle superficiale (H/L=0.1) e a un caso di valle profonda (H/L=0.4). Nel modello monodimensionale si è ipotizzata una legge di variazione delle velocità delle onde lineare con la profondità, mentre in quello bidimensionale si distinguono i casi di velocita delle onde SH costante e crescente linearmente con la profondità. In entrambi i modelli si è utilizzato un rapporto di smorzamento del 2.5%.

I risultati sono espressi in termini di funzione di amplificazione, per diverse stazioni poste sulla superficie della valle, al variare della frequenza normalizzata rispetto a quella fondamentale del deposito valutata al centro della valle ($V_s/4H$).





In figura 3.16.a è riportato il caso di valle superficiale, in cui si evidenziano buone corrispondenze a centro valle (stazione 8) tra i due metodi di analisi, tuttavia muovendosi verso i bordi (stazione 6 e 4) inizia ad esserci una divergenza dei risultati, dove (stazione 2) si osservano le maggiori differenze causate principalmente dagli effetti d'interferenza tra le onde verticali incidenti e quelle riflesse rifratte.

In figura 3.16.b è riportato il caso di valle profonda, in cui i due modelli presentano un differente risposta sismica locale in tutte le stazioni, sia in termini di forma che di

ampiezza della funzione di amplificazione, sia al centro che ai bordi della valle. Inoltre le analisi bidimensionali sottostimano il moto sismico rispetto al modello monodimensionale ai bordi della valle; viceversa, al crescere della distanza dal bordo, fino a raggiungere il centro della valle, il modello 2D sovrastima la risposta sismica locale a seguito di fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche per effetto della morfologia del basamento roccioso.

Dalle considerazioni precedenti si afferma che per valli superficiali l'attendibilità dei risultati rimane valida purché si considerino zone poste lontano dai bordi della valle, mentre le valli profonde sono caratterizzate da complessi fenomeni d'interazione tra onde di volume e onde superficiali che ne implicano una difficile approssimazione per i modelli monodimensionali. Per questi motivi nel caso di valli profonde è necessario utilizzare strumenti di modellazione che tengano in considerazione tali effetti nella determinazione della risposta sismica locale.

3.4 EFFETTI TOPOGRAFICI

La geometria del problema influisce notevolmente sui fenomeni di amplificazione del moto sismico, così come per gli effetti bidimensionali, infatti, a seguito di numerosi eventi sismici sono stati osservati danni maggiori in sommità dei rilievi.

La modifica delle caratteristiche del moto sismico a causa della topografia è di particolare interesse per un paese come l'Italia, ove sorgono numerosi centri di notevole valore storico, umano ed economico su configurazioni geomorfologiche di questo tipo. La comunità scientifica ha notevolmente discusso e studiato questi effetti in numerosi casi sperimentali (Brambati, et al., 1980) (Rippa & Vinale, 1983) e successivamente sono stati valutati una serie di modelli analitici e numerici in grado di quantificare tale effetto, considerando configurazioni geometriche semplificate per studiare la variazione di entità modificando ad esempio tipo e angolo di incidenza dell'onda sismica, delle dimensioni e della forma del deposito, delle condizioni alle estremità, ecc.

Il fenomeno fisico di amplificazione del moto alla sommità di un rilievo topografico è causato dal processo di interazione costruttiva fra il campo d'onda incidente e quello diffratto attraverso la superficie libera del deposito poiché esse tendono a concentrare la loro energia in corrispondenza della cresta del rilievo (Bard, Diffracted waves and displacement field over two-dimensional elevated topographies, 1982).





Una valutazione quantitativa di prima approssimazione dell'effetto topografico è stato studiato in riferimento a una geometria semplice, come quella riportata in figura 3.18.a, in cui l'irregolarità topografica è schematizzata con un cuneo indefinito, nell'ipotesi di mezzo elastico, omogeneo ed isotropo attraversato da onde SH con direzione di propagazione verticale polarizzate parallelamente all'asse del cuneo (Aki, 1988).

Figura 3.18 - Modello del cuneo indefinito sollecitato da onde SH verticali agenti lungo la direzione dell'asse del cuneo (a); schematizzazione geometrica di un'irregolarità topografica regolare di geometria triangolare (b); variazione del fattore di amplificazione con l'angolo al vertice $\varphi(c)$ (Facciorusso, 2001)



La soluzione analitica in forma chiusa (Sanchez-Sesma, 1990) è stata trovata al variare dell'angolo $\varphi = v \pi$ (con 0 < v < 2), riportata in figura 3.18.c. Il fattore di amplificazione A, valutato come rapporto tra l'ampiezza, V, dello spostamento secondo l'asse longitudinale in corrispondenza del vertice del cuneo, e quella delle onde incidenti in condizioni di superficie piana e orizzontale, V₀. Tale rapporto risulta indipendente dalla frequenza dell'azione sismica e dipende solamente dall'angolo φ , secondo la relazione:

$$A = \frac{V}{V_0} = \frac{2}{v} = \frac{2\pi}{\varphi}$$

L'effetto topografico risulta notevole per angoli molto acuti, mentre l'amplificazione si riduce molto per profili "dolci" ($\phi = 100^\circ$) con un valore dell'amplificazione di circa 3 volte.

Secondo questo modello notevolmente semplificativo del problema, l'amplificazione è strettamente legata alla forma geometrica del cuneo e non è influenzata da ulteriori fattori.

Analizzando situazioni geometriche più realistiche (Geli, Bard, & Jullien, 1988), come in figura 3.19.a, è stata valutata mediante modellazione numerica l'amplificazione rispetto alla frequenza normalizzata n = $2L/\lambda$, (λ è la lunghezza d'onda incidente) di un profilo caratterizzato da fattore di forma H/L= 0.4, considerando la propagazione delle onde SH incidenti verticalmente.



Figura 3.19 -Schema di un rilievo isolato (a); funzione di amplificazione valutate in corrispondenza di differenti postazioni ubicate sulla cresta, sui fianchi e alla base del rilievo (b) (Geli, Bard, & Jullien, 1988)

La figura evidenzia un'amplificazione a banda larga in corrispondenza della cresta del rilievo (stazione 1), con un picco in corrispondenza della frequenza n=2, ovvero quando la lunghezza dell'onda incidente λ è pari alla semilarghezza L del deposito, mentre lungo i fianchi (stazioni 3 e 4) e alla base (stazione 6) la funzione di amplificazione ha un andamento più irregolare con alternanza di amplificazioni e attenuazioni legate alle interazioni non sempre costruttive delle onde incidenti e diffratte. Gli autori mostrano come all'aumentare del fattore di forma H/L cresce l'amplificazione attesa in cresta.

Un ulteriore studio sperimentale volto alla valutazione degli effetti topografici è stato svolto considerando una geometria reale, relativo ad un pendio nelle Alpi Francesi (Pedersen, LeBrun, Hatzfeld, Campillo, & Bard, 1994), figura 3.20.a.



Figura 3.20 -Sezione schematica (a); registrazioni sismometriche (b) relative al rilievo analizzato da Pedersen et al. (1994) (Pedersen, LeBrun, Hatzfeld, Campillo, & Bard, 1994)

Come si può osservare dalla figura il pendio presenta un'inclinazione molto accentuata in direzione SE e pari a circa 25° in direzione NW. La formazione del sottosuolo è di tipo calcarea ricoperta da un terreno alluvionale, di caratteristiche scadenti, di spessore crescente in direzione NW. Analizzando le registrazioni delle 5 stazioni sismometriche installate lungo il versante si valuta la variabilità spaziale del moto sismico legato ad effetti topografici e stratigrafici. In particolare, confrontando le stazioni poste su roccia S2 e S3 si denota un apprezzabile amplificazione legata alla topografia in S2. Tale amplificazione è comunque limitata se confrontata con quelle relative alle stazioni poste sul terreno (S1, S4 e S5), dove le ampiezze massime del moto crescono notevolmente all'aumentare dello spessore di terreno.

Quello che emerge dagli studi sperimentali e numerici è che nei problemi ingegneristici legati alla progettazione antisismica di strutture localizzate in prossimità o sulla cresta di pendii deve essere tenuta in considerazione l'amplificazione legata ad effetti topografici, inoltre:

- in sommità di una irregolarità topografica il moto sismico è amplificato rispetto a quello alla base;
- l'amplificazione è condizionata dalle sue caratteristiche geometriche, in quanto si verificano fenomeni di focalizzazione quando la lunghezza dell'onda incidente λ è comparabile con la semilarghezza L della base della irregolarità;
- l'entità dei fenomeni di amplificazione è proporzionale al fattore di forma H/L in maniera crescente;
- lungo i fianchi si genera una complessa interazione costruttiva tra onde riflesse e diffratte producendo rapide variazioni del moto, in ampiezza e contenuto in frequenza;
- il confronto tra le amplificazioni valutate secondo modellazioni numeriche non trova un completo riscontro con quelle misurate sperimentalmente che risulta generalmente maggiori.
CAPITOLO 4 TECNICHE DI CARATTERIZZAZIONE SPERIMENTALE

Le tecniche di caratterizzazione sperimentale sono prove che permettono di descrivere il comportamento del terreno in situazioni dinamiche e consentono di determinare i parametri meccanici utili alla modellazione numerica per uno studio di risposta sismica locale. Nel dettaglio, esse permettono di valutare:

- l'assetto strutturale e stratigrafico del sottosuolo;
- la morfologia sepolta sino al substrato roccioso;
- il modulo di rigidezza a piccole deformazioni G₀ nonché il valore del rapporto di smorzamento in condizioni iniziali D₀;
- il profilo di velocità delle onde di taglio V_S e delle onde di compressione V_P ;
- la legge di variazione di G e D in funzione del livello di deformazione a taglio.

Questi sono i principali parametri determinabili da prove dinamiche, che si suddividono a loro volta in funzione del luogo in cui vengono realizzate: *in sito* o *in laboratorio*.

4.1 **PROVE DINAMICHE IN SITO**

In questa tesi, ci si concentrerà maggiormente su questo tipo di prove poiché svolte in prima persona dal candidato durante la trasferta nei comuni in provincia di Ascoli Piceno.

Queste prove sono basate sul monitoraggio di vibrazioni meccaniche e sulla propagazione delle onde nel terreno prodotte artificialmente (maglio, apparecchiature in mono frequenza) o naturalmente (vento, pioggia, traffico). Esse prendono in considerazione sollecitazioni con basso contenuto energetico, infatti la deformazione impressa ($\gamma < 10^{-30}$) non superando la soglia elastica lineare (γ_l) permette di determinare il valore iniziale di rigidezza G₀. Inoltre il campo di frequenze interessato da tali prove risulta molto simile a quello sollecitato da azioni sismiche (1-10Hz), figura 4.1.



Figura 4.1 - Intervalli di frequenza delle sollecitazioni dinamiche e cicliche indagati da prove di laboratorio e prove in sito, confrontati con le frequenze delle sollecitazioni sismiche (Crespellani & Facciorusso, 2002)

In figura 4.2 si riporta uno schema riassuntivo delle varie tipologie e classificazione delle principali prove geofisiche. La principale distinzione relativa alle prove sismiche riguarda la classificazione relativa a tecniche *invasive* e *non invasive*.





4.1.1 Misure sismiche superficiali

Le misure sismiche *non invasive* o *superficiali* consentono di determinare in maniera indiretta le proprietà del sottosuolo avente differente composizione.

Le principali prove sismiche superficiali sono: la tomografia sismica, sismica a riflessione, sismica a rifrazione, MASW ed H/V.

Tali tecniche si basano su ipotesi di sottosuolo omogeneo, isotropo con un comportamento elastico lineare del legame tensioni- deformazioni, giustificato dal basso livello deformativo indotto da tali prove.

A seguito di una perturbazione meccanica in superficie (*sorgente*) le onde sismiche si propagano nel terreno, secondo *treni d'onda* differenti in funzione del materiale attraversato, e vengono misurate in più punti (*ricevitori*) equidistanti tra loro, figura 4.3.

Figura 4.3 – Schema prova sismica MASW e restituzione dei dati (https://www.geologs.it/21-ultimi-articoli/49-provesismiche-masw-esempi-di-utilizzo-a-torino-e-in-piemonte)



Se la sorgente è di natura artificiale cioè energizzata da un operatore, allora le prove vengono classificate come *attive*; viceversa se la natura della sorgente è da attribuirsi a rumori ambientali di fondo, microtremori, vento o pioggia allora vengono classificate come *passive*.

Le prove sismiche superficiali consentono in generale la stima di:

- profilo di velocità con la profondità delle onde di volume V_P, di taglio V_S o superficiali di Rayleigh V_R;
- modulo di rigidezza a piccole deformazioni G₀ valutato indirettamente;
- caratterizzazione indiretta della stratigrafia del sito investigato.

Il principale vantaggio delle prove superficiali risiede nel fatto che esse non presentano la necessità di un foro per la loro realizzazione, questo si traduce in termini strettamente economici ad un risparmio notevole di denaro. Inoltre esse sono ripetibili su qualsiasi tipo di terreno, oltre al fatto di poter considerare lo stato naturale indisturbato del deposito considerato. Tuttavia il limite maggiore di tali prove risiede nel fatto che esse consentono di determinare solo indirettamente le proprietà del terreno, attraverso un'interpretazione spesso complessa legata alla non unicità della soluzione, motivo per cui nelle campagne indagini le prove invasive, seppur più costose, costituiscono lo strumento di indagine principale. Per una trattazione più completa di tali prove si rimanda alla letteratura (Crespellani & Facciorusso, 2002) (Mancuso, Misure dinamiche in sito - Applicazioni geotecniche, 1996) (Foti, Multistation Methods for Geotechnical Characterization using Surface Waves, 2000).

4.1.2 Misure sismiche in foro

Le misure sismiche *in foro* o *invasive* permettono di valutare i principali parametri del terreno grazie alla realizzazione di uno o più fori ove posizionare i ricevitori (geofoni) e/o il meccanismo sorgente. La realizzazione del foro può avvenire contestualmente all'esecuzione della prova (*cono sismico, dilatometro sismico*) o in tempi differenti (*downhole, cross-hole*). Essendo prove puntuali sono limitate alla verticale d'esplorazione.

Il modello del terreno ipotizzato per l'interpretazione di tali prove si basa su una stratificazione orizzontale degli strati di terreno, considerati singolarmente con comportamento elastico, omogeneo ed isotropo.

4.1.2.1 Prova Down-Hole (DH)

La prova down-hole è la prova più utilizzata in campo della Geotecnica Sismica per il suo notevole sviluppo e utilizzo avvenuto fin dai primi anni '70. Questa prova rappresenta una delle più accurate misure sismiche per la determinazione delle proprietà fisicomeccaniche dinamiche dei terreni, in particolare per la determinazione del profilo di velocità, misurando il tempo di propagazione delle onde all'interno del sottosuolo. Lo schema geometrico di questa prova riportato in figura 4.4 mostra le possibili configurazioni; tuttavia la disposizione dei ricevitori in superficie e sorgente in foro (up-hole) è raramente utilizzata.



Figura 4.4 - Schema geometrico della prova down-hole (a), e up-hole (b) (Crespellani & Facciorusso, 2002)

A seguito di una perturbazione provocata in superficie, si valutano i tempi di propagazione delle onde sismiche negli strati di terreno costituenti il deposito, che vengono misurati da appostiti trasduttori (geofoni) disposti a profondità prestabilite ed opportunamente *accoppiati* al foro di sondaggio.

L'apparecchiatura necessaria per la prova si compone di:

- una sorgente meccanica, in grado di generare prevalentemente onde di tipo P e
 SH, grazie all'utilizzo di una piastra metallica e di una traversina in acciaio;
- un sistema di ricezione, costituito generalmente da una serie di geofoni⁶ disposti in serie, generalmente 8, con appropriata risposta in frequenza. Essi sono vincolati nella loro distanza verticale (in genere compresa tra 1 e 3 metri) e nella loro orientazione relativa tramite una barra d'acciaio rigida.

⁶ I geofoni consistono, di norma, in una terna di trasduttori di velocità, due orizzontali e uno verticale, contenuti in un involucro ed orientati secondo le componenti di un sistema di riferimento cartesiano ortogonale.



Figura 4.5 - Esempio di apparecchiatura utilizzata per la prova down-hole (Gruppo di Lavoro, 2008)

- un dispositivo di bloccaggio e orientazione controllato dalla superficie, realizzato da un cuscinetto ad aria compressa, che permette di avere perfetta aderenza tra il sistema di geofoni e il rivestimento del foro. Inoltre tale sistema è dotato di una bussola integrata che permette di mantenere costante l'orientazione assoluta dei trasduttori rispetto alla sorgente, e da far in modo che uno dei trasduttori del sistema di ricezione sia disposto quanto più parallelo rispetto alla sorgente di onde SH, in modo tale da cogliere il massimo dell'ampiezza del treno d'onde energizzato;
- un *trigger*, è un dispositivo che collega la sorgente al sistema di acquisizione, necessario per l'identificazione dell'istante di partenza della sollecitazione impulsiva. Esso è realizzato generalmente da un circuito elettrico che collega, in parallelo, il sistema di acquisizione alle piastre di battuta e al martello oppure

con un geofono da superficie disposto in prossimità del punto di battuta (geofono trigger) (Crespellani & Facciorusso, 2010);

un sistema di acquisizione dei dati, formato da un sismografo multicanale (in genere 12 o 24 canali), in grado di registrare in modo digitale le forme d'onda, a cui sono connessi i trasduttori dei ricevitori e il trigger.

L'esecuzione della prova è preceduta dalla fase preparatoria del foro di sondaggio, opportunamente rivestito di un materiale ad alta impedenza alle vibrazioni, con intercapedine, tra rivestimento e parete del foro, adeguatamente cementata tramite fanghi bentonitici. Successivamente vengono preparati e disposti gli strumenti di energizzazione e di registrazione.

I sistemi energizzanti (sia per la generazione di onde P sia per onde SH) devono generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia, con forme d'onda ripetibili e direzionali, o eventualmente tali da ottenere maggiormente onde di compressione e/o di taglio polarizzate su piani orizzontali (Gruppo di Lavoro, 2008).

La sorgente viene posizionata a una distanza dal foro tale da poter considerare rettilinei i raggi sismici, in genere compresa tra 1 e 3 metri, ed inoltre per evitare il sovrapporsi delle onde dirette P ed S in prossimità della superficie.

Per generare onde di compressione P, si utilizza generalmente la caduta di un grave o il colpo verticale di una mazza su piastra metallica, opportunamente collegata al sistema di acquisizione e al trigger, evitando di produrre vibrazioni e/o rimbalzi durante la generazione del segnale.

Per la generazione di onde di taglio SH si utilizza una traversina molto pesante disposta perpendicolarmente al foro, su cui si posiziona un carico statico di notevole entità (spesso tramite le ruote di un automezzo) in modo da garantire una migliore aderenza al suolo, preventivamente bonificato da possibile presenza di coltre vegetale. La disposizione della traversina deve consentire di colpirla da entrambe le estremità, così facendo si generano onde SH con *inversione di polarità* per una migliore interpretazione dell'istante di primo arrivo.

A seguito di queste operazioni preliminari ha inizio la prova vera e propria articolata nelle seguenti fasi:

1. il sistema di ricezione viene calato alla profondità desiderata, di solito si parte considerando il primo geofono disposto a 1 metro sotto il piano campagna,

orientando uno dei due trasduttori orizzontali parallelamente all'asse della traversina, in modo da massimizzare l'ampiezza di ricezione ai ricevitori. Quindi i ricevitori vengono fissati alle pareti del tubo grazie al sistema di bloccaggio ad aria compressa;

- 2. vengono attivate separatamente le due sorgenti, prima quella relativa alla generazione di onde di compressione che si propagano dalla sorgente posta in superficie fino all'ultimo dei ricevitori, e successivamente vibrazioni di tipo SH, dirette perpendicolarmente alla direzione di percussione e polarizzate sul piano orizzontale. Si procede con un numero variabile di battute verticali per la sorgente di onde P, che il sistema di acquisizione somma al precedente per eliminare l'effetto di rumori accidentali e/o di fondo, fino a che il sismogramma registrato risulta sufficientemente leggibile. Allo stesso modo si eseguono n colpi sul lato sinistro della traversina e successivamente n colpi sul lato destro affinché vengano generate onde SH con polarità opposta;
- 3. il tempo di acquisizione del segnale è almeno pari a 0.5 s;
- 4. si sblocca il sistema di bloccaggio e si cala il sistema di ricevitori di una quantità prescelta, in modo tale che si abbia almeno un ricevitore in sovrapposizione con la precedente disposizione, verificando che il sistema di orientazione assoluto sia mantenuto fissato prima di bloccare il sistema nella nuova configurazione
- 5. si ripetono i punti 2, 3 e 4 fino a raggiungere il fondo foro⁷.

Le modalità di interpretazione dei risultati provenienti dai trasduttori, ai fini della determinazione dei tempi di primo arrivo delle onde P e SH avviene tramite un'analisi visuale delle registrazioni stesse. Per una più agevole valutazione, oltre ad un'analisi per singola profondità si costruisce una sezione complessiva, con le registrazioni ottenute al variare della profondità, meglio noti come *sismogrammi*.

⁷ La prova può anche essere eseguita procedendo inizialmente dal fondo foro verso la superficie.



In figura 4.6 è mostrato un sismogramma relativo a onde di volume relativamente al numero di traccia registrato, che indirettamente rappresenta la profondità crescente delle registrazioni, in particolare nel caso riportato si fa riferimento a un sistema di 8 geofoni distanziati verticalmente da 1 metro, con un metro di sovrapposizione per la successiva disposizione. Si osserva fin da subito come le onde P arrivino a fondo foro in tempi

notevolmente minori rispetto alle onde SH, così da confermare che le prime sono più veloci delle seconde.

In linea generale, il criterio di elaborazione dei dati avviene secondo le seguenti fasi:

- 1. *picking* dei primi arrivi;
- 2. misura dei tempi di primo arrivo;
- 3. correzione dei tempi verticali (t*).

Il processo di *picking* consiste nel valutare l'istante in cui il geofono registra l'arrivo dell'onda sismica provocato dal sistema sorgente, oscillando attorno alla propria posizione di equilibrio fino a completo smorzamento di tale perturbazione. Una volta effettuata tale operazione si dispone del tempo di primo arrivo in funzione della profondità per i vari tipi di onda analizzati. Tuttavia il tempo così determinato si riferisce a una condizione di propagazione delle onde sismiche con direzione di propagazione non esattamente verticale rispetto ai ricevitori, data la posizione della sorgente, pertanto è necessario operare una correzione sui tempi di arrivo stimati per tener in considerazione dell'inclinazione del percorso dei raggi sismici.





Si faccia riferimento alla figura 4.8, indicando con z la profondità del ricevitore dal piano campagna, con d la distanza superficiale della sorgente dal foro e con t il tempo determinato dalle registrazioni, allora il tempo corretto t^* risulta:

$$t^* = t \cdot \frac{z}{\sqrt{d^2 + z^2}}$$

Esistono a questo punto due tipi di interpretazione possibili:

- velocità d'intervallo;
- regressione lineare con la profondità.

Il primo metodo permette di determinare la velocità media di un singolo strato di spessore unitario, considerando il rapporto tra la distanza di due geofoni successivi (ipotizzata unitaria) collegati rigidamente e i tempi di arrivo corretti per una singola battuta, eliminando completamente l'errore di trigger. Questo metodo ha il difetto di non essere robusto, è quindi molto sensibile alle letture dei tempi di primo arrivo, ciò comporta che si possano avere forti variazioni di velocità all'interno di uno strato che i carotaggi hanno definito omogeneo, vedi esempio in figura 4.9.

Per questo motivo si preferisce utilizzare il secondo approccio per la determinazione del profilo di velocità, poiché molto più robusto oltre a tenere in considerazione della stratigrafia del sito. Tale metodo permette di ricavare la velocità media di propagazione relativa ad uno strato, avvalendosi di considerare in maniera più o meno rappresentativa la stratigrafia reperita a seguito della realizzazione del foro. Pertanto viene effettuata una stima lineare delle velocità su un diagramma che riporta in ascissa il valore dei tempi corretti e in ordinata la profondità, in cui la velocità media dello strato è data dalla pendenza della retta di regressione lineare, vedi esempio in figura 4.10.



Figura 4.9 - Valutazione delle velocità di propagazione delle onde sismiche con metodo dell'intervallo



Figura 4.10 - Valutazione delle velocità di propagazione delle onde sismiche con metodo di regressione lineare

A seguito della valutazione di regressione lineare con la profondità è possibile arrivare al risultato finale di tale prova, *il profilo di velocità*, mostrato in figura 4.11.



Figura 4.11 - Profilo di velocità relativo a una prova Down-Hole

La prova DH trova largo impiego rispetto alle altre prove sismiche, con costi medio-alti ma affidabilità delle misure migliore. Le misure possono ritenersi affidabili per profondità comprese tra i 10 m e 50 m, compatibilmente con il tipo di sorgente utilizzato (Stokoe II, Sing-Ho, & Woods, 2004).

I principali limiti della prova DH sono:

- costo elevato per la realizzazione del foro;
- difficoltà di caratterizzare terreni aventi spessore inferiore alla distanza tra i ricevitori;
- riflessioni e rifrazioni multiple delle onde nel percorso di propagazione dalla sorgente ai ricevitori;
- attenuazione dell'ampiezza delle onde con la profondità e quindi difficoltà di interpretazione dei risultati.

I punti di forza sono:

- attendibilità della prova a seguito di numerosi studi sperimentali e scientifici svolti;
- ridondanza delle misure;
- ingombro areale limitato;
- disponibilità di un sondaggio stratificato, del livello della falda oltre alla stima diretta del profilo di velocità con la profondità.

4.1.3 Interpretazione dei risultati di prove DH per i comuni del raggruppamento territoriale Marche 3

Lo studio di microzonazione sismica di tale elaborato interessa, come anticipato, strettamente il raggruppamento territoriale denominato Marche 3. I comuni, appartenenti a tale gruppo, in cui si è effettuata la prova down-hole sono:

- Acquasanta Terme;
- Castel di Lama;
- Montedinove;
- Montefalcone Appennino;
- Montemonaco;
- Rotella;
- Colli del Tronto;
- Offida;
- Force;
- Roccafluvione;
- Venarotta;
- Ortezzano;
- Montalto delle Marche.

A seguito della valutazione, attraverso tecnica di regressione lineare, dei tempi di primo arrivo delle onde sismiche si sono ricavati i profili di velocità nei comuni sopracitati, riportati in seguito. Le stratigrafie, tenute in considerazione durante la fase di elaborazione di tali risultati, vengono riportate in allegato.



rme
rme

Acquasanta Terme				
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m				
Interasse tra i ricevitori: 1 m				
Intervalli di profondità [m]	$V_{S} \left[m/s ight]$	V _P [m/s]		
1 - 6	275			
6 - 13	338	721		
13 - 19	440	769		
19 - 30	556	1475		
30 - 35	1544			





Castel di Lama Campo sportivo					
Distanza bocca foro – sorgente: 1.4 m					
Interasse tra i ricevitori: 1 m					
Intervalli di profondità [m] V _S [m/s] V _P					
1 - 3	159	612			
3 - 14.5	383	912			
14.5 - 26	390	1265			
26 - 36	581	1279			



Figura 4.14 - Profilo di velocità de	el comune Castel di Lama, strada
--------------------------------------	----------------------------------

Castel di Lama Strada					
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m					
Interasse tra i ricevitori: 1 m					
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s] V _P [m/s]				
1.5 - 7 253 969					
7 - 15.5	337	1055			
15.5 - 35 399 1727					





Montedinove					
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m					
Interasse tra i ricevitori: 1 m					
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s]	V _P [m/s]			
1 - 3	191	552			
3 - 11	532	940			
11 - 33	1408	2545			



Figura 4.16 - Profilo delle vel	locità del comune Mor	ntefalcone Appennino
---------------------------------	-----------------------	----------------------

Montefalcone Appennino					
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m					
Interasse tra i ricevitori: 1 m					
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s]	V _P [m/s]			
1 - 4 309 752					
4 - 11	1312	2952			
11 - 35 1574 3065					

Figura 4.17 - profilo di velocità del comune di Montemonaco



Montemonaco				
Distanza bocca foro -	- sorgente: 1	.5 m		
Interasse tra i ric	evitori: 1 m			
Intervalli di profondità $V_{S} [m/s] V_{P} [I]$				
1 - 2	179	479		
2 - 9	396	1025		
9 - 16	526	1273		
16 - 21.5	1069	2287		
21.5 - 34	1078	3086		



Figura	4.18 -	Profilo	di	velocità	del	comune d	di	Rotella

D 11					
Rotella	a				
Distanza bocca foro -	- sorgente: 1	.5 m			
Interasse tra i ricevitori: 1 m					
Intervalli di profondità [m] V _S [m/s] V _P [
1 - 3	292				
3 - 16	677	1230			
16 - 27	987	1398			
27 - 34	1125	1855			

Figura 4.19 - Profilo di velocità del comune Colli del Tronto



Colli del Tronto					
Distanza bocca foro -	- sorgente: 1	.5 m			
Interasse tra i ricevitori: 1 m					
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s] V _P [m/s				
1 - 10	330	946			
10 - 16	278	1617			
16 - 34	499	1949			



Figura 4.20 - Profilo di velocità del comune Offida, scuola

Offida Scuola			
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m			
Interasse tra i ricevitori: 1 m			
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s]	V _P [m/s]	
1 - 4	276	1184	
4 - 11.5	346	1850	
11.5 - 21	404	1717	
21 - 39	559	1890	

Figura 4.21 - Profilo di velocità del comune di Offida, strada



Offida Strada			
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m			
Interasse tra i ricevitori: 1 m			
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s]	V _P [m/s]	
1 - 5	193	794	
5 - 16	337	928	
16 - 20	398	1442	
20 - 29	413	1967	



Figura 4.22 -	Profilo d	li velocità del	comune di Force
	5		

Force			
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m			
Interasse tra i ricevitori: 1 m			
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s]	V _P [m/s]	
1 - 4	226		
4 - 11	816	2206	
11 - 34	1078	2711	

Figura 4.23 - Profilo di velocità del comune di Roccafluvione



Roccafluvione			
Distanza bocca foro – sorgente: 1.4 m			
Interasse tra i ricevitori: 1 m			
Intervalli di profondità [m]	$V_{S}[m/s]$	V _P [m/s]	
1 - 4	282		
4 - 12	329	505	
12 - 17	334	755	
17 - 25.5	405	998	
25.5 - 34	882	1423	



Venarot	Venarotta		
Distanza bocca foro -	Distanza bocca foro – sorgente: 1.2 m		
Interasse tra i ricevitori: 1 m			
Intervalli di profondità [m]	$V_{S} \left[m/s ight]$	V _P [m/s]	
0 - 4.5	273	660	
4.5 - 11.5	381	660	
11.5 - 17	319	1953	
17 - 34	1020	3010	

Figura 4.24 - Profilo di velocità del comune di Venarotta





Montalto delle Marche		
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m		
Interasse tra i ric	evitori: 1 m	
Intervalli di profondità [m]	$V_{S} \left[m/s ight]$	V _P [m/s]
0 - 2	248	1220
2 - 9	462	1836
9 - 14	380	1422
14 - 23	321	1648
23 - 32	452	1753
32 - 34	564	2166



Ortezzano			
Distanza bocca foro – sorgente: 1.5 m			
Interasse tra i ricevitori: 1 m			
Intervalli di profondità [m]	V _S [m/s]	V _P [m/s]	
0 - 5	199	960	
5 - 8	474	1654	
8 - 12 316 1		1112	
12 - 18	524	1878	
18 - 23	347	1184	
23 - 28 258		907	
28 - 31	532	2068	
31 - 33 464 1553			

Figura 4.26 - Profilo delle velocità del comune di Ortezzano

I profili delle velocità così determinati serviranno nella fase successiva di modellazione numerica.

CAPITOLO 5 MODELLAZIONE NUMERICA

Nel capitolo precedente si è analizzato il comportamento di un deposito stratificato (eterogeneo) ipotizzando un comportamento lineare del terreno, ipotesi decisamente forte visto il reale comportamento non lineare e dissipativo. Inoltre i risultati hanno mostrato come l'analisi svolta considerando un comportamento lineare conduca a una sottostima dell'amplificazione alle basse frequenze, oltre all'impossibilità di considerare effetti indotti in termini di deformazione permanente e accumulo di sovrappressioni.

Nei casi reali, quindi, un'analisi di risposta sismica locale di un sottosuolo stratificato deve necessariamente tenere in considerazione del comportamento non lineare del terreno. Inoltre, valutare analiticamente il processo di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo (vedi § 3.1) è esprimibile in forma chiusa limitatamente a condizioni estremamente semplici, pertanto la valutazione quantitativa di tali effetti avviene grazie alla *modellazione numerica*.

Esistono numerosi programmi che differiscono per l'algoritmo di calcolo utilizzato e per le condizioni e ipotesi semplificative considerate.

Le procedure utilizzate per soluzione delle equazioni dinamiche del sistema e valutare il comportamento non lineare del terreno si distinguono in:

- analisi lineare equivalente: consiste nell'eseguire una sequenza di analisi lineari, con aggiornamento iterativo dei valori di rigidezza e smorzamento, fino al raggiungimento di un prefissato criterio di convergenza;
- *analisi non lineare incrementale*: prevede l'integrazione step by step delle equazioni del moto, modificando continuamente i valori dei parametri di rigidezza e smorzamento.

Facendo riferimento alla figura 5.1, lo schema della procedura iterativa alla base dell'analisi lineare equivalente (Idriss & Sun, 1992) è il seguente, da applicare ad ogni strato in cui è stato discretizzato il terreno:

- definizione delle curve del terreno $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ per i diversi strati, tramite opportune prove di caratterizzazione;
- inizializzazione dei valori a piccole deformazioni, G₀ e D₀;
- calcolo della risposta dinamica in ogni strato del deposito;

- calcolo della *deformazione efficace*⁸ in ogni strato del deposito;
- aggiornamento dei valori di rigidezza e smorzamento relativamente alla deformazione efficace raggiunta;
- successive iterazioni e aggiornamenti dei parametri fino a convergenza.



Figura 5.1 – Schema del procedimento iterativo per l'analisi lineare equivalente

Tuttavia tale analisi presenta alcune criticità dovute a:

- i parametri meccanici di rigidezza e smorzamento, determinati a convergenza avvenuta, per ogni strato del deposito, vengono utilizzati per tutta l'analisi di propagazione del moto sismico. Tuttavia, fin dai primi istanti di arrivo del sisma si avranno valori di smorzamento eccessivi rispetto al reale stato dissipativo del terreno, con conseguente modulo di taglio ridotto;
- analisi condotte in termini di tensioni totali, non tenendo in considerazione possibili sovrappressioni interstiziali, che possono assumere notevole rilevanza nel caso di *liquefazione del terreno⁹*;

È stato osservato che le analisi lineari equivalenti tendono a sovrastimare l'amplificazione in superficie rispetto alle analisi non lineari (Lai *et all.*, 2007), tuttavia essa fornisce risultati soddisfacenti per deformazioni del terreno inferiori alla soglia volumetrica, tipicamente inferiori all'1% (Lo Presti *et all.*, 2006).

⁸ La deformazione efficace può essere considerata un valore mediamente rappresentativo della storia irregolare di deformazione dello strato considerato, tramite un'aliquota del valore di deformazione massima raggiunta, attraverso un coefficiente dipendente dalla magnitudo dell'evento considerato.

⁹ Fenomeno, che avviene principalmente nei terreni a grana fine, legato ad un aumento delle pressioni intestazioni fino a eguagliare le tensioni totali, con conseguente annullamento delle tensioni efficaci e conseguentemente della resistenza a taglio, secondo il principio delle tensioni efficaci di Terzaghi.

Indipendentemente dal metodo di analisi utilizzato, l'accuratezza dei risultati ottenuti per via numerica è proporzionale al numero di elementi introdotti nella discretizzazione. È prassi comune ottimizzare la discretizzazione, degli strati per analisi 1D e degli elementi finiti per modelli 2D, in modo tale da prevedere 3-4 punti per descrivere la generica semilunghezza d'onda della vibrazione di un elemento di spessore h e velocità V_S , garantendo una corretta trasmissione delle onde. La condizione comporta che, se f_{max} è la massima frequenza significativa¹⁰ dell'input sismico, l'altezza massima degli elementi h_{max} deve essere:

$$h_{max} = \frac{\lambda_{min}}{6 \div 8} = \frac{V_S}{6 \div 8 f_{max}}$$

Le analisi numeriche che conducono alla Microzonazione Sismica di livello 3 (MS3) devono essere in primo luogo basate sulla preventiva definizione delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS), basata sui limiti della carta geologico-tecnica.

Per svolgere un'analisi di risposta sismica locale è necessario scegliere il modello più adatto, tale da riprodurre in maniera quanto più reale possibile il problema, contestualmente con gli obiettivi preposti e alle disponibilità economiche, nonché definire le modalità e i parametri con cui rappresentare il moto sismico superficiale, ottenuto a fine modellazione, e il suo rapporto rispetto al segnale sismico di input.

Ciò premesso, di seguito si riporta uno schema dei principali elementi necessari per l'analisi di risposta sismica locale, schematizzati in figura 5.2.



Figura 5.2 – Schema degli elementi necessari per le analisi numeriche (Protocolli MSZ III, 2017)

¹⁰ La frequenza massima significativa di un sisma è generalmente considerata come quella frequenza oltre la quale il contenuto in frequenza dello spettro di Fuorier risulta trascurabile ($f_{max} = 20$ Hz).

Gli elementi chiave di un'analisi di risposta sismica locale sono:

- 1. definizione del moto sismico di riferimento (RIM) applicato al bedrock;
- 2. modello geometrico del sottosuolo (stratigrafia, morfologia superficiale e sepolta);
- 3. determinazione sperimentale e modellazione delle proprietà meccaniche non lineari del deposito di terreno, curve $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$;
- 4. analisi numerica lineare equivalente o non lineare della risposta sismica in condizioni monodimensionali 1D, o bidimensionali 2D;
- 5. rappresentazione del moto in superficie mediante accelerogrammi, spettri di risposta, ecc.

5.1 SCELTA DEL MODELLO DI ANALISI

La scelta di utilizzare modelli monodimensionali (1D) o bidimensionali (2D) è la prima a dover essere fatta. Essa è strettamente legata alla morfologia superficiale o sepolta che influenza la risposta sismica locale in termini di amplificazione superficiale per effetto di condizioni stratigrafiche e/o topografiche, figura 5.3.



Figura 5.3 – Schema dei fattori morfologici influenti sull'amplificazione sismica in superficie (Protocolli MSZ III, 2017)



La scelta di un'analisi monodimensionale è strettamente legata alle condizioni geologiche, geomorfologiche e litostratigrafiche del sito in analisi.

In linea generale, i codici di calcolo 1D vengono utilizzati principalmente quando si verificano condizioni che prevedano una morfologia superficiale, unità litotecniche e tetto del substrato sismico sub-orizzontali, oltre a una condizione lateralmente omogenea della stratigrafia. In tali situazioni è lecito considerare solamente la sola dimensione della profondità, trascurando le altre due.

La presenza di valli sepolte provoca effetti di *focalizzazione delle onde sismiche* e *generazione di onde superficiali* (§ 3.3) che possono essere tenuti in considerazione solamente attraverso modelli 2D. Tuttavia, il primo effetto può essere ritenuto trascurabile considerando come discriminante il rapporto tra la profondità della valle h, e la sua semilarghezza l. Pertanto le condizioni riconducibili a una situazione monodimensionale del problema potrebbero essere:

- nelle aree centrali di estese valli alluvionali superficiali (h/l < 0.25), dove la risposta in frequenza non è influenzata dal fattore di forma (f_{1D}≈f_{2D});
- considerando un criterio non solo geometrico in cui è verificata la seguente condizione

$$\frac{h}{l} \le \frac{0.65}{\sqrt{C_v - 1}}$$

in cui C_v è il rapporto tra la velocità delle onde SH, P, nel substrato sismico e quella media nei terreni di riempimento della valle.

Per quanto riguarda il secondo effetto, in presenza di forti contrasti di impedenza, l'analisi bidimensionale risulta l'unico strumento in grado di stimare correttamente l'amplificazione in superficie, poiché trascurare questo singolarità può portare a significative sottostime dell'ampiezza e della durata del moto sismico, con ripercussioni dal punto di vista ingegneristico soprattutto per strutture con lunghi periodi naturali di vibrazione (dighe, ponti, ecc.). Inoltre essa è necessaria nel caso di condizioni topografiche in cui l'angolo del fianco è maggiore di 15° (in accordo con quanto indicato nelle NTC08, per le categorie topografiche).

Per le analisi 2D è consigliabile utilizzare programmi che prevedano frontiera assorbente nel caso di effetti di valli sepolte e programmi con elementi al contorno nel caso di effetti morfologici in roccia.

5.1.1 Codice di calcolo Monodimensionale – DEEPSOIL

Le analisi monodimensionali svolte nel presente lavoro sono state effettuate con il codice DEEPSOIL v.6.1 (Hashash, 2016). Tale programma consente di valutare la propagazione delle onde sismiche attraverso gli strati piani e paralleli, a comportamento lineare equivalente, costituenti una colonna verticale di terreno; per tali situazioni è lecito considerare la sola dimensione della profondità, trascurando le altre due.

L'analisi di risposta sismica locale fatta in tali condizioni permette di valutare solamente l'amplificazione del moto sismico a causa delle condizioni stratigrafiche locali.

Si ipotizza che l'input sismico, applicato al bedrock, sia costituito da onde di taglio SH che si propagano in direzione verticale, perpendicolarmente alla giacitura degli strati.

L'input viene scomposto in una somma di onde armoniche di frequenza circolare ω mediante la trasformata di Fourier, calcolando per ogni frequenza il valore di amplificazione tramite la funzione di trasferimento (vedi § 3.1), per ottenere l'output in superficie combinando i valori di ogni singola frequenza (principio di sovrapposizione degli effetti) mediante l'anti trasformata di Fourier.

La prima fase per definire il modello monodimensionale è quella di suddivisione degli strati, definendo l'altezza massima per ogni strato ed assegnandone a ciascuno proprietà meccaniche e curve di decadimento, come riportato in figura 5.4.



Figura 5.4 – Preparazione modello monodimensionale – suddivisione in strati

Successivamente si definisce il tipo di bedrock e le sue proprietà meccaniche, si riporta un esempio in figura 5.5.

Figura 5.5 - Definizione del tipo e delle proprietà meccaniche del bedrock

Information Regarding Rock Properties The selection of bedrock type is related to the type of input motion.
The selection of bedrock type is related to the type of input motion.
to the type of input motion.
(S)
n^3)
If an outcrop motion is being used (most common situation), the Elastic
Half-Space option should be selected.
If a within motion is being used (e.g.
from a vertical array), the Rigid Half-Space option should be selected.
n
Specify Halfspace Cv: 0 m2/s
locut motion trasted as a within motion

Al termine di questa operazione, il modello monodimensionale è completamente definito e dopo aver definito gli accelerogrammi di input si procede con l'analisi.



Figura 5.6 - Risultati di output monodimensionale in termini di PGA e massima deformazione tangenziale in funzione della profondità

In figura 5.6 si riporta un primo output che rappresenta la variazione della PGA e della massima deformazione a taglio raggiunta dalla base del bedrock, in cui viene applicato il sisma, sino alla superficie, a seguito dei contrasti di impedenza incontrati tra i vari strati. Si osserva in particolare come la deformazione massima incrementa notevolmente intorno ai 62 metri e 18 metri a causa della differente stratigrafia (cambio di impedenza tra i due materiali).



Figura 5.7 – Confronto dello spettro di risposta elastico in accelerazione tra bedrock e superficie

In figura 5.7 si osserva l'amplificazione stratigrafica, espressa in termini di spettro di risposta. A causa della propagazione del moto sismico in un terreno stratificato orizzontalmente con proprietà meccaniche (V_s) inferiori a quelle di terreno su substrato rigido, il sisma subisce delle variazioni in termini di contenuto in frequenza e amplificazione del segnale che si manifesta in superficie con una maggiore intensità.

5.1.1 Codice di calcolo Bidimensionale – LSR^{2D}

Come anticipato nei paragrafi precedenti, in una sezione di sottosuolo con geometria variabile è necessario considerare anche un'altra delle due dimensioni spaziali restanti, oltre alla profondità. In queste situazioni è necessario utilizzare analisi bidimensionali. Esse possono differire in funzione del tipo di modello matematico utilizzato per discretizzare le equazioni di equilibrio dinamico; tra i principali metodi si ricordano il *metodo alle differenze finite FEM*, il *metodo degli elementi al contorno BEM* e il *metodo FDM* che accoppia più metodi in modo da compensare i limiti di un approccio con i vantaggi dell'altro.

Le analisi bidimensionali svolte nel presente lavoro sono state effettuate con il codice LSR^{2D} (Local seismic Response 2d). Tale software lavora mediante un approccio agli elementi finiti, nel dominio del tempo con legame dei materiali di tipo lineare equivalente, utilizzando un modello di sottosuolo alla Kelvin-Voigt.

Il procedimento operativo per arrivare alla definizione del modello analitico è molto simile a quella utilizzata per le analisi monodimensionali. Dopo aver suddiviso, secondo la stratigrafia corrente, i vari strati ed aver assegnato loro le corrispettive proprietà geotecniche e meccaniche (vedi figura 5.8) si arriva alla fase in cui avviene la discretizzazione del dominio in elementi quadrangolari e/o triangolari, le cui dimensioni devono rispettare precide relazione dimensionali introdotte precedentemente, per poter ottimizzare la soluzione in determinati range di frequenza. Così facendo si suddivide il dominio in *elementi* in cui verranno computati i risultati. Maggiore sarà la discretizzazione migliore sarà il risultato, a scapito tuttavia di un costo computazionale maggiore.

	S	trato (1)	
4	Varie		
	Nome strato	Strato (1)	
	Descrizione strato		
	Colore	#FFFFA500	-
4	Dati strato		
	Modello geotecnico	Bedrock D0.	5
	ρ	2200.00	Kg/m³
	Vs	1408.00	m/s
	Ni	0.28	
	Giniz	3052.995	N/mm²
	Diniz	1.00	%

Figura 5.8 - Definizione dello strato i-esimo del modello bidimensionale con relative proprietà geotecniche e meccaniche

In figura 5.9 si osserva la sezione di un promontorio con differenti strati sepolti aventi diverse caratteristiche meccaniche (migliori per strati in profondità); per tale motivo la discretizzazione degli elementi prevede una dimensione maggiore per gli elementi profondi e una minore per quelli superficiali.

La geometria della sezione fa intuire che in tale situazione gli effetti dovuti fenomeni di amplificazione topografica saranno di notevole entità; e per tale motivo la stima di una corretta valutazione sismica può avvenire solamente mediante l'utilizzo di analisi numeriche che tengano in considerazione sia fenomeni di focalizzazione delle onde sismiche in cresta, sia di fenomeni di interferenza costruttiva tra il campo d'onda riflesso e quello rifratto, e inoltre dell'incidenza non orizzontale delle onde sismiche in corrispondenza dell'interfaccia roccia-terreno.



Figura 5.9 - Discretizzazione del dominio mediante elementi quadrangolari di differente grandezza tramite LSR^{2D}

Un aspetto fondamentale delle analisi bidimensionali riguarda le condizioni al contorno. In ogni problema di propagazione delle onde sismiche, parte dell'energia si allontana infinitamente dalla regione di interesse verso il semispazio circostante a seguito di fenomeni di diffrazione e riflessione, i quali causano una *perdita* di energia cosiddetta per *radiazione*. Essa può avvenire solamente tramite un adeguato allontanamento dei confini laterali (vedi figura 5.10) dalla regione di interesse, poiché l'energia che arriva su questi confini viene totalmente riflessa (carrelli orizzontali) (Gruppo di Lavoro, 2008).

Il metodo adottato dal codice di calcolo per modellare il comportamento meccanico dei terreni è di tipo visco-elastico lineare equivalente. Il legame tra tensione e deformazione si basa sul modello di Kelvin-Voigt, nel quale la tensione τ dipende dalla deformazione a taglio y e dalla sua derivata nel tempo.



Il programma al termine dell'analisi permette di visualizzare molteplici risultati in termini di: velocità accelerazioni, deformazioni e sforzi. Nelle figure seguenti si riportano alcuni esempi.



Figura 5.11 - Risultati analisi 2D - Fattore di smorzamento D

Figura 5.12 - Risultati analisi 2D - Accelerazione massima orizzontale





Figura 5.13 - Risultati analisi 2D - Deformazione massima tangenziale γ_{max}

Risulta ovvio che in corrispondenza delle zone in cui si raggiungono elevati valori di deformazione tangenziale si abbia un valore elevato del coefficiente di smorzamento viscoso D e viceversa un decadimento delle proprietà meccaniche relative al valore del modulo di taglio G.




5.2 RAPPRESENTAZIONE DEL MOTO SISMICO IN OUTPUT

I codici di calcolo più utilizzati permettono di determinare il moto sismico atteso, in superficie e al variare della profondità, esprimendolo nel dominio del tempo (accelerogrammi) e/o delle frequenze (spettro di Fourier, spettro di risposta) o di sintetizzarne il contenuto ricorrendo a parametri sismici (in termini di ampiezza, durata, o contenuto in frequenza).

In uno studio di microzonazione di terzo livello l'obiettivo è quello di determinare e quantificare eventuali effetti di amplificazione/deamplificazione del moto sismico, generalmente questa valutazione viene fatta nel dominio del tempo come rapporto tra i valori massimi di accelerazione in superficie ed il valore massimo del segnale di input. In questo modo si definisce il fattore di amplificazione che però non risulta efficacemente descrittivo delle caratteristiche del segnale. Risulta pertanto molto più efficace una rappresentazione nel dominio delle frequenze, per evidenziarne il contenuto in frequenza connesso con le proprietà del deposito, attraverso la funzione di trasferimento (vedi § 3.1).

In ambito ingegneristico, il confronto che trova più largo utilizzo è effettuato in termini di spettro di risposta, poiché permette di essere sintetizzato in un singolo parametro. I più utilizzati sono:

• Intensità di Arias è un parametro integrale, ottenuto come misura cumulativa del moto sismico durante la sua durata, tramite la seguente formula

$$I(t) = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(\tau) d\tau$$

 Intensità di Housner è un parametro di severità del moto sismico correlato al danno potenziale atteso per effetto del terremoto in esame, dal momento che la maggior parte delle strutture hanno un periodo fondamentale di vibrazione compreso nell'intervallo 0.1-2.5 secondi. Si calcola con la seguente formula

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} PSV(T,\xi) dT$$

in cui PSV è lo spettro di pseudo-velocità, T e ξ sono rispettivamente il periodo e lo smorzamento strutturale (di solito $\xi = 5\%$).

• Intensità di Ray e Faccioli, come per Housner, è un parametro di severità del moto sismico correlato al danno potenziale atteso, valutato direttamente sullo spettro di accelerazione del sisma nell'intervallo di periodi 0.05-2.5 secondi.

$$I_{R\&F} = \int_{0.05}^{2.5} S_a(T,\xi) dT$$

L'intensità di Ray e Faccioli è stata presa come grandezza di riferimento per effettuare successive valutazioni di amplificazione sismica locale. In particolare, si farà riferimento ai *fattori di amplificazione* FA determinati in corrispondenza di alcuni *punti di controllo*¹¹ sulla superficie delle sezioni geologiche scelte per la modellazione, calcolati, per ciascuno dei 7 accelerogrammi di input, come:

$$FA_i = \frac{I_{R\&F,sup}}{I_{R\&F,bed}}$$

dove $I_{R\&F,sup}$ fa riferimento all'intensità di Ray e Faccioli determinata nei punti di controllo e $I_{R\&F,bed}$ si riferisce alla stessa, determinata per gli accelerogrammi di input utilizzati nelle analisi.

Una volta trovati 7 fattori di amplificazione per ciascun punto di controllo in superficie e per ciascun accelerogramma, si calcolerà il valore medio utilizzando la media logaritmica per definire un unico fattore di amplificazione per ciascun punto di controllo analizzato.

5.3 COMUNI SOGGETTI A MODELLAZIONE NUMERICA

Nello svolgimento di tale tesi, si sono svolte modellazioni numeriche 1D e 2D per valutare e operare confronti relativamente a fenomeni di amplificazione stratigrafica e/o topografica con quanto riportato dalla normativa vigente NTC2008.

Come precedentemente anticipato, per eseguire una modellazione numerica è necessario conoscere: modello geometrico del sottosuolo, le proprietà meccaniche e le curve di decadimento dei materiali costituenti il deposito nonché il terremoto di rifermento. Le curve dinamiche utilizzate sono state ottenute in parte da analisi di laboratorio, mentre altre sono state prese da riferimenti di letteratura, contestualmente con la situazione litologica concomitante.

Tuttavia, questi fondamentali parametri non erano disponibili per tutti i comuni relativi al raggruppamento territoriale Marche3 in cui si sono svolte le prove in situ down-hole, ma solamente per i comuni di: Ortezzano, Force, Montedinove e Montalto delle Marche.

¹¹ Nelle analisi numeriche sono stati scelti alcuni punti in superficie in cui si avrà la restituzione di tutti i parametri descrittivi del moto sismico a seguito dell'amplificazione subita per effetti stratigrafici e topografici. In linea generale tali punti sono stati scelti compatibilmente con le MOPS di I livello, ove disponibili, e in alcune aree di maggior interesse.

5.4 RISULTATI PER IL COMUNE DI ORTEZZANO

Il comune di Ortezzano si trova in provincia di Ascoli Piceno e ricade nei comuni oggetto di studio per la microzonazione sismica di III livello all'interno del raggruppamento territoriale Marche 3. Esso si colloca nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017 riguardante gli studi di microzonazione sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016.

In figura 5.15 si riporta uno stralcio della carta geologico-tecnica.



Modello di sottosuolo

Per la definizione del modello di sottosuolo da utilizzare nelle analisi di risposta sismica locale è stato fatto riferimento a quanto determinato dal professionista incaricato, nell'ambito del progetto "Studi di Microzonazione Sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016 (OPCM n. 24 del 12 maggio 2017)".

La sezione geologica oggetto di modellazione è la AA', ovvero quella che interessa il centro abitato, riportata in figura 5.16. Tuttavia essa non viene modellata nel suo complesso ma rimane confinata all'area abitata.





I differenti litotipi presenti, identificati nelle immagini, sono riportati in Tabella 5.1. Per ognuno di essi è indicato il codice, la descrizione litologica, i parametri meccanici e il modello di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento. A tal proposito, in assenza di dati sperimentali, si è fatto riferimento a curve di letteratura ben note e utilizzate dalla comunità scientifica. Solamente per la porzione relativa al litotipo COS ci si è basati sulle curve di laboratorio determinate dal Politecnico di Torino su un campione prelevato in litologie simili per lo studio di MS di livello III del Comune di Monte Rinaldo (FM). Le curve di laboratorio e di letteratura adottate sono riportate nelle successive figure.

COD.	Litologia	Vs [m/s]	Poisson [-]	Peso Specifico [kN/m ³]	Curve dinamiche (G/G₀ e D)
ML-ec	Limi argillosi inorganici a bassa compressibilità con presenza di concrezioni carbonatiche. consistenza: solido-plastica	199	0.48	16	Vucetic & Dobry IP=30%
GM-tf	Ghiaia a matrice limoso. presenza di corpi lentiformi di sabbie limoso-ghiaiose	377	0.46	20	Rollins medio
FAA4f - COS	Argilla stratificata.	575	0.46	21.9	Monte Rinaldo - Polito
Bedrock sismico	Bedrock sismico	800	0.30	23	Lineare D=0.5%

Tabella 5.1 - Parametri meccanici adottati per la modellazione (Ortezzano, 2018)

Per quanto riguarda le curve dinamiche con curve dinamiche "Lineare", si intende una variazione del modulo di rigidezza nullo all'aumentare della deformazione a taglio e contestualmente un rapporto di smorzamento costante.



Figura 5.17 - Curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento Rollins at al (1998)

Figura 5.18 - Curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento Vucetic & Dodry IP 30% (1991)



Figura 5.19 - Curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento Monte Rinaldo – Polito



Come detto precedentemente per la ricostruzione del modello di sottosuolo si è fatto riferimento a quanto emerso dagli studi di Microzonazione sismica di III livello. In particolare, le velocità di riferimento adottate per i diversi litotipi sono analoghe a quelle definite nel modello monodimensionale relativo alle MOPS 2002 e 2003 (intercettate dalla sezione oggetto di studio), definite e calibrate dal professionista in funzione delle indagini eseguite e reperite contestualmente allo studio. Si riporta in figura 5.20 uno stralcio della carta delle MOPS.





Dopo aver definito completamente le proprietà dei litotipi si è discretizzato il modello 2D in una mesh di elementi finiti di forma quadrangolare, con dimensione massima degli elementi proporzionale alla velocità di propagazione delle onde di taglio SH del medesimo strato, come precedentemente descritto.





Scelta dell'input sismico

Per quanto concerne l'input sismico si è fatto riferimento a quanto riportato nel rapporto tecnico sulla selezione di un insieme di 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa (NTC08), da utilizzare come input per le simulazioni numeriche della microzonazione sismica di terzo livello (Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017)". In particolare si è fatto riferimento agli accelerogrammi selezionati per il comune di Ortezzano.

L'input sismico è costituito da sette storie temporali in accelerazione orizzontale compatibili con il regime sismotettonico del sito e mediamente spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico prescritto dalla normativa sismica italiana NTC08, considerando un periodo di ritorno $T_r = 475$ anni e un campo di periodi compreso tra 0,05 e 2.5 s, vedi Figura 5.23.

In Figura 5.22 sono rappresentati i sette spettri di risposta elastici in accelerazione relativi ai sette accelerogrammi utilizzati come input. É inoltre rappresentato lo spettro medio dei sette, determinato attraverso media logaritmica.



Figura 5.22 - Spettri di risposta dei sette accelerogrammi utilizzati come input sismico per il comune di Ortezzano

Figura 5.23 – Spettrocompabilità tra spettro di risposta secondo NTC08 e spettro medio dei sette accelerogrammi



Risultati delle analisi

Per la sezione di interesse sono state condotte sette analisi differenti, corrispondenti ai sette accelerogrammi di input. Per ogni analisi condotta sono quindi state determinate le deformazioni massime a convergenza, caratteristiche di ogni elemento, e i corrispondenti parametri equivalenti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di rigidezza a taglio e fattore di smorzamento.

L'elaborazione dei risultati è stata effettuata come indicato nei "Protocolli di acquisizione dati ed elaborazione relativi alle attività di Microzonazione di Livello III nei 140 Comuni di cui all'Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri".

Al termine dell'analisi numerica si osserva come la propagazione delle onde sismiche produca differenti effetti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di taglio G e della variazione di rapporto di smorzamento, in riferimento ad un singolo accelerogramma, come illustrato di seguito.







Figura 5.25 - Decadimento del modulo di rigidezza G





Si osserva che a causa del contrasto di impedenza tra il litotipo COS e GM-tf si ottengono elevate deformazioni di taglio in prossimità dell'interfaccia tra i due materiali, determinando un abbattimento del modulo di rigidezza e un valore elevato del rapporto di smorzamento nel materiale con impedenza minore.

I risultati delle analisi consistono quindi in sette accelerogrammi e i corrispondenti sette spettri di risposta in superficie, per ogni nodo della mesh definito come punto di controllo. In particolare è stato scelto un passo dei punti di controllo di 10 m, al fine di ottenere una buona discretizzazione dei risultati in superficie. Inoltre per ogni punto e per ogni accelerogramma sono stati determinati i fattori di amplificazione (FA) secondo l'intensità di Ray e Faccioli (vedi § 5.2). Infine i FA medi relativi ad ogni punto sono poi stati ottenuti

mediante media logaritmica dei sette FA relativi ad ogni analisi. In Figura 5.27 sono rappresentati i risultati per le sezioni oggetto di studio.



Figura 5.27 - Fattori di amplificazione medi delle sette analisi di risposta sismica locale, passo 10 m – Sezione AA'



Al fine di evidenziare gli effetti di amplificazione bidimensionale e di validare i risultati delle analisi 2D sono state effettuate delle analisi di risposta sismica locale 1D mediante il software Deepsoil 6.1 (Hashash, 2016). Sono quindi stati realizzati dei modelli monodimensionali il cui profilo stratigrafico è stato ricostruito mediante le sezioni, adottando un passo di discretizzazione di 40 m.

Per ognuno dei modelli sono quindi stati calcolati i FA medi sui sette input e i risultati sono stati confrontati con quelli delle analisi 2D. In Figura 5.28 è riportato il confronto tra i fattori di amplificazione medi ottenuti per le analisi monodimensionali e bidimensionali. Le analisi bidimensionali risultano più gravose, vista la focalizzazione dei raggi sismici nella zona centrale a causa della morfologia dello strato GM-tf.





Si osserva come nella zona centrale sia presente il fenomeno di focalizzazione delle onde sismiche tali da determinare una lieve amplificazione legata a effetti bidimensionali.

5.5 **RISULTATI PER IL COMUNE DI FORCE**

Il presente studio riguarda la valutazione della risposta sismica locale in condizioni bidimensionali (RSL^{2D}) del Comune di Force (Ascoli Piceno). Si colloca nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017 riguardante gli studi di microzonazione sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016.

In figura 5.29 si riporta uno stralcio della carta geologico-tecnica.



Figura 5.29 - Stralcio della carta geologico-tecnica (Force, 2018)

Modello di sottosuolo

Per la definizione del modello di sottosuolo da utilizzare nelle analisi di risposta sismica locale è stato fatto riferimento a quanto determinato dal professionista incaricato, nell'ambito del progetto "Studi di Microzonazione Sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016 (OPCM n. 24 del 12 maggio 2017)".

La sezione geologica oggetto di modellazione è la GG', la geometria è riportata in figura 5.30.



Figura 5.30 - Sezione geologica oggetto della modellazione numerica (Force, 2018)

I differenti litotipi presenti, identificati nelle immagini, sono riportati in Tabella 5.2. Per ognuno di essi è indicato il codice, la descrizione litologica, i parametri meccanici e il modello di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento. A tal proposito, in assenza di dati sperimentali, si è fatto riferimento a curve di letteratura ben note e utilizzate dalla comunità scientifica, riportate nella figura 5.31. Inoltre, visto quanto emerso dalle indagini effettuate nel Comune di Force e nei Comuni limitrofi, la formazione indicata come Alternanza di Litotipi Stratificati è stata identificata come Bedrock sismico.

COD.	Litologia	Vs [m/s]	Poisson [-]	Peso Specifico [kN/m³]	Curve dinamiche (G/G₀ e D)
SFGRS_1	Substrato granulare cementato stratificato fratturato	350	0.3	17.5	Rollins medio
SFGRS_2	Substrato granulare cementato stratificato fratturato	550	0.3	17.5	Rollins medio
GRS	Substrato granulare cementato stratificato	750	0.3	20.5	Lineare Elastico D=1%
ALS	Alternanza di litotipi stratificati	800	0.4	21	Lineare Elastico D=0.5%

Tabella 5.2 - Parametri meccanici adottati per la modellazione per il comune di Force



Figura 5.31 - Curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento Rollins at al (1998)

Come detto precedentemente per la ricostruzione del modello di sottosuolo si è fatto riferimento a quanto emerso dagli studi di Microzonazione sismica di III livello. In particolare, le velocità di riferimento adottate per i diversi litotipi sono analoghe a quelle definite nel modello monodimensionale relativo alla MOPS 2099 (intercettata dalla sezione oggetto di studio), definito e calibrato dal professionista in funzione delle indagini eseguite e reperite contestualmente allo studio. Si riporta in figura 5.32 uno stralcio della carta delle MOPS.



Figura 5.32 - Stralcio carta delle MOPS (Force, 2018)



Dopo aver definito completamente le proprietà dei litotipi si è discretizzato il modello 2D in una mesh di elementi finiti di forma quadrangolare, con dimensione massima degli elementi proporzionale alla velocità di propagazione delle onde di taglio SH del medesimo strato, come precedentemente descritto.





Scelta dell'input sismico

Per quanto concerne l'input sismico si è fatto riferimento a quanto riportato nel rapporto tecnico sulla selezione di un insieme di 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa (NTC08), da utilizzare come input per le simulazioni numeriche della microzonazione sismica di terzo livello (Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017)". In particolare si è fatto riferimento agli accelerogrammi selezionati per il comune di Force. L'input sismico è costituito da sette storie temporali in accelerazione orizzontale compatibili con il regime sismotettonico del sito e mediamente spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico prescritto dalla normativa sismica italiana NTC08, considerando un periodo di ritorno $T_r = 475$ anni e un campo di periodi compreso tra 0,05 e 2.5 s, vedi Figura 5.35.

In Figura 5.34 sono rappresentati i sette spettri di risposta elastici in accelerazione relativi ai sette accelerogrammi utilizzati come input. É inoltre rappresentato lo spettro medio dei sette, determinato attraverso media logaritmica.



Figura 5.34 - Spettri di risposta dei sette accelerogrammi utilizzati come input sismico per il comune di Force

Figura 5.35 – Spettrocompabilità tra spettro di risposta secondo NTC08 e spettro medio dei sette accelerogrammi



Risultati delle analisi

Per la sezione di interesse sono state condotte sette analisi differenti, corrispondenti ai sette accelerogrammi di input. Per ogni analisi condotta sono quindi state determinate le deformazioni massime a convergenza, caratteristiche di ogni elemento, e i corrispondenti parametri equivalenti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di rigidezza a taglio e fattore di smorzamento.

L'elaborazione dei risultati è stata effettuata come indicato nei "Protocolli di acquisizione dati ed elaborazione relativi alle attività di Microzonazione di Livello III nei 140 Comuni di cui all'Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri".

Al termine dell'analisi numerica si osserva come la propagazione delle onde sismiche produca differenti effetti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di taglio G e della variazione di rapporto di smorzamento, in riferimento ad un singolo accelerogramma, come illustrato di seguito.







Figura 5.37 - Decadimento del modulo di rigidezza G

Figura 5.38 - Rapporto di smorzamento D



Si osserva che a causa del contrasto di impedenza tra il litotipo SFGRS_1 e SFGRS_2 si ottengono elevate deformazioni di taglio in prossimità dell'interfaccia tra i due materiali, determinando un abbattimento del modulo di rigidezza e un valore elevato del rapporto di smorzamento nel materiale con impedenza minore.

I risultati delle analisi consistono quindi in sette accelerogrammi e i corrispondenti sette spettri di risposta in superficie, per ogni nodo della mesh definito come punto di controllo. In particolare è stato scelto un passo dei punti di controllo di 10 m, al fine di ottenere una buona discretizzazione dei risultati in superficie. Inoltre per ogni punto e per ogni accelerogramma sono stati determinati i fattori di amplificazione (FA) secondo l'intensità

di Ray e Faccioli (vedi § 5.2). Infine i FA medi relativi ad ogni punto sono poi stati ottenuti mediante media logaritmica dei sette FA relativi ad ogni analisi. In Figura 5.39 sono rappresentati i risultati per le sezioni oggetto di studio.



Figura 5.39 - Fattori di amplificazione medi delle sette analisi di risposta sismica locale, passo 10 m – Sezione GG'

Come ci si poteva aspettare, in questa conformazione geometrica caratterizzata da una marcata pendenza, gli effetti topografici (focalizzazione delle onde sismiche in cresta e interazione costruttiva del campo d'onda riflesso e diffratto) condizionano la risposta sismica in superficie, determinando notevoli amplificazioni rispetto all'input sismico, poiché la maggior parte dell'energia viene convogliata in cresta al pendio.

Confronto analisi 1D/2D e con NTC08

Al fine di evidenziare gli effetti di amplificazione bidimensionale e di validare i risultati delle analisi 2D sono state effettuate delle analisi di risposta sismica locale 1D mediante il software Deepsoil 6.1 (Hashash, 2016). Sono quindi stati realizzati dei modelli monodimensionali il cui profilo stratigrafico è stato ricostruito mediante le sezioni, adottando un passo di discretizzazione di 40 m.

Per ognuno dei modelli sono quindi stati calcolati i FA medi sui sette input e i risultati sono stati confrontati con quelli delle analisi 2D. In Figura 5.40 è riportato il confronto tra i fattori di amplificazione medi ottenuti per le analisi monodimensionali e bidimensionali. Le analisi bidimensionali risultano più gravose, vista la focalizzazione dei raggi sismici nella zona centrale a causa della morfologia della sezione in esame.

Inoltre si è fatto un confronto con la normativa NTC08, relativamente al coefficiente di amplificazione S (ottenuto come prodotto di quello stratigrafico S_S e di quello topografico S_T) e del solo effetto topografico S_T , in riferimento al fattore di amplificazione determinato come rapporto tra le intensità di Ray e Faccioli; per il quale si ricorda che, come specificato nelle NTC08 (punto 3.2.3.2.1) *"la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario".*



Figura 5.40 - Fattori di amplificazione medi delle analisi monodimensionali e bidimensionali (a), rapporto tra i fattori di amplificazione 2D e 1D e Coefficiente di amplificazione topografica S_T secondo NTC08 (b) – Sezione GG'





L'effetto dovuto alla topografia locale (Figura 5.40.b), definita secondo NTC08 (vedi §1.2.2.2), in questa sezione particolarmente acclive, caratterizzata da una inclinazione media del versante superiore ai 30° e pertanto classificabile come categoria topografica T4, prevede un'amplificazione topografica massima del 40%; mentre quella ottenuta da analisi 2D determina amplificazioni medie dell'ordine del 40%, con picco di oltre il 70%, rispetto al moto di input.





Infine è stato fatto un confronto valutando l'amplificazione globale subita dal moto di input, la quale considera effetti stratigrafici e topografici e la relativa interazione, tra

analisi bidimensionali e NTC08, attraverso il coefficiente di amplificazione S, espresso in termini di fattore di amplificazione.

In particolare, per il calcolo del fattore di amplificazione determinato per ciascuna sezione secondo NTC08, è stato determinato il moto in output considerando una variazione lineare del coefficiente topografico da 1 ai piedi del versante fino a 1.4 in cresta; mentre la categoria di sottosuolo passa da A a B alla progressiva di 130 m, determinando un repentino incremento di amplificazione visibile in figura 5.41.

5.6 **RISULTATI PER IL COMUNE DI MONTEDINOVE**

Il presente studio riguarda la valutazione della risposta sismica locale in condizioni bidimensionali (RSL^{2D}) del Comune di Montedinove (Ascoli Piceno). Si colloca nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017 riguardante gli studi di microzonazione sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016. In particolare si analizzeranno due sezioni geomorfologiche differenti per tale comune, la sezione BB' e la CC'. In figura 5.42 si riporta uno stralcio della carta geologico-tecnica.



Figura 5.42 - Stralcio della carta geologico-tecnica (Montedinove, 2018)

5.6.1 Sezione BB'

Modello di sottosuolo

Per la definizione del modello di sottosuolo da utilizzare nelle analisi di risposta sismica locale è stato fatto riferimento a quanto determinato dal professionista incaricato, nell'ambito del progetto "Studi di Microzonazione Sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016 (OPCM n. 24 del 12 maggio 2017)".

La sezione geologica oggetto di modellazione è la BB', la geometria è riportata in figura 5.43.



Figura 5.43 - Sezione geologica BB' oggetto della modellazione numerica (Montedinove, 2018)

I differenti litotipi presenti, identificati nelle immagini, sono riportati in Tabella 5.3. Per ognuno di essi è indicato il codice, la descrizione litologica, i parametri meccanici e il modello di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento. A tal proposito, in assenza di dati sperimentali, si è fatto riferimento a curve di letteratura ben note e utilizzate dalla comunità scientifica, riportate nelle figure 5.17, 5.19 e 5.44. Solamente per la porzione relativa al litotipo COS ci si è basati sulle curve di laboratorio determinate dal Politecnico di Torino su un campione prelevato in litologie simili per lo studio di MS di livello III del Comune di Monte Rinaldo (FM).

COD.	Litologia	Vs [m/s]	Poisson [-]	Peso Specifico [kN/m ³]	Curve dinamiche (G/G₀ e D)
SM-ec	Sabbie limose. Miscela di sabbia e limo	191	0.35	17.6	Rollins medio
ALS	Alternanza di litotipi stratificati	535	0.27	19.6	Vucetic & Dobry IP 15 %
GRS	Substrato granulare cementato stratificato	1408	0.28	22	Lineare Elastico D=0.5%
COS superiore	Substrato coesivo sovraconsolidato stratificato	560	0.46	19.6	Monte Rinaldo - Polito
COS inferiore	Substrato coesivo sovraconsolidato stratificato	650	0.46	19.6	Monte Rinaldo - Polito
Bedrock sismico	Bedrock sismico	800	0.46	19.6	Lineare D=0.5%

Tabella 5.3 - Parametri meccanici adottati per la modellazione per il comune di Montedinove

Figura 5.44 - Curve di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del fattore di smorzamento Vucetic % Dobry IP 15% (1991)



Come detto precedentemente per la ricostruzione del modello di sottosuolo si è fatto riferimento a quanto emerso dagli studi di Microzonazione sismica di III livello. In particolare, le velocità di riferimento adottate per i diversi litotipi sono analoghe a quelle definite nel modello monodimensionale relativo alla MOPS 2002, 2003, 2007 e 2008 (intercettate dalla sezione oggetto di studio), definito e calibrato dal professionista in funzione delle indagini eseguite e reperite contestualmente allo studio. Si riporta in figura 5.45 uno stralcio della carta delle MOPS.



Figura 5.45 - Stralcio carta delle MOPS-Sezione BB' (Montedinove, 2018)

Dopo aver definito completamente le proprietà dei litotipi si è discretizzato il modello 2D in una mesh di elementi finiti di forma quadrangolare, con dimensione massima degli

elementi proporzionale alla velocità di propagazione delle onde di taglio SH del medesimo strato, come precedentemente descritto.



Figura 5.46 - Dettaglio della mesh. Sezione BB' del comune di Montedinove

Scelta dell'input sismico

Per quanto concerne l'input sismico si è fatto riferimento a quanto riportato nel rapporto tecnico sulla selezione di un insieme di 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa (NTC08), da utilizzare come input per le simulazioni numeriche della microzonazione sismica di terzo livello (Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017)". In particolare si è fatto riferimento agli accelerogrammi selezionati per il comune di Montedinove.

L'input sismico è costituito da sette storie temporali in accelerazione orizzontale compatibili con il regime sismotettonico del sito e mediamente spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico prescritto dalla normativa sismica italiana NTC08, considerando un periodo di ritorno $T_r = 475$ anni e un campo di periodi compreso tra 0,05 e 2.5 s, vedi Figura 5.48.

In Figura 5.47 sono rappresentati i sette spettri di risposta elastici in accelerazione relativi ai sette accelerogrammi utilizzati come input. É inoltre rappresentato lo spettro medio dei sette, determinato attraverso media logaritmica.



Figura 5.47 - Spettri di risposta dei sette accelerogrammi utilizzati come input sismico per il comune di Montedinove

Figura 5.48 – Spettrocompabilità tra spettro di risposta secondo NTC08 e spettro medio dei sette accelerogrammi



Risultati delle analisi

Per la sezione di interesse sono state condotte sette analisi differenti, corrispondenti ai sette accelerogrammi di input. Per ogni analisi condotta sono quindi state determinate le deformazioni massime a convergenza, caratteristiche di ogni elemento, e i corrispondenti parametri equivalenti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di rigidezza a taglio e fattore di smorzamento.

L'elaborazione dei risultati è stata effettuata come indicato nei "Protocolli di acquisizione dati ed elaborazione relativi alle attività di Microzonazione di Livello III nei 140 Comuni di cui all'Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri".

Al termine dell'analisi numerica si osserva come la propagazione delle onde sismiche produca differenti effetti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di taglio G e della variazione di rapporto di smorzamento, in riferimento ad un singolo accelerogramma, come illustrato di seguito.







Figura 5.50 - Decadimento del modulo di rigidezza G

Figura 5.51 - Rapporto di smorzamento D



In primo luogo è opportuno notare come il litotipo GRS, essendo notevolmente più rigido rispetto agli altri litotipi presenti nella sezione, e avendone definito un comportamento lineare non subisca alterazioni di natura geotecnica.

Inoltre, a causa del contrasto di impedenza tra il litotipo SM-ec e GRS si ottengono elevate deformazioni di taglio in prossimità dell'interfaccia tra i due materiali, determinando un abbattimento del modulo di rigidezza e un valore elevato del rapporto di smorzamento nel materiale con impedenza minore.

I risultati delle analisi consistono quindi in sette accelerogrammi e i corrispondenti sette spettri di risposta in superficie, per ogni nodo della mesh definito come punto di controllo. In particolare è stato scelto un passo dei punti di controllo di 10 m, al fine di ottenere una buona discretizzazione dei risultati in superficie. Inoltre per ogni punto e per ogni accelerogramma sono stati determinati i fattori di amplificazione (FA) secondo l'intensità

di Ray e Faccioli (vedi § 5.2). Infine i FA medi relativi ad ogni punto sono poi stati ottenuti mediante media logaritmica dei sette FA relativi ad ogni analisi. In Figura 5.52 sono rappresentati i risultati per le sezioni oggetto di studio.



Figura 5.52 - Fattori di amplificazione medi delle sette analisi di risposta sismica locale, passo 10 m – Sezione BB'



In questa particolare sezione si possono osservare i due contributi legati all'amplificazione sismica distintamente:

- Il contributo legato all'effetto topografico nella parte destra della sezione, x = 440 m, in cui si passa un fattore di amplificazione di 1 a un fattore di 1,2 in corrispondenza della cresta del versante, x = 330 m;
- Il contributo legato alla stratigrafia nella parte sinistra della sezione, x = 230 m, in cui si passa un fattore di amplificazione di 1 a un fattore di 1,45 in corrispondenza del massimo spessore dello strato SM-ec, x = 240 m.

Confronto analisi 1D/2D e con NTC08

Al fine di evidenziare gli effetti di amplificazione bidimensionale e di validare i risultati delle analisi 2D sono state effettuate delle analisi di risposta sismica locale 1D mediante il software Deepsoil 6.1 (Hashash, 2016). Sono quindi stati realizzati dei modelli monodimensionali il cui profilo stratigrafico è stato ricostruito mediante le sezioni, adottando un passo di discretizzazione di 40 m.

Per ognuno dei modelli sono quindi stati calcolati i FA medi sui sette input e i risultati sono stati confrontati con quelli delle analisi 2D. In Figura 5.53 è riportato il confronto tra i fattori di amplificazione medi ottenuti per le analisi monodimensionali e bidimensionali. Le analisi bidimensionali risultano più gravose, vista la focalizzazione dei raggi sismici nella zona centrale a causa della morfologia della sezione in esame.

Inoltre si è fatto un confronto con la normativa NTC08, relativamente al coefficiente di amplificazione S (ottenuto come prodotto di quello stratigrafico S_S e di quello topografico S_T) e del solo effetto topografico S_T , in riferimento al fattore di amplificazione determinato come rapporto tra le intensità di Ray e Faccioli; per il quale si ricorda che, come specificato nelle NTC08 (punto 3.2.3.2.1) *"la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario".*



Figura 5.53 - Fattori di amplificazione medi delle analisi monodimensionali e bidimensionali (a), rapporto tra i fattori di amplificazione 2D e 1D e Coefficiente di amplificazione topografica S_T secondo NTC08 (b) – Sezione BB'



LIMITE AREA MS III



L'effetto dovuto alla topografia locale (Figura 5.53.b), definita secondo NTC08 (vedi §1.2.2.2), caratterizzata da una inclinazione media del versante di circa 25° e pertanto classificabile come categoria topografica T3, prevede un'amplificazione topografica massima del 20%; mentre quella ottenuta da analisi 2D raggiunge picchi di oltre il 40%.



Figura 5.54 - Confronto coefficiente di amplificazione S in riferimento al fattore di amplificazione $FA_{R\&F}$

Infine è stato fatto un confronto valutando l'amplificazione globale subita dal moto di input, la quale considera effetti stratigrafici e topografici e la relativa interazione, tra analisi bidimensionali e NTC08, attraverso il coefficiente di amplificazione S, espresso in termini di fattore di amplificazione.

In particolare, per il calcolo del fattore di amplificazione determinato per ciascuna sezione secondo NTC08, è stato determinato il moto in output considerando una variazione lineare del coefficiente topografico da 1 ai piedi del versante fino a 1.2 in cresta; mentre la categoria di sottosuolo passa da E a B alla progressiva di 270 m, determinando un repentino decremento di amplificazione visibile in figura 5.54. Inoltre è possibile osservare
come la normativa sovrastimi l'amplificazione del moto sismico in questa particolare conformazione geologica, poiché essa, utilizzando criteri semplificati, non prevede l'inversione del profilo di velocità come avviene in questo caso particolare; che determina una parziale riflessione del moto sismico di input a causa dell'effetto "filtro" esercitato dallo strato veloce di GRS.

5.6.2 Sezione CC'

Modello di sottosuolo

Per la definizione del modello di sottosuolo da utilizzare nelle analisi di risposta sismica locale è stato fatto riferimento a quanto determinato dal professionista incaricato, nell'ambito del progetto "Studi di Microzonazione Sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016 (OPCM n. 24 del 12 maggio 2017)".

La sezione geologica oggetto di modellazione è la CC', la geometria è riportata in figura 5.55.



Figura 5.55 - Sezione geologica CC' oggetto della modellazione numerica (Montedinove, 2018)

I differenti litotipi presenti, identificati in figura, sono riportati in Tabella 5.4. Per ognuno di essi è indicato il codice, la descrizione litologica, i parametri meccanici e il modello di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento. A tal proposito, in assenza di dati sperimentali, si è fatto riferimento a curve di letteratura ben note e utilizzate dalla comunità scientifica, riportate nelle figure 5.17 e 5.19. Solamente per la porzione relativa al litotipo COS ci si è basati sulle curve di laboratorio determinate dal

Politecnico di Torino su un campione prelevato in litologie simili per lo studio di MS di livello III del Comune di Monte Rinaldo (FM).

COD.	Litologia	Vs [m/s]	Poisson [-]	Peso Specifico [kN/m³]	Curve dinamiche (G/G₀ e D)
GM-ec	Ghiaie limose. Miscela di ghiaia, sabbia e limo	340	0.35	17.6	Rollins medio
SF_GRS	Substrato granulare cementato fratturato	550	0.35	19.6	Rollins medio
GRS	Substrato granulare cementato stratificato	1408	0.28	22	Lineare Elastico D=0.5%
COS superiore	Substrato coesivo sovraconsolidato stratificato	560	0.46	19.6	Monte Rinaldo - Polito
COS inferiore	Substrato coesivo sovraconsolidato stratificato	650	0.46	19.6	Monte Rinaldo - Polito
Bedrock sismico	Bedrock sismico	800	0.46	19.6	Lineare D=0.5%

Tabella 5.4 - Parametri meccanici adottati per la modellazione per il comune di Montedinove

Come detto precedentemente per la ricostruzione del modello di sottosuolo si è fatto riferimento a quanto emerso dagli studi di Microzonazione sismica di III livello. In particolare, le velocità di riferimento adottate per i diversi litotipi sono analoghe a quelle definite nel modello monodimensionale relativo alla MOPS 2001, 2002, 2004 e 2005 (intercettate dalla sezione oggetto di studio), definito e calibrato dal professionista in funzione delle indagini eseguite e reperite contestualmente allo studio. Si riporta in figura 5.56 uno stralcio della carta delle MOPS.

0

10

30

40

50

60

70

80

90

cos

cos

spessore 20-25 mt ³⁰ (Vs=560 m/s)

spessore 20-25 mt (Vs=650 m/s)

50

60

70

80 90



Figura 5.56 - Stralcio carta delle MOPS-Sezione CC' (Montedinove, 2018)



20

30

40

50

60

70

80

90

con spessore 3 - 15 mt (Vs=340 m/s)

spessore 20-40 mt (Vs=1408 m/s)

spessote tra 25-30 mt (Vs=560 m/s)

spessote tra 30-35 mt (Vs=650 m/s)

GRS

COS

COS

30

40

50

60

70

80

90

spessore 30-70 mt (Vs=1408 m/s)

spessore 25-30 mt (Vs=560 m/s)

cOS spessore 30-35 mt (Vs=650 m/s)

cos

cos

con spessore 3 - 15 mt (Vs compresa tra 300-350 m/s)

COS spessote tra 25-30 mt (Vs=560 m/s)

spessote tra 30-35 mt (Vs=650 m/s)

COS

elementi proporzionale alla velocità di propagazione delle onde di taglio SH del medesimo strato, come precedentemente descritto.





Scelta dell'input sismico

Per quanto concerne l'input sismico si è fatto riferimento a quanto riportato nel rapporto tecnico sulla selezione di un insieme di 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa (NTC08), da utilizzare come input per le simulazioni numeriche della microzonazione sismica di terzo livello (Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017)". In particolare si è fatto riferimento agli accelerogrammi selezionati per il comune di Montedinove.

L'input sismico è costituito da sette storie temporali in accelerazione orizzontale compatibili con il regime sismotettonico del sito e mediamente spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico prescritto dalla normativa sismica italiana NTC08, considerando un periodo di ritorno $T_r = 475$ anni e un campo di periodi compreso tra 0,05 e 2.5 s. Gli accelerogrammi utilizzati come input, rappresentati come spettri elastici in accelerazione, sono riportati in figura 5.47.

Risultati delle analisi

Per la sezione di interesse sono state condotte sette analisi differenti, corrispondenti ai sette accelerogrammi di input. Per ogni analisi condotta sono quindi state determinate le deformazioni massime a convergenza, caratteristiche di ogni elemento, e i corrispondenti parametri equivalenti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di rigidezza a taglio e fattore di smorzamento.

L'elaborazione dei risultati è stata effettuata come indicato nei "Protocolli di acquisizione dati ed elaborazione relativi alle attività di Microzonazione di Livello III nei 140 Comuni di cui all'Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri".

Al termine dell'analisi numerica si osserva come la propagazione delle onde sismiche produca differenti effetti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di taglio G e della variazione di rapporto di smorzamento, in riferimento ad un singolo accelerogramma, come illustrato di seguito.



Figura 5.58 - Deformazione massima di taglio Ymax

Figura 5.59 - Decadimento del modulo di rigidezza G





Figura 5.60 - Rapporto di smorzamento D

In primo luogo è opportuno notare come il litotipo GRS, essendo notevolmente più rigido rispetto agli altri litotipi presenti nella sezione, e avendone definito un comportamento lineare non subisca alterazioni di natura geotecnica.

I risultati delle analisi consistono quindi in sette accelerogrammi e i corrispondenti sette spettri di risposta in superficie, per ogni nodo della mesh definito come punto di controllo. In particolare è stato scelto un passo dei punti di controllo di 10 m, al fine di ottenere una buona discretizzazione dei risultati in superficie. Inoltre per ogni punto e per ogni accelerogramma sono stati determinati i fattori di amplificazione (FA) secondo l'intensità di Ray e Faccioli (vedi § 5.2). Infine i FA medi relativi ad ogni punto sono poi stati ottenuti mediante media logaritmica dei sette FA relativi ad ogni analisi. In Figura 5.61 sono rappresentati i risultati per le sezioni oggetto di studio.



Figura 5.61 - Fattori di amplificazione medi delle sette analisi di risposta sismica locale, passo 10 m – Sezione CC'

Come ci si poteva aspettare, in questa conformazione geometrica caratterizzata da una pendenza rilevante, gli effetti topografici (focalizzazione delle onde sismiche in cresta e interazione costruttiva del campo d'onda riflesso e diffratto) condizionano la risposta sismica in superficie, determinando notevoli amplificazioni rispetto all'input sismico, poiché la maggior parte dell'energia viene convogliata in cresta al pendio.

Confronto analisi 1D/2D e con NTC08

Al fine di evidenziare gli effetti di amplificazione bidimensionale e di validare i risultati delle analisi 2D sono state effettuate delle analisi di risposta sismica locale 1D mediante il software Deepsoil 6.1 (Hashash, 2016). Sono quindi stati realizzati dei modelli monodimensionali il cui profilo stratigrafico è stato ricostruito mediante le sezioni, adottando un passo di discretizzazione di 40 m.

Per ognuno dei modelli sono quindi stati calcolati i FA medi sui sette input e i risultati sono stati confrontati con quelli delle analisi 2D. In Figura 5.62 è riportato il confronto tra i fattori di amplificazione medi ottenuti per le analisi monodimensionali e bidimensionali. Le analisi bidimensionali risultano più gravose, vista la focalizzazione dei raggi sismici nella zona centrale a causa della morfologia della sezione in esame.

Inoltre si è fatto un confronto con la normativa NTC08, relativamente al coefficiente di amplificazione S (ottenuto come prodotto di quello stratigrafico S_S e di quello topografico S_T) e del solo effetto topografico S_T , in riferimento al fattore di amplificazione determinato come rapporto tra le intensità di Ray e Faccioli; per il quale si ricorda che, come specificato nelle NTC08 (punto 3.2.3.2.1) *"la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario".*



Figura 5.62 - Fattori di amplificazione medi delle analisi monodimensionali e bidimensionali (a), rapporto tra i fattori di amplificazione 2D e 1D e Coefficiente di amplificazione topografica S_T secondo NTC08 (b) – Sezione CC'



L'effetto dovuto alla topografia locale (Figura 5.62.b), definita secondo NTC08 (vedi §1.2.2.2), caratterizzata da una inclinazione media del versante di circa 25° e pertanto classificabile come categoria topografica T3, prevede un'amplificazione topografica massima del 20%; mentre quella ottenuta da analisi 2D raggiunge picchi di oltre il 40%.



Figura 5.63 - Confronto coefficiente di amplificazione S in riferimento al fattore di amplificazione FAR&F

Infine è stato fatto un confronto valutando l'amplificazione globale subita dal moto di input, la quale considera effetti stratigrafici e topografici e la relativa interazione, tra analisi bidimensionali e NTC08, attraverso il coefficiente di amplificazione S, espresso in termini di fattore di amplificazione.

In particolare, per il calcolo del fattore di amplificazione determinato per ciascuna sezione secondo NTC08, è stato determinato il moto in output considerando una variazione

lineare del coefficiente topografico da 1 ai piedi del versante fino a 1.2 in cresta; mentre la categoria di sottosuolo B rimane costante per tutta la sezione. Inoltre è possibile osservare come la normativa sovrastimi l'amplificazione del moto sismico in questa particolare conformazione geologica, poiché essa, utilizzando criteri semplificati, non prevede l'inversione del profilo di velocità come avviene in questo caso particolare; che determina una parziale riflessione del moto sismico di input a causa dell'effetto "filtro" esercitato dallo strato veloce di GRS.

5.7 **RISULTATI PER IL COMUNE DI MONTALTO DELLE MARCHE**

Il comune di Montalto delle Marche si trova in provincia di Ascoli Piceno e ricade nei comuni oggetto di studio per la microzonazione sismica di III livello all'interno del raggruppamento territoriale Marche 3. Esso si colloca nell'ambito delle attività previste dall'OPCM n. 24 del 12 maggio 2017 riguardante gli studi di microzonazione sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016.

In figura 5.64 si riporta uno stralcio della carta geologico tecnica.



Figura 5.64 - Stralcio della carta geotecnica (Montalto delle Marche, 2018)

Modello di sottosuolo

Per la definizione del modello di sottosuolo da utilizzare nelle analisi di risposta sismica locale è stato fatto riferimento a quanto determinato dal professionista incaricato, nell'ambito del progetto "Studi di Microzonazione Sismica di III livello dei Comuni interessati dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016 (OPCM n. 24 del 12 maggio 2017)".

La sezione geologica oggetto di modellazione è la BB', ovvero quella che interessa il centro abitato, riportata in figura 5.65.



Figura 5.65 - Sezione geologica oggetto della modellazione numerica (Montalto delle Marche, 2018)

I differenti litotipi presenti, identificati nelle immagini, sono riportati in Tabella 5.5. Per ognuno di essi è indicato il codice, la descrizione litologica, i parametri meccanici e il modello di variazione del modulo di rigidezza a taglio e del rapporto di smorzamento. A tal proposito, in assenza di dati sperimentali, si è fatto riferimento a curve di letteratura ben note e utilizzate dalla comunità scientifica, riportate nelle figure 5.17, 5.19 e 5.44. Solamente per la porzione relativa al litotipo COS ci si è basati sulle curve di laboratorio determinate dal Politecnico di Torino su un campione prelevato in litologie simili per lo studio di MS di livello III del Comune di Monte Rinaldo (FM).

COD.	Litologia	Vs [m/s]	Poisson [-]	Peso Specifico [kN/m³]	Curve dinamiche (G/G₀ e D)
GM-ec	Ghiaie limose. Miscela di ghiaia, sabbia e limo	400	0.45	18	Rollins medio
GRS	Substrato granulare cementato stratificato	403	0.47	20	Rollins medio
COS	Substrato coesivo sovraconsolidato stratificato	560	0.46	19.6	Monte Rinaldo - Polito
ALS	Alternanza di litotipi stratificati	532	0.45	19.6	Vucetic & Dobry IP 15%
Bedrock sismico	Bedrock sismico	800	0.46	19.6	Lineare D=0.5%

Tabella 5.5 - Parametri meccanici a	ndottati per la modellazione per il	comune di Montalto delle Marche
-------------------------------------	-------------------------------------	---------------------------------

Come detto precedentemente per la ricostruzione del modello di sottosuolo si è fatto riferimento a quanto emerso dagli studi di Microzonazione sismica di III livello. In particolare, le velocità di riferimento adottate per i diversi litotipi sono analoghe a quelle definite nel modello monodimensionale relativo alle MOPS 2003, 2006, 2011 e 2012 (intercettate dalla sezione oggetto di studio), definite e calibrate dal professionista in funzione delle indagini eseguite e reperite contestualmente allo studio. Si riporta in figura 5.66 uno stralcio della carta delle MOPS.







Dopo aver definito completamente le proprietà dei litotipi si è discretizzato il modello 2D in una mesh di elementi finiti di forma quadrangolare, con dimensione massima degli elementi proporzionale alla velocità di propagazione delle onde di taglio SH del medesimo strato, come precedentemente descritto.



Figura 5.67 - Dettaglio della mesh. Sezione BB' del comune di Montalto delle Marche

Scelta dell'input sismico

Per quanto concerne l'input sismico si è fatto riferimento a quanto riportato nel rapporto tecnico sulla selezione di un insieme di 7 accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa (NTC08), da utilizzare come input per le simulazioni numeriche della microzonazione sismica di terzo livello (Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017)". In particolare si è fatto riferimento agli accelerogrammi selezionati per il comune di Montalto delle Marche.

L'input sismico è costituito da sette storie temporali in accelerazione orizzontale compatibili con il regime sismotettonico del sito e mediamente spettro-compatibili con lo spettro di risposta elastico prescritto dalla normativa sismica italiana NTC08, considerando un periodo di ritorno $T_r = 475$ anni e un campo di periodi compreso tra 0,05 e 2.5 s, vedi Figura 5.69.

In Figura 5.68 sono rappresentati i sette spettri di risposta elastici in accelerazione relativi ai sette accelerogrammi utilizzati come input. É inoltre rappresentato lo spettro medio dei sette, determinato attraverso media logaritmica.





Figura 5.69 – Spettrocompabilità tra spettro di risposta secondo NTC08 e spettro medio dei sette accelerogrammi



Risultati delle analisi

Per la sezione di interesse sono state condotte sette analisi differenti, corrispondenti ai sette accelerogrammi di input. Per ogni analisi condotta sono quindi state determinate le deformazioni massime a convergenza, caratteristiche di ogni elemento, e i corrispondenti parametri equivalenti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di rigidezza a taglio e fattore di smorzamento.

L'elaborazione dei risultati è stata effettuata come indicato nei "Protocolli di acquisizione dati ed elaborazione relativi alle attività di Microzonazione di Livello III nei 140 Comuni di cui all'Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri".

Al termine dell'analisi numerica si osserva come la propagazione delle onde sismiche produca differenti effetti, in termini di deformazione massima, decadimento del modulo di taglio G e della variazione di rapporto di smorzamento, in riferimento ad un singolo accelerogramma, come illustrato di seguito.







Figura 5.71 - Decadimento del modulo di rigidezza G

Figura 5.72 - Rapporto di smorzamento D



I risultati delle analisi consistono quindi in sette accelerogrammi e i corrispondenti sette spettri di risposta in superficie, per ogni nodo della mesh definito come punto di controllo. In particolare è stato scelto un passo dei punti di controllo di 10 m, al fine di ottenere una buona discretizzazione dei risultati in superficie. Inoltre per ogni punto e per ogni accelerogramma sono stati determinati i fattori di amplificazione (FA) secondo l'intensità di Ray e Faccioli (vedi § 5.2). Infine i FA medi relativi ad ogni punto sono poi stati ottenuti mediante media logaritmica dei sette FA relativi ad ogni analisi. In Figura 5.73 sono rappresentati i risultati per le sezioni oggetto di studio.



Figura 5.73 - Fattori di amplificazione medi delle sette analisi di risposta sismica locale, passo 10 m – Sezione BB'

Come ci si poteva aspettare, in questa conformazione geometrica caratterizzata da una marcata pendenza, gli effetti topografici (focalizzazione delle onde sismiche in cresta e interazione costruttiva del campo d'onda riflesso e diffratto) condizionano la risposta sismica in superficie, determinando notevoli amplificazioni rispetto all'input sismico, poiché la maggior parte dell'energia viene convogliata in cresta al pendio.

Confronto analisi 1D/2D

Al fine di evidenziare gli effetti di amplificazione bidimensionale e di validare i risultati delle analisi 2D sono state effettuate delle analisi di risposta sismica locale 1D mediante il software Deepsoil 6.1 (Hashash, 2016). Sono quindi stati realizzati dei modelli monodimensionali il cui profilo stratigrafico è stato ricostruito mediante le sezioni, adottando un passo di discretizzazione di 40 m.

Per ognuno dei modelli sono quindi stati calcolati i FA medi sui sette input e i risultati sono stati confrontati con quelli delle analisi 2D. In Figura 5.74.a è riportato il confronto tra i fattori di amplificazione medi ottenuti per le analisi monodimensionali e bidimensionali. Le analisi bidimensionali risultano più gravose, vista la focalizzazione dei raggi sismici nella zona centrale a causa della morfologia della sezione in esame.

Inoltre si è fatto un confronto con la normativa NTC08, relativamente al coefficiente di amplificazione S (ottenuto come prodotto di quello stratigrafico S_S e di quello topografico S_T) e del solo effetto topografico S_T , in riferimento al fattore di amplificazione determinato come rapporto tra le intensità di Ray e Faccioli; per il quale si ricorda che, come specificato nelle NTC08 (punto 3.2.3.2.1) *"la variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario".*



Figura 5.74 - Fattori di amplificazione medi delle analisi monodimensionali e bidimensionali (a), rapporto tra i fattori di amplificazione 2D e 1D (b) – Sezione BB'



COS

T

[m]

un'amplificazione topografica massima del 20%; mentre quella ottenuta da analisi 2D determina amplificazioni medie dell'ordine del 50%, con picco di oltre il 70%, rispetto al moto di input.



Figura 5.75 - Confronto coefficiente di amplificazione S in riferimento al fattore di amplificazione FA_{R&F}



Infine è stato fatto un confronto valutando l'amplificazione globale subita dal moto di input, la quale considera effetti stratigrafici e topografici e la relativa interazione, tra analisi bidimensionali e NTC08, attraverso il coefficiente di amplificazione S, espresso in termini di fattore di amplificazione.

In particolare, per il calcolo del fattore di amplificazione determinato per ciascuna sezione secondo NTC08, è stato determinato il moto in output considerando una variazione lineare del coefficiente topografico da 1 ai piedi del versante fino a 1.2 in cresta; mentre la categoria di sottosuolo B rimane costante su tutta la sezione.

CAPITOLO 6 CONCLUSIONI

Tutti i comuni italiani sono stati suddivisi in una classificazione secondo quattro categorie (Macrozonazione Sismica); tuttavia tale suddivisione non tiene in considerazione di possibili effetti di amplificazione dovuti alla propagazione e al passaggio delle onde sismiche nel sottosuolo, e per tale motivo può risultare inadatta a descrivere situazioni locali che, per caratteristiche peculiari, possono presentare gradi di pericolosità sismica assai diversi. Per questo motivo lo studio di Microzonazione Sismica è necessario ai fini di una più dettagliata suddivisione del territorio in microzone, nelle quali si identificano "*effetti*" simili prodotti dall'azione sismica (MOPS).

Lo studio di risposta sismica locale è estremamente importante ai fini di una corretta valutazione del moto sismico in superficie, poiché gli effetti possono variare spazialmente in luoghi poco distanti l'uno dall'altro. Pertanto, è ben noto che, le caratteristiche e le proprietà fisiche e meccaniche dei terreni possono modificare sostanzialmente l'ampiezza, la durata e il contenuto in frequenza di un sisma provocando danni maggiori in aree geomorfologiche più esposte.

Gli elementi fondamentali per poter effettuare una modellazione numerica sono diversi; a partire dalla definizione del terremoto di riferimento fino ad arrivare alla definizione del modello geofisico-geotecnico del sito in esame. Geometrie, spessori e parametri fisicomeccanici delle diverse unità litologiche costituenti il deposito sono elementi chiave per la definizione completa del modello; valutati attraverso apposite indagini geotecniche, geofisiche e indagini in situ e in laboratorio. Risulta pertanto chiaro che una particolare attenzione va posta nelle prove e nella standardizzazione del loro svolgimento, in modo da poter ottenere la miglior descrizione dei parametri geotecnici, geologici e meccanici dei vari materiali.

La variazione di questi parametri hanno un'incidenza non trascurabile nell'economia della valutazione della risposta sismica locale, nella quale il profilo di velocità delle onde di taglio riveste il ruolo maggiormente significativo. In uno studio di microzonazione di terzo livello, l'obiettivo è quello di determinare e quantificare eventuali effetti di amplificazione/deamplificazione del moto sismico su scala comunale, generalmente attraverso un solo parametro (ad esempio il rapporto tra valore in superficie e alla base di accelerazione massima, fattore di amplificazione). Tuttavia tale parametro, essendo relativo a una singola frequenza, non risulta efficacemente descrittivo dei fenomeni di amplificazione nel suo complesso. Per tale motivo si è fatto riferimento ad un unico fattore di amplificazione determinato su un campo di periodi (0.05s e 2.5s), come proposto dagli studi svolti da Ray & Faccioli, valutato sullo spettro elastico in accelerazione.

Al fine di valutare la risposta sismica locale dei differenti comuni studiati si sono svolte analisi monodimensionali e bidimensionali raffrontate successivamente con la Normativa Tecnica delle Costruzioni. Lo studio è stato eseguito sotto le indicazioni fornite dal Centro MS di Roma che ha fornito gli accelerogrammi e i codici di calcolo necessari all'esecuzione delle analisi di risposta sismica locale e per il calcolo dei fattori di amplificazione.

All'interno delle MOPS, per le sezioni di studio, si è valutato l'errore percentuale in riferimento alle analisi svolte. Esse hanno prodotto i seguenti risultati:

		Comune			
		Foras	Montedinove	Montedinove	Montalto delle
	Force		BB'	CC'	Marche
Progressive (m)		da 120 a 250	da 290 a 390	da 250 a 410	da 150 a 510
Errore	\mathbf{S}_{T}	2.4 %	12.1 %	28.4 %	8.3 %
	FA	1.8 %	- 41.7 %	- 34.0 %	-7.0 %

I risultati delle analisi hanno dimostrato che la valutazione semplificata del fattore di amplificazione valutato secondo normativa presenta delle criticità in presenza di condizioni morfologiche e geotecniche non adeguate alle ipotesi semplificative di base proposte da normativa (strati piani e paralleli, profilo di velocità crescente con la profondità, valli alluvionali sepolte). Tuttavia l'errore commesso dalle NTC08 in termini di fattore di amplificazione risulta cautelativo raffrontato alle analisi 2D.

Sebbene sia stato eseguito un buon numero di nuove indagini geofisiche indirette per ogni MOPS ad integrazione di quelle esistenti, l'esecuzione di una sola prova Down-Hole limita in parte la correttezza dei risultati non consentendo di tener conto di effetti indotti dalla presenza di marcate variazioni laterali nelle proprietà sismiche dei corpi geologici sepolti, soprattutto per il litotipo ALS e COS (per le curve di decadimento e smorzamento) dove ci si è basati prevalentemente su dati acquisiti nei Comuni limitrofi.

Si ribadisce pertanto quanto già riportato ai precedenti paragrafi, ovvero che lo studio di microzonazione sismica di livello III, in quanto finalizzato alla valutazione del livello di pericolosità sismica alla scala dell'abitato, può essere utile per una stima del livello di intensità sismica atteso, nonché definire le aree stabili da quelle in cui si possano prevedere fenomeni di instabilità (frane, instabilità di versanti, liquefazione, deformazioni permanenti), nell'ottica di una pianificazione urbanistica e territoriale, delle emergenze e per la progettazione di opere che mirano alla riduzione del rischio sismico, ma non può essere considerato sostitutivo di una specifica analisi di risposta sismica locale finalizzata alla progettazione o alla verifica sismica del singolo manufatto.

BIBLIOGRAFIA

- AA. VV. (1981). *Elementi di microzonazione sismica dell'area anconetana*. Progetto finalizzato Geodinamica, Pubbl. n. 430. CNR, Roma.
- AA. VV. (1983). Indagini di microzonazione sismica. Progetto Finalizzato Geodinamica, Pubbl. n. 492. CNR, Roma.
- Aki, K. (1988). Local site effects on strong ground motion. Earthquake Engegneering and Soil Dynamics II: Recent Advances in Ground motion evaluation, J.L. Von Thun (Ed.), Park City, Utah, ASCE, Geotechnical Special Publication, No. 20.
- Aky, K., & Larner, K. L. (1970). Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves. Jour. Geoph. Research, Vol. 70.
- Bard, P. Y. (1982). Diffracted waves and displacement field over two-dimensional elevated topographies. Geoph. Journ. Royal Astr. Soc., Vol. 71.
- Bard, P. Y., & Bouchon, M. (1985). The two-dimensional resonance of sediment-filled valleys. Bull. Seism. Soc. of America, Vol.75.
- Bard, P. Y., & Gabriel, J. C. (1986). The seismic response of two-dimensional deposits with large vertical velocity gradient. Bull. Seism. Soc. of America, Vol.76.
- Brambati, A., Faccioli, E., Carulli, G. B., Cucchi, F., Onofri, R., Stefanini, S., & Ulcigrai, F. (1980). Studio di Microzonazione Sismica nell'area di Tarcento (friuli). CLUET, Trieste.
- CNR. (1986). *Elementi per una guida alle indagini di Microzonazione Sismica*. Progetto Finalizzato Geodinamica. CNR, Quaderni della ricerca scientifica, N.114.
- Crespellani, T., & Facciorusso, J. (2002). Elementi di Dinamica dei terreni e Ingegneria Geotecnica nelle aree sismiche, Vol. I e Vol. II, Centro Stampa 2P.
- Crespellani, T., & Facciorusso, J. (2010). Dinamica dei Terreni per le Applicazioni Sismiche.
- Dobry, R. (1991). Soil properties and earthsquake ground responce. Guest Lecture, Proc.X European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneering, Firenze.Balkema, Rotterdam.
- Dobry, R., Whitman, R., & Roesset, J. (1971). Soil properties and the one-dimensional theory of earthsquake amplification. Reserch Report R71-18, Dep. Civ. Eng. MIT, Cambridge Mass. (USA).

- Facciorusso, J. (2001). Valutazione degli effetti sismici locali mediante prove geotecniche in sito e in laboratorio. Ph.D. Dissertation.
- Force, M. S. (2018). *Studi di Microzonazione sismica di livello III del comune di Force*. Commissario straordinario ricostruzione sisma.
- Foti, S. (2000). Multistation Methods for Geotechnical Characterization using Surface Waves. Ph.D.
- Foti, S., Lai, C. G., & Rota, M. (2009). *Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione*. Collana di manuali di Progettazione Antisismica, Vol. 6.
- Frankel, A. (1994). New devolpments in estimating basin response effects on ground motion. Proc. of Seminar on New Developments in Earthquake Groung Motion Estimation and Implications for Engegneering Design Practice, Applied Technology Council, ATC 35-1.
- Gazetas, G. (1982). Vibrational characteristics of soil deposits with variable wave velocity.Int. Journ. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.6.
- Geli, L., Bard, P. Y., & Jullien, B. (1988). *The effect of topogaphy on earthquake ground motion: a rewiew and new result*. Bull. Seism. Soc. of America, Vol 78, No.1.
- Gruppo di Lavoro. (2008). Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica. Dipartimento della Protezione Civile e Conferenza delle Regioni e delle Province Autonome. Dipartimento della Protezione Civile.
- Gruppo di Lavoro MS-AQ. (2010). *Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana*. Regione Abruzzo Dipartimento della Protezione Civile.
- Hashash, Y. M. (2016). *DEEPSOIL 6.1, User Manual*. Urbana, IL: Board of Trustees of University of Illinois at.
- Idriss, I. M. (1990). Influence of local site conditions on earthquake ground motions. Proc. of IV U.S. Nat. Conf. on Earthquake Engegneering, Palm Springs, California, Vol. 1.
- Idriss, I., & Sun, J. I. (1992). A computer program for conducting equivalent. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA.
- Jongmans, D., & Campillo, M. (1993). The response of the Ubaye valley (France) for incident SH ad SV waves: comparison between measurements and modelling. Bull. Seism. Soc. of America, Vol. 83, No. 3.

- Lanzo, G., & Silvestri, F. (1999). *Risposta sismica locale. Teoria ed esperienze*. Argomenti di Ingegneria Geotecnica. Hevelius.
- Mancuso, C. (1996). *Misure dinamiche in sito Applicazioni geotecniche*. Argomenti di Ingegneria Geotecnica, Hevelius Edizioni.
- Mancuso, C., & D'onofrio, A. (1998). Proprietà dei terreni rilevanti per l'ingegneria geotecnica in zona sismica: tecniche di misura e caratterizzazione. Ingegneria Geotecnica in Zona Sismica.
- Mensi, E. (2007). Analisi della risposta sismica locale. Ph. D.
- Montalto delle Marche, M. S. (2018). *Studi di Microzonazione Sismica di III livello del comune di Montalto delle Marche*. Commissario straordinazio ricostruzione sisma.
- Monte Rinaldo, M. S. (2018). *Studi di Microzonazione Sismica di III livello del comune di Monte Rinaldo*. Commissario straordinario ricostruzione sisma.
- Montedinove, M. S. (2018). *Studi di Microzonazione Sismica di III livello del comune di Montedinove*. Commissario straordinario ricostruzione sisma.
- Ortezzano, M. S. (2018). Studi di Microzonazione Sismica di III livello del comune di Ortezzano. Commissario strordinario ricostruzione sisma.
- Pedersen, H., LeBrun, B., Hatzfeld, D., Campillo, M., & Bard, P. Y. (1994). Ground motion amplitude across ridges. Bull. Seism. Soc. of America Vol. 84, No. 6.
- Protocolli MSZ III. (2017). Protocolli di acquisizione dati ed elaborazione relativi alle attività di Microzonazione di Livello III nei 140 Comuni di cui all'Ordinanza n. 24 del 12 maggio 2017 della Presidenza del Consiglio dei Ministri. Commissario straordinario ricostruzione sisma.
- Richart, F., Hall, J., & Woods, R. (1970). Vibrations of Soil and Foundations. Prentice Hall, Englewood Cliff, New Jersey.
- Rippa, F., & Vinale, F. (1983). *Effetti del terremoto del 23 novembre 1980 sul patrimonio edilizio di Napoli*. Atti XV Convegno Italiano di Geotecnica, Spoleto. AGI, Roma.
- Sanchez-Sesma, F. J. (1990). *Elementary solutions for response of a wedge-shapes medium to incident SH and SV waves*. Bull. Seism. Soc. of America, Vol. 80, No. 3.
- Santo, G. (2003). Il ruolo dele indagini sismiche nella valutazione della Risposta Sismica Locale. Tesi di Lauera Magistrale.
- Seed, H. B., Murarka, J., Lysmer, J., & Idriss, I. M. (1976). Relationship between maximum acceleration, maximum velocity, distance from source and local

siteconditions for moderately strong earthquakes. Bull. Seism. Soc. of America Vol. 66, No.4.

- Seed, H., & Idriss, I. (1969). Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 95, No. SM1.
- Stokoe II, K. H., Sing-Ho, J., & Woods, R. D. (2004). Some contrinutions of in situ geophysical measurements to solving geotechnical engegneering problems. Proceendings of ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Viana da Fonseca & Mayne.
- Vinale, S., & Simonelli, A. L. (1983). L'eterogeneità dei terreni nei fenomeni di amplificazione locale. XV Convegno Nazionale di Geotecnica, Spoleto, Vol. 1.
- Vucetic, M., & Dobry, R. (1991). Effects of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engegneering Division, ASCE, Vol. 117, No. 1.
- Woods, R. (1968). *Screening of Surface Waves in Soil*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.

SITOGRAFIA

http://www.protezionecivile.gov.it/jcms/it/home.wp

https://www.centromicrozonazionesismica.it/it/

https://ingvterremoti.wordpress.com/

http://www.mi.ingv.it/

http://oldrischiosismico.regione.marche.it/RISCHIO-SISMICO/Classificazione-sismica

http://www.regione.piemonte.it/oopp/rischio_sismico/microzonazione.htm

https://www.geologs.it/21-ultimi-articoli/49-prove-sismiche-masw-esempi-di-utilizzo-a-

torino-e-in-piemonte

http://esse1-gis.mi.ingv.it/

http://cslp.mit.gov.it/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20

RINGRAZIAMENTI

Al termine di questo lungo percorso, finalmente è arrivato il giorno tanto atteso. È stato un periodo di ineguagliabile crescita personale e professionale e pertanto un ringraziamento va a tutte le persone che sono state quotidianamente al mio fianco dandomi la forza di affrontare questo viaggio.

In primis un grazie immenso alla mia famiglia, in particolare ai miei genitori per il costante sostegno sia morale che economico. Punto di riferimento fisso e premurosi consiglieri per ogni scelta di vita che mi prospetterà il futuro.

Alla nonna Isabella e al nonno Michele, che oggi non possono essere qui con me, ma che spero mi guardino da lassù e che siano orgogliosi della persona che sono.

Un ringraziamento agli amici, in particolare a Federico e Nicolas, per il loro incoraggiamento e il loro brio capace di rallegrare ogni situazione.

Proseguo ringraziando i colleghi di università senza i quali questa esperienza non sarebbe stata così speciale. Patrik, Michael, Nicolò e Alessio sono felice di aver trovato degli amici come voi e di aver combattuto insieme per raggiungere questo traguardo.

Infine vorrei ringraziare la mia ragazza Francesca, sei stata la marcia in più che mi ha permesso di affrontare non solo questo traguardo, ma ogni giorno grazie alla forza che trasmetti. Grazie per essere stata sempre al mio fianco in ogni momento e anche oggi, in questo giorno importante, sei qui con me a festeggiare insieme questa vittoria.