

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Effetto dell'interazione dinamica terreno-struttura negli edifici in
cemento armato:
il caso di studio dell'edificio della Prefettura di Nizza



Relatore
prof. Sebastiano Foti

Candidato
Pietro Grande

Corelatore
prof.ssa Maria Paola Santisi

Anno Accademico 2018/2019

ABSTRACT:

Keywords: Interazione terreno-struttura; metodo agli elementi finiti; progetto sismico; prefettura di Nizza; propagazione d'onda a tre componenti; calcestruzzo armato; comportamento non lineare;

Soil-structure interaction; finite element method; seismic design; three-component wave propagation; reinforced concrete; nonlinear behavior.

La progettazione sismica delle strutture secondo l'Eurocodice non considera gli effetti dell'interazione terreno-struttura (SSI, dall'inglese *soil-structure-interaction*).

In questa tesi è presentata e discussa un'analisi parametrica della risposta sismica di edifici in calcestruzzo armato. La risposta sismica dell'edificio più alto della città di Nizza (Francia), la "*Tour de la Préfecture*" è stata valutata, analizzata e confrontata con quella degli altri edifici.

La struttura dell'edificio della Prefettura di Nizza è in cemento armato e costituita da 17 piani fuori terra e due interrati. L'altezza dell'edificio è elevata, presenta una parte della struttura interrata e la dimensione della fondazione è importante rispetto agli altri edifici usati come confronto.

L'analisi parametrica ha lo scopo di definire i parametri chiave del fenomeno di SSI che influenzano la risposta della struttura, in modo da essere introdotta nei progetti di edifici resistenti all'azione sismica.

Si è utilizzato un approccio di propagazione verticale (1D) di un'onda sismica a tre componenti (3C) per l'analisi di SSI in un dominio di suolo a forma di T. Il dominio di suolo è tridimensionale fino alla profondità dove l'interazione terreno-struttura non è trascurabile e monodimensionale per lo strato più profondo, fino all'interfaccia con lo strato roccioso.

La soluzione diretta dell'equazione dell'equilibrio dinamico per il sistema suolo-struttura è ottenuta con una discretizzazione spaziale secondo il metodo agli elementi finiti ed una discretizzazione nel tempo secondo il metodo alpha di Hughes-Taylor, grazie all'utilizzo del programma di calcolo Abaqus.

La variazione dell'accelerazione di picco in cima all'edificio in funzione del rapporto tra la frequenza fondamentale dell'edificio e quella della colonna di suolo è rappresentata per l'edificio della Prefettura di Nizza e confrontata con quella di altri edifici in cemento armato. Il segnale sismico usato è a banda stretta ed eccita la frequenza del modo di traslazione orizzontale dell'edificio nella direzione del moto.

Nel caso di sisma debole e comportamento lineare del terreno e della struttura, l'edificio della prefettura di Nizza mostra una tendenza simile a tutti gli altri edifici in termini di risposta strutturale massima, ma presenta un effetto di SSI nettamente più importante. L'effetto di SSI così diverso è giustificato dalla altezza molto più elevata, a parità di frequenza fondamentale e dalla dimensione della fondazione.

L'analisi parametrica è ripetuta introducendo l'effetto del comportamento non lineare del terreno, per sismi più forti. La non linearità del comportamento del terreno riduce la risposta strutturale. La risposta strutturale massima non si ottiene più per la risonanza tra terreno e struttura ma per terreni rigidi, il cui comportamento resta lineare.

SOMMARIO

INDICE GENERALE

ABSTRACT:.....	1
RICONOSCIMENTI, DATI E RISORSE	9
INTRODUZIONE.....	9
1 STUDIO BIBLIOGRAFICO SULL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	11
2 PROPAGAZIONE DELLE ONDE MECCANICHE 1D	15
3 RISPOSTA SISMICA LOCALE	19
3.1 LA FUNZIONE DI TRASFERIMENTO	20
4 CLASSIFICAZIONE SECONDO L'EUROCODICE.....	21
4.1 IDENTIFICAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO	22
4.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE.....	25
5 CENNI DI DINAMICA DELLE STRUTTURE	27
5.1 OSCILLATORE AD UN GRADO DI LIBERTÀ (SDOF).....	27
5.2 SOLUZIONI NUMERICHE DELL'EQUAZIONE DI EQUILIBRIO DINAMICO	28
5.3 STUDIO DINAMICO DEL SISTEMA MDOF NEL DOMINIO DELLA FREQUENZA	29
5.4 EQUILIBRIO DINAMICO PER STRUTTURE MDOF	30
6 CASO DI STUDIO	33
7 MODELLO DI PROPAGAZIONE 1DT-3C DELLE ONDE SISMICHE	37
7.1 TERRENO CON COMPORTAMENTO LINEARE.....	42
7.2 TERRENO CON COMPORTAMENTO NON LINEARE	43
8 DATI DI INPUT PER L'ANALISI PARAMETRICA	47
8.1 PROFILI DI TERRENO	47
8.2 EDIFICIO PREFETTURA DI NIZZA	50
8.3 EDIFICIO A TELAIO IN C.A.....	52
8.4 ACCELEROGRAMMI SISMICI PER LE ANALISI PRELIMINARI.....	53
8.5 ACCELEROGRAMMA SISMICO SINTETICO A BANDA STRETTA	55
8.5.1 CASO LINEARE	56
8.5.2 CASO NON LINEARE.....	56
8.6 FILTRAGGIO SEGNALE.....	57
9 STUDIO DEL MODELLO	61
9.1 EDIFICIO A TELAIO IN C.A.....	61
9.1.1 COMANDO PARTITION	61
9.2 EDIFICIO DELLA PREFETTURA DI NIZZA	65
9.2.1 EFFETTO DELLA PRESENZA DELLO SCAVO	65

9.2.2	ESTENSIONE DEL DOMINIO DI TERRENO	68
9.2.3	PROFONDITA' DELL'EFFETTO DI SSI	71
10	ANALISI DI INTERAZIONE-TERRENO-STRUTTURA	75
10.1	ANALISI DIRETTA E IN DUE STEP	75
10.2	ANALISI ELASTICO-LINEARE	76
10.2.1	EFFETTI DI SITO E DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	76
10.3	ANALISI NON LINEARE	88
10.3.1	EFFETTI DI SITO E DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	89
10.4	CONFRONTO ANALISI LINEARE E NON LINEARE.....	98
	CONCLUSIONI.....	101
	BIBLIOGRAFIA.....	105
	APPENDICE.....	109
	ABAQUS/CAE.....	109

INDICE DELLE FIGURE

[Figura 1.1 – Schema di Interazione Dinamica Terreno-Struttura].....	11
[Figura 2.1 – Schema di propagazione monodirezionale all'interfaccia tra due materiali].....	15
[Figura 3.1 – Rappresentazione schematica delle accelerazioni (al bedrock ed in superficie) e delle classi di sottosuolo]	19
[Figura 4.1 – Forme spettrali per differenti condizioni di sito – Seed et al. 1976].....	22
[Figura 4.2 – Schema di riferimento per la definizione della $V_{s,30}$]	23
[Figura 4.3 – Spettro di risposta elastico di normativa per sottosuolo di categoria A]	26
[Figura 5.1 – Oscillatore ad un grado di libertà]	27
[Figura 5.2 – Oscillatore a più gradi di libertà]	29
[Figura 6.1 – Torre della Prefettura di Nizza]	33
[Figure 6.2 – (a) Vista frontale dell'edificio della Prefettura di Nizza (Francia); (b) pianta piano-prim: sezione orizzontale della torre in CA. in cui le piastre in CA sono connesse ad ogni piano e alle colonne verticali].....	34
[Figura 6.3 – Localizzazione geografica della struttura]	35
[Figura 7.1 – Modello 1DT-3C per l'Interazione Terreno-Struttura]	37
[Figura 7.2 – Descrizione del vincolo tra la base del dominio 3D e la sommità della colonna 1D]	38
[Figura 7.3 – Descrizione della condizione periodica ai bordi laterali del dominio]	39
[Figura 7.4 – Elemento finito solido quadratico a 20 nodi].....	39
[Figura 7.5 – Discretizzazione del dominio di terreno].....	40
[Figura 7.6 – Comportamento elastico-lineare].....	42
[Figura 7.7 – Comportamento non lineare]	43
[Figura 7.8 – Schematizzazione del ciclo di isteresi]	44
[Figura 7.9 – Curve di decadimento da letteratura – Seed et al. (1986)].....	44
[Figura 7.10 – Curva caratteristica del criterio di Masing]	45
[Figura 7.11 – Modello reologico monodimensionale in serie-parallelo proposto da Iwan nel 1967].....	46
[Figura 8.1 – Modello a T con tre strati di terreno].....	47
[Figura 8.2 – Variazione del rapporto di Poisson con il rapporto tra le velocità delle onde di pressione e di taglio – Richart 1962].....	48
[Figura 8.3 – Modello agli elementi finiti della Prefettura di Nizza]	50

[Figura 8.4 – Assemblaggio Struttura-Fondazione]	52
[Figura 8.5 – Schema planimetrie]	53
[Figura 8.6 – Segnale in input per le analisi preliminari di la valutazione dei comandi di Abaqus].....	54
[Figura 8.7 – Segnale in input per le analisi preliminari di la valutazione della frequenza fondamentale] 54	
[Figura 8.8 – Spettri di Fourier dei segnali sintetici a banda stretta – caso lineare (sx) e non lineare (dx)]	
.....	55
[Figura 8.9 – Segnale in input per le analisi di interazione terreno-struttura con comportamento lineare] 56	
[Figura 8.10 – Segnale in input per le analisi di interazione terreno-struttura con comportamento non lineare].....	56
[Figura 8.11 – Risposte in termini di Accelerazione in cima all’edificio – Segnale non filtrato vs Segnale filtrato].....	57
[Figura 8.12 – Trasformata di Fourier del segnale rilevato in cima all’edificio – Segnale non filtrato vs Segnale filtrato]	59
[Figura 9.1 – Modello SSI per l’analisi di propagazione d’onda 1D-3C su edificio intelaiato].....	62
[Figure 9.2 – Discretizzazione del dominio di terreno].....	62
[Figura 9.3 – Esploso del modello di terreno a forma di T]	63
[Figura 9.4 – Risposta in termini di accelerazione al suolo – Modello di terreno 2Layers unica Part vs Multi-Parts]	64
[Figura 9.5 – Risposta in termini di accelerazione in cima all’edificio – Modello di terreno 2Layers unica Part vs Multi-Parts].....	64
[Figura 9.6 – Modello privo di scavo (sx) e modello con scavo (dx)]	65
[Figura 9.7 – Posizionamento Output]	66
[Figura 9.8 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno in condizioni Free Field].....	67
[Figura 9.9 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno in condizioni Free Field (zoom)]	67
[Figure 9.10 – Modello SSI – Dominio di Suolo 2L-3D]	69
[Figura 9.11 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno per diverse estensioni di dominio].....	70
[Figura 9.12 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno per diverse estensioni di dominio(zoom)]	
.....	70
[Figura 9.13 – Modello di SSI 3D vs 2Layers 3D]	71
[Figura 9.14 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno – Dominio 2L-3D vs 3D].....	73
[Figura 9.15 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno – Dominio 2L-3D vs 3D(zoom)]	73
[Figura 10.1 – A sinistra modello completo dell’analisi diretta, al centro e a destra modello di terreno in condizioni free-field e modello di struttura a base fissa dell’analisi in due step].....	76
[Figura 10.2 – Schema segnale incidente applicato all’interfaccia bedrock-terreno e segnale rilevato in superficie].....	77
[Figura 10.3 – Confronto tra il segnale in input ed il segnale in output rilevato in superficie].....	77
[Figura 10.4 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in input e del segnale in output rilevato in superficie].....	78
[Figura 10.5 – Accelerazione di picco al suolo per diversi profili di terreno]	78
[Figura 10.6 – Schema segnale rilevato in superficie e segnale rilevato alla base della struttura].....	79
[Figura 10.7 – Confronto tra il segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]	80
[Figura 10.8 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]	80
[Figura 10.9 – Confronto tra gli spettri di risposta elastici del segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]	81
[Figura 10.10 – Funzione di trasferimento per la Prefettura di Nizza tenuto conto dell’effetto di SSI]	82
[Figura 10.11 – Schema di determinazione del parametro Accelerazione_SSI/Aq]	83
[Figura 10.12 – Accelerazione_SSI/Aq rispetto alla Frequenza del profilo di terreno].....	83
[Figura 10.13 – Schema di determinazione del parametro Accelerazione_SSI/Amax]	84
[Figura 10.14 – Accelerazione_SSI/Amax rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]	84

[Figura 10.15 – Accelerazione_SSI/Amax rispetto al rapporto Frequenza dell’edificio sulla Frequenza del profilo di terreno]	85
[Figura 10.16 – Schema analisi diretta e analisi in due step]	86
[Figura 10.17 – Accelerazione_SSI/A_2step rispetto alla Frequenza del profilo di terreno].....	87
[Figura 10.18 – Accelerazione_SSI/A_2step rispetto al rapporto Frequenza dell’edificio sulla Frequenza del profilo di terreno].....	88
[Figura 10.19 – Confronto tra il segnale in input ed il segnale in output rilevato in superficie].....	89
[Figura 10.20 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in input e del segnale in output rilevato in superficie].....	90
[Figura 10.21 – Livello deformativo raggiunto].....	90
[Figura 10.22 – Accelerazione di picco al suolo per diversi profili di terreno].....	91
[Figura 10.23 – Confronto tra il segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]	92
[Figura 10.24 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura].....	92
[Figura 10.25 – Accelerazione_SSI/Aq rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]	93
[Figura 10.26 – Accelerazione_SSI/Amax rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]	94
[Figura 10.27 – Accelerazione_SSI/Amax rispetto al rapporto Frequenza dell’edificio sulla Frequenza del profilo di terreno]	95
[Figura 10.28 – Accelerazione_SSI/A_2step rispetto alla Frequenza del profilo di terreno].....	96
[Figura 10.29 – Accelerazione_SSI/A_2step rispetto al rapporto Frequenza dell’edificio sulla Frequenza del profilo di terreno].....	97
[Figura 10.30 – Accelerazione massima in cima alla Prefettura di Nizza rispetto all’ampiezza dell’onda incidente per diversi terreni].....	98
[Figura 10.31 – Rapporto tra l’accelerazione massima in cima alla Prefettura di Nizza nell’analisi diretta su accelerazione ottenuta nell’analisi in due step per diversi terreni]	99

INDICE DELLE TABELLE

[Tabella 4.1.1 – Classificazione dei tipi di sottosuolo secondo l’Eurocodice 8].....	24
[Tabella 4.2.1 – Categorie e fattori di amplificazione topografica secondo l’Eurocodice 8].....	26
[Tabella 8.1.1 – Stratigrafia e proprietà meccaniche dei profili di terreno analizzati]	49
[Tabella 8.2.1 – Parametri meccanici del calcestruzzo e proprietà dinamiche dell’intera struttura].....	51
[Tabella 8.2.2 – Rapporti di smorzamento adottati nei modelli agli elementi finiti].....	51
[Tabella 8.2.3 – Bande di frequenza che consentono di osservare individualmente il contenuto in frequenza di ogni modo nel caso studio]	51
[Tabella 8.2.4 – Prime tre frequenze naturali f ottenute dai modelli agli elementi finiti per comportamento indipendente tra le torri con connessione rigida].....	51
[Tabella 8.3.1 – Frequenze fondamentali delle strutture a telaio prese come riferimento]	53

RICONOSCIMENTI, DATI E RISORSE

Questa tesi di ricerca è stata eseguita per mezzo delle risorse HPC del GENCI-[CINES]-[A0050110632]. Il lavoro è stato eseguito a Nizza (Francia) attraverso una collaborazione con il Laboratorio di Ricerca J.A. Dieudonné dell'Università Côte d'Azur, grazie ad una borsa di studio finanziata dal Politecnico di Torino.

INTRODUZIONE

Nella pratica professionale, il concetto di progettazione di una struttura di ingegneria civile che resiste alle forze orizzontali è stato introdotto progressivamente a partire dagli anni '70 in Europa nei codici europei di progettazione sismica per garantire la sicurezza di una struttura nei confronti delle azioni dinamiche quali terremoti e altri fenomeni che agiscono orizzontalmente come il vento. Le norme di progettazione avanzano in base al progredire della conoscenza sul comportamento delle strutture, in seguito a eventi catastrofici, e al crescente progresso delle potenzialità informatiche e quindi di calcolo numerico. Secondo i provvedimenti in materia sismica del Comitato Europeo delle Normazioni (CEN 2003), per il progetto strutturale di edifici con fondazioni superficiali, si applica un moto in condizioni *free-field* (FF) come carico sismico alla base di un modello di edificio a base fissa. Oggi, l'Eurocodice 8, codice Europeo in materia di progettazione sismica, non tiene conto dell'Interazione Terreno-Struttura (dall'inglese *Soil-Structure-Interaction*, d'ora in avanti abbreviato dall'acronimo *SSI*) che modifica la risposta sismica strutturale, nel caso di edifici in CA con fondazioni superficiali. Questa disposizione di progetto suppone che l'effetto di SSI conduca verso una riduzione delle azioni sismiche e quindi si considera trascurabile perché a favore di sicurezza.

Questa tesi di ricerca utilizza un metodo per investigare l'importanza del SSI ai fini di progetto, a partire dalla valutazione della risposta dinamica del terreno agli eventi sismici, tenuto conto degli effetti di sito, e della risposta dinamica del sistema terreno-struttura. L'obiettivo della tesi è analizzare il comportamento sismico dell'edificio della Prefettura di Nizza (Francia) e di confrontarlo con quello di altri edifici in cemento armato intelaiati, in termini di risposta strutturale e dell'effetto di SSI.

Per studiare gli effetti di sito e d'interazione dinamica si è intrapresa una modellazione numerica agli elementi finiti (EF), comunemente adottata nell'Ingegneria Civile per la discretizzazione spaziale dei problemi dinamici delle strutture. L'approccio adottato modella la propagazione verticale di onde a tre componenti in un dominio di terreno su cui si giace la struttura.

Nonostante l'evoluzione dei modelli numerici 3D, questo genere di approccio è inutilizzabile per progetti di strutture ordinarie a causa delle maggiori incertezze riguardanti i problemi geotecnici, delle difficoltà di riprodurre la condizione assorbente nei bordi laterali del dominio di terreno, sommate all'elevato tempo computazionale richiesto per una mesh tridimensionale (3D) estesa.

L'approccio adottato è quello di modellare la propagazione monodirezionale di onde a 3 componenti su un dominio di terreno a forma di T (*IDT-3C*), sulla cui superficie si trova una struttura. Il modello è 3D fino alla profondità in cui l'effetto di SSI non è trascurabile e monodimensionale per profondità maggiori. Il modello IDT-3C consente di superare gli ostacoli della discretizzazione 3D, quali la conoscenza dei parametri geotecnici che rendono difficile la realizzazione di un modello di terreno esteso, e d'altro canto, il numero di nodi nella discretizzazione spaziale che comporta un maggiore tempo computazionale. Infatti, per un modello di terreno mono-dimensionale, l'estensione della mesh è considerevolmente ridotta, i parametri geotecnici sono facili da caratterizzare (usando un'indagine a foro singolo) e la definizione delle condizioni al contorno risulta agevole (il segnale di input e la condizione assorbente al contorno, sono attribuiti per un singolo elemento).

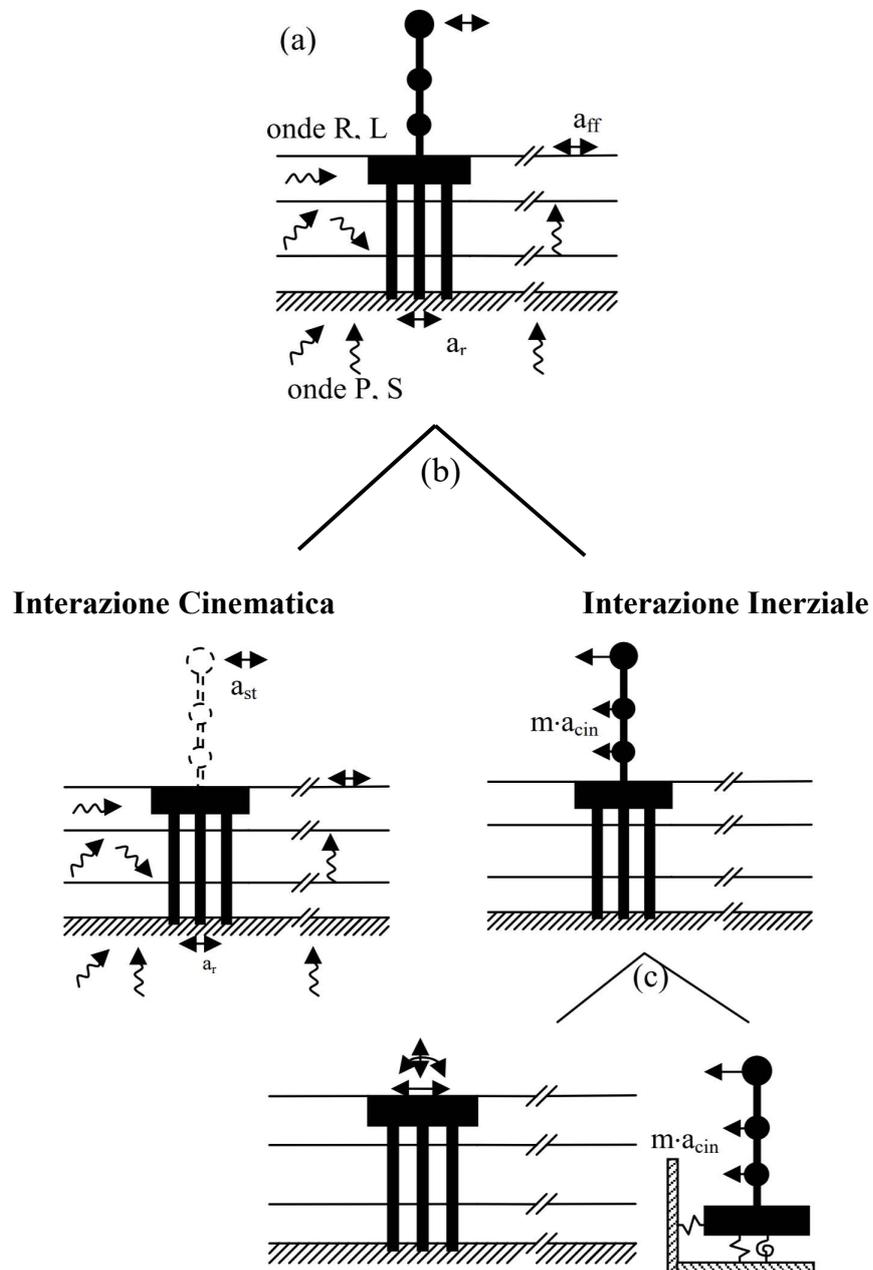
Il modello IDT-3C adottato è stato applicato al caso studio della Torre della Prefettura di Nizza, un edificio in calcestruzzo armato (CA) costituito da due torri gemelle, realizzate con muri armati, a cui sono collegate solette a sbalzo. L'edificio è stato selezionato poiché è l'unico edificio monitorato della Regione Alpi-Marittime, in quanto è l'unica struttura in CA molto alta costruita su un deposito alluvionale con potenziali effetti di sito. Per verificare la coerenza dei risultati ottenuti per il caso studio, questi sono poi stati confrontati con i risultati ottenuti per le strutture a telaio in CA di riferimento.

La simulazione numerica è stata eseguita per mezzo del programma di calcolo agli elementi finiti *Abaqus*. La prima parte di questo lavoro è stata spesa per costruire il modello dell'insieme terreno-struttura. Prima di eseguire le analisi di propagazione delle onde sismiche, è stato necessario calibrare ogni singola parte del modello e verificare il corretto funzionamento dell'insieme struttura-fondazione-terreno, eseguendo delle analisi preliminari. Al fine di ottimizzare la modellazione e ridurre i tempi di calcolo, sono stati eseguiti dei test per definire l'estensione del dominio di terreno, per valutare l'effetto della presenza dello scavo nella frequenza fondamentale del terreno e per valutare fino a che profondità si risente dell'effetto di SSI.

È stata intrapresa un'analisi parametrica che combina 12 profili di terreno con la struttura della Prefettura di Nizza sia in regime elastico lineare, che nell'ipotesi di comportamento non lineare del terreno, per un totale di 72 analisi. Sono stati modellati terreni con diverse frequenze fondamentali in modo da studiare l'interazione per le principali categorie di sottosuolo definite dall'Eurocodice 8. Come accelerogramma di input è stato adottato un segnale sintetico a banda stretta, con frequenza predominante uguale alla frequenza fondamentale della struttura.

L'effetto di sito è valutato come confronto diretto tra il segnale rilevato in superficie ed il segnale incidente. L'effetto d'interazione è definito come rapporto tra la soluzione diretta del problema di equilibrio dinamico dell'insieme terreno-fondazione-edificio (SSI) e la soluzione ottenuta in due fasi (2steps), propagando il segnale in una colonna di terreno FF e imponendo il segnale ottenuto in superficie alla base del modello di edificio a base fissa (BF). Il rapporto è dato in termini di valori massimi di accelerazione a_{SSI}/a_{2step} .

1 STUDIO BIBLIOGRAFICO SULL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA



[Figura 1.1 – Schema di Interazione Dinamica Terreno-Struttura]

Durante un terremoto, per effetto del passaggio delle onde sismiche il terreno si deforma e trascina nel suo moto la fondazione e la struttura in elevazione. Di contro il moto indotto nella sovrastruttura genera delle forze di inerzia che determinano a loro volta delle sollecitazioni e deformazioni nella fondazione e nel sottosuolo con la generazione di ulteriori onde all'interfaccia

fondazione-terreno. Di conseguenza, la fondazione e la struttura in elevazione subiscono ulteriori spostamenti dinamici, che a loro volta generano ulteriori forze d'inerzia, e così via. Tali fenomeni sono simultanei e costituiscono nel loro insieme l'interazione dinamica terreno-struttura.

Dal punto di vista concettuale e computazionale, risulta conveniente separare l'effetto di interazione dinamica in due fenomeni separati e consecutivi, noti come "interazione cinematica" ed "interazione inerziale" e ricavare la risposta del sistema terreno-struttura applicando il principio di sovrapposizione degli effetti sotto l'ipotesi di sistema lineare (**Flores-Berrones e Whitman, 1982, Dobry e O'Rourke, 1983, Kausel e Roesset, 1974**).

In particolare, l'**interazione cinematica** considera gli effetti delle onde incidenti su uno schema semplificato (*Figura 1b*) in cui sono presenti la struttura di fondazione e il terreno, mentre la massa della struttura in elevazione è posta uguale a zero. Questa semplificazione consente di determinare sia l'azione sismica trasmessa alla sovrastruttura, che l'aliquota della sollecitazioni in fondazione, prodotta esclusivamente da tale interazione. L'**interazione inerziale** (*Figura 1b*), invece, si riferisce alla risposta del sistema completo terreno-fondazione-struttura all'eccitazione delle forze di d'Alembert associate alle accelerazioni della struttura in elevazione dovute all'interazione cinematica. L'analisi dell'interazione inerziale è a sua volta suddivisa in due fasi (*Figura 1c*): calcolo dell'impedenza dinamica, schematizzata con molle e smorzatori, della fondazione associata a ciascun modo di vibrare e determinazione della risposta sismica della struttura in elevazione poggiate su tali molle e smorzatori e soggetta all'accelerazione cinematica alla base. Scopo dello studio dell'interazione inerziale è quello di determinare le caratteristiche della sollecitazione nella struttura in elevazione e l'altra aliquota delle caratteristiche delle sollecitazioni in fondazione. La risposta del sistema completo terreno-fondazione-struttura è ottenuta, quindi, dalla sovrapposizione degli effetti, anche se, a rigore, la validità del principio di sovrapposizione degli effetti è legata all'ipotesi di comportamento lineare di tutti i componenti (**Kausel e Roesset, 1974; Gazetas e Mylonakis, 1998**). Nonostante ciò, tale sovrapposizione è ritenuta applicabile in via approssimata anche a sistemi moderatamente non lineari (**Mylonakis et. al, 1997**).

La scomposizione degli effetti cinematici ed inerziali permette di effettuare studi parametrici e di analizzare i singoli meccanismi dell'interazione terreno-struttura. Gli effetti di SSI sono stati studiati da molto tempo usando modelli numerici e analitici semplificati e osservazioni. Alcuni precedenti risultati che hanno ispirato questa tesi sono presentati in questo capitolo.

Servendosi di modelli numerici semplificati, **Jennings and Bielak (1973)** mostrano che l'effetto di SSI sulla risposta sismica di edifici si verifica principalmente nella direzione della prima forma modale. Inoltre, gli effetti dell'interazione potrebbero essere trascurabili per modi superiori nel caso di edifici alti che hanno una prima forma modale traslazionale (della struttura FB).

Secondo **Veletsos and Meek (1974)**, gli effetti dell'interazione inerziale per gli edifici induce un allungamento del periodo naturale del sistema terreno-struttura, perché la struttura è più flessibile della medesima a base fissa, e un incremento dello smorzamento del sistema terreno-struttura, dovuto all'energia dissipata e all'onda irradiata dall'edificio nuovamente nel terreno.

Chopra and Gutierrez (1974), usando un metodo analitico semplificato, hanno discusso l'interazione terreno-struttura nel caso di edifici alti, con frequenze di vibrazione ridotte, in terreni

molto deformabili dove l'interazione ha effetti importanti sulla risposta strutturale. La risposta dinamica in cima all'edificio mostra una frequenza ridotta confrontata con la prima forma modale dell'equivalente edificio a base fissa (FB).

Wolf (1985) propone l'approccio diretto per l'analisi di SSI che risolve l'equazione dinamica di equilibrio dell'insieme terreno-struttura, distinguendo il caso di un moto FF applicato ad un modello FB.

La semplificazione delle strutture a base fissa (FB) ad un grado di libertà non tiene conto delle più alte 39 forme modali e trascura l'ambiente in cui la struttura è costruita. Secondo **Stewart et al. (1999)**, avvengono due meccanismi di interazione tra la struttura, la sua fondazione e il terreno: interazione inerziale e interazione cinematica. L'inerzia sviluppata nella struttura dovuta alle proprie vibrazioni causa variazioni nelle onde sismiche alla base della struttura, confrontate con la condizione *free-field* (FF) che corrisponde al sito prima del trattamento. Inoltre, la presenza di una fondazione profonda modifica le onde sismiche nel terreno dovuto al contrasto di rigidezza tra terreno e fondazione.

Stewart et al. (1999b) ha studiato l'attitudine agli effetti di SSI di 57 strutture in California, usando un approccio analitico, e ha osservato che l'interazione terreno-struttura è direttamente proporzionale al rapporto tra la rigidezza della struttura e la rigidezza del terreno.

Secondo **Mylonakis and Gazetas (2000)**, l'incremento del periodo fondamentale di una struttura dovuto all'interazione-terreno-struttura (SSI) non necessariamente conduce ad una risposta strutturale ridotta e considerare l'effetto di SSI come sempre favorevole è una semplificazione eccessiva che potrebbe indurre ad un progetto strutturale non adeguato. Gli effetti di SSI dipendono dalla stratigrafia del sito, dal comportamento non lineare del terreno sottoposto a carichi ciclici, dalle caratteristiche dinamiche della struttura, differenza nelle frequenze principali del terreno e della struttura, e dal contenuto in frequenza delle onde sismiche.

Chávez-García and Cárdenas (2002) hanno indagato il contributo di SSI sul moto al terreno nell'area del Lago della Città del Mexico effettuando misurazioni, singole e in allineamento, delle vibrazioni ambientali. In questa città, le strutture sono costruite su terreni soffici e la frequenza delle strutture coincide con quella del terreno. Entrambi rappresentano i maggiori fattori del fenomeno di SSI, che consiste nell'alterazione della risposta sismica rispetto al moto in condizioni FF.

Anche se i precedenti studi (**Jennings and Bielak 1973; Chopra and Gutierrez 98 1974; Stewart et al. 1999b**) hanno considerato l'effetto predominante della prima forma modale sull'interazione terreno-struttura, la risposta sismica di una struttura dipende da diversi modi, specialmente considerando la prescrizione dell'Eurocodice 8 (CEN 2003) dove la somma delle masse modali effettive, per i modi presi in considerazione, deve raggiungere almeno il 90% della massa totale dell'edificio.

Secondo **Saez et al. (2011)**, gli effetti di SSI esistono quando la risposta sismica ottenuta risolvendo il problema di equilibrio dinamico, applicato all'insieme dominio di terreno – telaio della struttura (analisi diretta), è altamente differente da quella ottenuta imponendo il moto FF alla base della struttura FB (analisi in due step). **Saez et al. (2013)** ha studiato l'effetto di SSI in termini

di tensioni totali ed efficaci e ha concluso che l'interazione-terreno-struttura è generalmente favorevole o trascurabile per condizioni di terreno saturo.

Santisi d'Avila and Lopez-Caballero (2018) hanno proposto un approccio di propagazione mono-direzionale d'onda a 3 componenti (1D-3C) per il progetto degli edifici, tenendo conto dell'effetto di SSI. L'equazione di equilibrio dinamico è risolta direttamente per l'insieme terreno-edificio, usando EF 1D quadratici a 3 nodi per il terreno ed elementi 1D di tipo trave di Timoshenko per la struttura. Le deformazioni assiali e di taglio nel piano orizzontale sono impostate uguali a zero nel vettore delle deformazioni (senza il bisogno della condizione al contorno periodica). L'approccio 1D-3C per la simulazione dell'interazione terreno-struttura è concepito per i casi di fondazioni superficiali rigide, modellate come una connessione a membrana rigida che collega le basi dei pilastri degli edifici. Il limite di questo approccio è che può essere usato solo nel caso di effetti di oscillazione (rocking) ridotti, in quanto lo stesso moto a 3C è applicato alla base di tutti i pilastri dell'edificio. Nel caso di propagazione verticale e fondazione superficiale, si considera solo l'interazione inerziale e l'interazione cinematica è trascurabile.

Fares et al. (2018) fornisce una tecnica di modellazione per il progetto di edifici, tenendo conto della deformabilità della fondazione e gli effetti di oscillazione nell'analisi di SSI. È simulata la propagazione mono-direzionale di onde a tre componenti in un dominio di terreno a forma di T, dove il dominio è completamente 3D fino ad una profondità fissata e successivamente è usato un modello mono-dimensionale per gli strati più profondi (approccio di propagazione di onde 1DT-3C). L'equazione di equilibrio dinamico è risolta direttamente per l'insieme terreno-edificio, usando EF tetraedrici a 20 nodi per il terreno ed elementi 1D di tipo trave di Timoshenko per la struttura. Si è applicata una condizione periodica (vincoli di tipo tie), secondo **Zienkiewicz et al. (1989)** per imporre le deformazioni nulle ε_x e ε_y nel terreno, considerato infinitamente esteso nel piano orizzontale. L'ipotesi di propagazione verticale attraverso strati orizzontali fornisce risultati soddisfacenti quando l'inclinazione del terreno in superficie è trascurabile e si è sufficientemente lontani dal bordo del bacino, per non risentire della riflessione delle onde sul bordo roccioso. In condizioni non simmetriche del dominio di terreno (pendio, eterogeneità del deposito o presenza di più edifici), è possibile imporre una condizione laterale assorbente lineare. La tecnica di modellazione 1DT-3C per l'analisi di SSI è stata verificata dal confronto con un modello di terreno completamente 3D, per la propagazione verticale in terreno stratificato orizzontalmente e con la condizione al contorno laterale periodica.

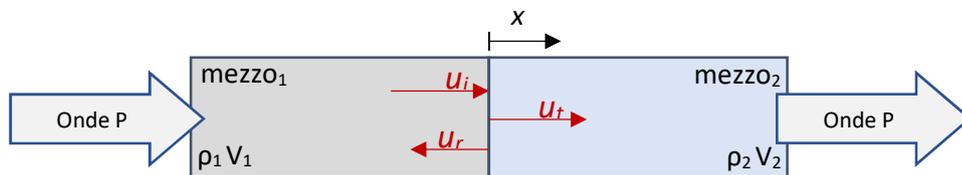
Questa tesi di ricerca adotta la tecnica di modellazione 1DT-3C proposta da **Fares et al. (2018)** per l'analisi di propagazione mono-direzionale in un profilo di terreno multistrato che è più semplice da applicare per la pratica ingegneristica: la caratterizzazione geotecnica di un profilo di terreno è più accessibile usando un'indagine a foro singolo; il consumo di tempo e la richiesta di memoria sono ridotti confrontati con un modello di terreno 3D; le condizioni al contorno sono più facili da definire perché il segnale in input e la condizione assorbente al contorno, alla base del profilo di terreno, sono date per un solo elemento.

2 PROPAGAZIONE DELLE ONDE MECCANICHE 1D

Un'onda meccanica consiste nella propagazione di una perturbazione che avviene all'interno di un corpo e altera la condizione di equilibrio generando una sollecitazione che viaggia all'interno del mezzo continuo. Una caratteristica fondamentale è che non viaggia massa, bensì avviene un trasferimento di energia attraverso sollecitazioni attorno al punto di equilibrio.

Conoscere la propagazione delle onde è importante perché l'energia rilasciata dal terremoto viaggia verso la superficie sotto forma di propagazione di onde e occorre conoscere le leggi di propagazione.

Conoscere la propagazione in un mezzo 3D risulta complesso pertanto si valuta la propagazione monodirezionale alla quale diverse tecniche sono ricondotte.



[Figura 2.1 – Schema di propagazione monodirezionale all'interfaccia tra due materiali]

Considerato un elemento monodimensionale in condizioni di espansione libera, costituito per un tratto dal materiale 1 e per il tratto successivo dal materiale 2, si studia la propagazione di una perturbazione u_i , detta *onda incidente*, lungo la direzione assiale. Per studiare il comportamento all'interfaccia tra i due materiali, si assume che ci sia *congruenza nel punto di contatto*. Si fa poi riferimento al Principio di Huygens –*ogni sezione interessata dalla perturbazione può essere considerata come sorgente di una nuova perturbazione*–, infatti, dal momento che la sezione si sposta dalla propria posizione di equilibrio, essa altera le posizioni adiacenti trasferendo così la perturbazione.

Quando l'onda altera la sezione d'interfaccia degli elementi monodimensionali, questa genera una perturbazione u_t di ampiezza diversa, detta *onda trasmessa*, nella seconda porzione dell'elemento. Inoltre, per effetto della perturbazione dello stato di equilibrio, si genera una seconda onda che viaggia indietro e torna nel mezzo 1, detta *onda riflessa* u_r .

Quando un'onda incontra un ostacolo, il suo comportamento dipende dal rapporto relativo delle rigidità dei mezzi attraversati, pertanto le aliquote di energia trasmessa e riflessa dipenderanno da esso.

Per valutare l'effetto sull'interfaccia si rappresenta l'onda incidente come una soluzione armonica:

$$u_i(x;t) = A_i e^{i(\omega t - k_1 x)} \quad (2-1)$$

In cui, ω è la frequenza circolare, k è il numero d'onda e dipende dalle proprietà del materiale $k = \frac{\omega}{V_b}$ mentre $V_b = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ è la velocità di propagazione dell'onda, caratteristica del materiale.

Quando la perturbazione incide sull'interfaccia si generano un'onda riflessa ed un'onda trasmessa:

$$u_r(x;t) = A_r e^{i(\omega t + k_1 x)} \quad u_t(x;t) = A_t e^{i(\omega t - k_2 x)} \quad (2-2)$$

Di queste espressioni non si conoscono le ampiezze, poiché non si conosce la quota riflessa e la quota trasmessa. La ripartizione si basa sulla *congruenza* e sull'*equilibrio*.

Le due facce devono essere aderenti, quindi, fissata l'origine dell'asse x in corrispondenza dell'interfaccia, si impone che, in ogni istante, lo spostamento del materiale 1 sia uguale allo spostamento in 2 nel medesimo punto. Si impone poi l'equilibrio alla sezione di interfaccia.

Condizione di congruenza: $u_1(x=0;t) = u_2(x=0;t)$ (2-3)

$$u_1(x=0;t) = u_i(x=0;t) + u_r(x=0;t) = u_t(x=0;t) = u_2(x=0;t)$$

$$u_1(x=0;t) = A_i e^{i\omega t} + A_r e^{i\omega t} = A_i e^{i\omega t} = u_2(x=0;t)$$

$$A_i + A_r = A_t$$

Condizione di equilibrio: $\sigma_1(x=0;t) = \sigma_2(x=0;t)$ (2-4)

$$\sigma_1(x=0;t) = \sigma_i(x=0;t) + \sigma_r(x=0;t) = \sigma_t(x=0;t) = \sigma_2(x=0;t)$$

$$\sigma_1(x=0;t) = E_1 \frac{\partial u_i}{\partial x}|_{x=0;t} + E_1 \frac{\partial u_r}{\partial x}|_{x=0;t} = -E_2 \frac{\partial u_t}{\partial x}|_{x=0;t} = \sigma_2(x=0;t)$$

$$-E_1 k_1 A_i + E_1 k_1 A_r = -E_2 k_2 A_t$$

Note le relazioni $E_i = \rho_i V_{bi}^2$ e $k_i = \frac{\omega}{V_{bi}}$ si ricavano le rispettive ampiezze dell'onda riflessa e dell'onda trasmessa:

$$A_r = \frac{\rho_1 V_{b1} - \rho_2 V_{b2}}{\rho_1 V_{b1} + \rho_2 V_{b2}} A_i$$

$$A_t = \frac{1 - \frac{\rho_2 V_{b2}}{\rho_1 V_{b1}}}{1 + \frac{\rho_2 V_{b2}}{\rho_1 V_{b1}}} A_i$$

Definito il rapporto di impedenza come rapporto tra l'impedenza specifica del materiale entrante e quella del materiale uscente $\alpha = \frac{\rho_2 V_{b2}}{\rho_1 V_{b1}}$, si ricava l'ampiezza dell'onda riflessa e trasmessa:

$$A_r = \frac{1-\alpha}{1+\alpha} A_i \quad \text{e} \quad A_t = \frac{2}{1+\alpha} A_i \quad (2-5)$$

Nello studio degli effetti di sito, quando la perturbazione attraversa due strati di materiale, passando da un mezzo più rigido ad uno più deformabile, il rapporto di impedenza α è inferiore

all'unità e ciò implica che l'ampiezza dell'onda trasmessa è maggiore di quella dell'onda incidente. Questo è il fenomeno dell'amplificazione stratigrafica che si verifica quando un'onda sismica attraversa l'interfaccia sotto strato roccioso-terreno.

Quando la perturbazione giunge all'estremo libero corrisponde al passaggio da un materiale con una certa impedenza ad un materiale a impedenza nulla, di conseguenza $\alpha = 0$ e si ha:

$$A_r = A_i \quad \text{e} \quad A_t = 2A_i \quad (2-6)$$

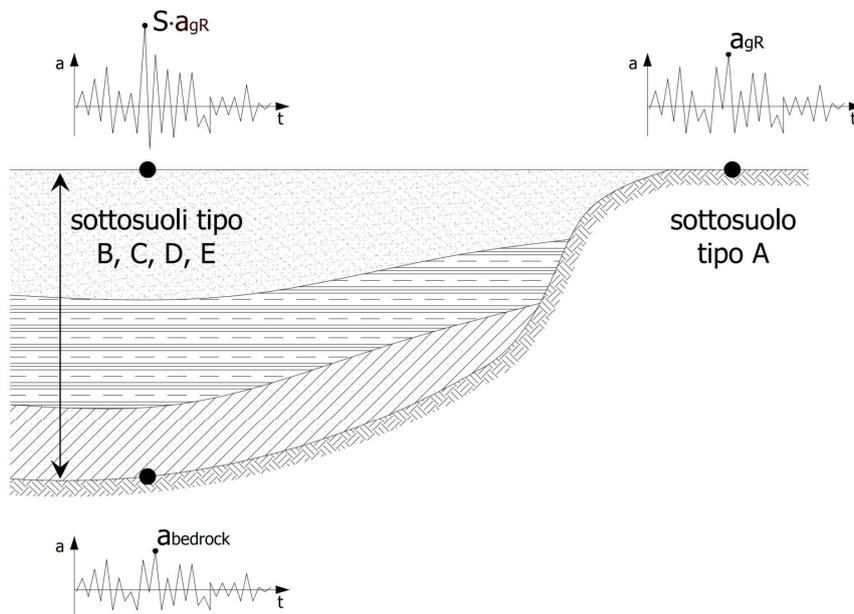
Da una parte l'onda rimbalza e torna indietro uguale a sé stessa. Dall'altra parte, lo spostamento sull'estremo libero è pari a 2 volte lo spostamento all'interno. In questo caso il valore di A_t è solo lo spostamento dell'estremo e non c'è onda che si trasmette, non essendoci impedenza. Lo spostamento è doppio perché, ad un certo istante, arriva l'onda incidente con un certo spostamento. Allo stesso istante, interviene lo spostamento da parte dell'onda riflessa che è uguale. Pertanto, alla faccia estrema si ottiene 2 volte lo spostamento che si aveva rispetto all'onda incidente.

Questa è la condizione che si verifica quando l'onda sismica arriva al suolo: è un aspetto importante poiché molte opere si trovano al piano campagna e lì percepiscono uno spostamento decisamente maggiore rispetto a quanto accade nel terreno (stesso discorso vale per velocità e accelerazioni), per effetto delle condizioni di estremo libero.

3 RISPOSTA SISMICA LOCALE

La valutazione dell'interazione terreno-struttura richiede la conoscenza dell'accelerazione di picco al suolo e come questa viene alterata per effetto della presenza della struttura. L'accelerazione di picco al suolo è frutto della propagazione delle onde sismiche attraverso il profilo di terreno sottostante la struttura, pertanto la sua determinazione è influenzata dalla risposta sismica locale.

La risposta sismica locale è un fenomeno legato alla stratigrafia e alla topografia. La valutazione della pericolosità (entità dello scuotimento atteso) è eseguita nella configurazione di *Affioramento rigido pianeggiante*. Possono però esistere situazioni diverse, quali la presenza di un deposito di materiale più deformabile in superficie o la presenza di rilievi.



[Figura 3.1 – Rappresentazione schematica delle accelerazioni (al bedrock ed in superficie) e delle classi di sottosuolo]

Confrontando le registrazioni di uno stesso terremoto a uguale distanza ipocentrale eseguite in diverse configurazioni di riferimento, si nota che in genere le accelerazioni registrate sull'affioramento roccioso a_{gR} sono diverse dalle accelerazioni registrate sulla superficie del deposito di terreno $S \cdot a_{gR}$, dalle accelerazioni registrate al livello del substrato roccioso $a_{bedrock}$.

$$a_{gR} \neq S \cdot a_{gR} \neq a_{bedrock}$$

Le storie di accelerazione sono diverse per effetto della specifica risposta del sito, che è condizionata dalla risposta del deposito di terreno, dall'effetto di bordo (le onde al bordo sono riflesse dal contrasto di impedenza) o dall'effetto topografico. Si definiscono così dei fenomeni di

amplificazione sismica, che può essere positiva o negativa (non necessariamente incrementa il fenomeno fisico), cioè l'alterazione del moto sismico per effetto della risposta meccanica dovuta al condizionamento del materiale che ne definisce la risposta e alle condizioni topografiche.

Prendendo in considerazione l'amplificazione stratigrafica, la differenza nella risposta sismica si deve innanzitutto all'attraversamento dell'interfaccia e al contrasto di impedenza. Nel caso monodimensionale, all'interfaccia il moto sismico cambia e può essere amplificato o meno.

- Se l'impedenza diminuisce, il moto sismico è amplificato;
- Se l'impedenza aumenta, il moto sismico è deamplificato.

Inoltre, dopo che l'onda ha oltrepassato l'interfaccia, essa è riflessa alla superficie libera. Questa, tornando indietro, incontra delle interfacce a impedenza crescente, pertanto, grossa parte dell'energia è riflessa e rimane intrappolata dentro lo strato superficiale. Questo può portare a fenomeni di risonanza in determinate condizioni. Infine, durante la propagazione delle onde si è in condizione monodimensionale poiché il fronte d'onda è perpendicolare alla direzione di propagazione (onda piana) e l'effetto interessa solo la colonna di terreno. Di conseguenza, non avviene attenuazione geometrica dell'onda e la direzione di propagazione rimane la stessa.

3.1 LA FUNZIONE DI TRASFERIMENTO

La quantificazione dell'amplificazione stratigrafica avviene riferendosi ad un modello lineare. Inizialmente, si assume un comportamento lineare del sistema: si ipotizza che *la risposta del sistema è la risposta di un sistema lineare*. Questa è una ipotesi importante, valida se le deformazioni indotte sono piccole e il sisma è di piccola intensità. In un sistema lineare, si può definire la *Funzione di Trasferimento FT* nel dominio delle frequenze, che lega *Input* e *Output*.

$$I_{(f)} \rightarrow \boxed{TF_{(f)}} \rightarrow O_{(f)}$$

Questa è una funzione caratteristica del sistema ed è una funzione della frequenza tale che:

$$I_{(f)} \cdot TF_{(f)} = O_{(f)}$$

Questa operazione corrisponde a una convoluzione nel dominio del tempo delle storie temporali e la convoluzione nel dominio delle frequenze diventa un prodotto. Invertendo l'espressione si ricava la funzione di trasferimento.

$$TF_{(f)} = \frac{O_{(f)}}{I_{(f)}} \quad (3-1)$$

Questa espressione esprime un concetto generale perché permette di confrontare il moto di riferimento con la condizione specifica del sistema. Le registrazioni sono trasformate nel dominio della frequenza mediante trasformata di Fourier, ottenendo così gli spettri.

4 CLASSIFICAZIONE SECONDO L'EUROCODICE

L'Eurocodice 8 (UNI EN 1998) – *Design of structures for earthquake resistance* – è la normativa europea di riferimento in ambito di progettazione sismica e si applica alla progettazione e alla costruzione di edifici ed opere di Ingegneria Civile in zona sismica. Essa è composta da 6 Parti ciascuna delle quali si occupa di un aspetto in particolare:

- EN 1998-1 *General rules, seismic actions and rules for buildings*;
- EN 1998-2 *Bridges*;
- EN 1998-3 *Assessment and retrofitting of buildings*;
- EN 1998-4 *Silos, tanks and pipelines*;
- EN 1998-5 *Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*;
- EN 1998-6 *Towers, masts and chimneys*;

Di seguito si riportano i principali provvedimenti della Norma Europea che regolano gli effetti di SSI nella presente analisi parametrica.

La norma EN 1998-1 – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici – stabilisce i requisiti fondamentali di prestazione applicabili agli edifici e alle opere di ingegneria civile in zona sismica e fornisce le regole per la rappresentazione delle azioni sismiche e per la loro combinazione con altre azioni, con l'obiettivo di assicurare che in caso di terremoto le vite umane siano protette, i danni siano limitati, e le principali strutture di protezione civile rimangano in esercizio. Essa è suddivisa in 10 sezioni, alcune delle quali rivolte alla progettazione degli edifici. La sezione 3 – *Ground conditions and seismic actions* – regola gli aspetti geotecnici per la progettazione in zona sismica, ed in particolare definisce le categorie di sottosuolo e fornisce le regole per la rappresentazione delle azioni sismiche al suolo. Infatti, i modelli di terreno nella presente analisi parametrica sono stati realizzati per valutare l'interazione terreno-struttura per tutte le condizioni di sottosuolo identificate nella sezione 3. La sezione 4 – *Design of Buildings* – contiene le regole generali per la progettazione di edifici resistenti all'azione sismica. Per quanto riguarda l'analisi strutturale, la norma fornisce le prerogative da seguire per una corretta modellazione della struttura ed in particolare, nei confronti dell'effetto di SSI, richiede che la deformabilità della fondazione deve essere tenuta in conto nella modellazione nel momento in cui potrebbe avere un'influenza globale sfavorevole sulla risposta della struttura. Ad ogni modo si potrebbe tenere in conto la deformabilità della fondazione (incluso l'interazione terreno-struttura), anche nei casi in cui ha effetti benefici. È qui che si inizia a trattare l'argomento SSI ma in particolare la trattazione è estesa nel Volume successivo.

La norma EN 1998-5 – Fondazioni, strutture di sostegno e aspetti geotecnici – stabilisce i requisiti, i criteri e le regole per la posa della fondazione di strutture che resistono all'azione sismica. Ricopre il progetto di diversi sistemi di fondazione, la progettazione di strutture di contenimento e l'interazione terreno-struttura sotto azioni sismiche. Essa è suddivisa in 7 sezioni, di cui uno

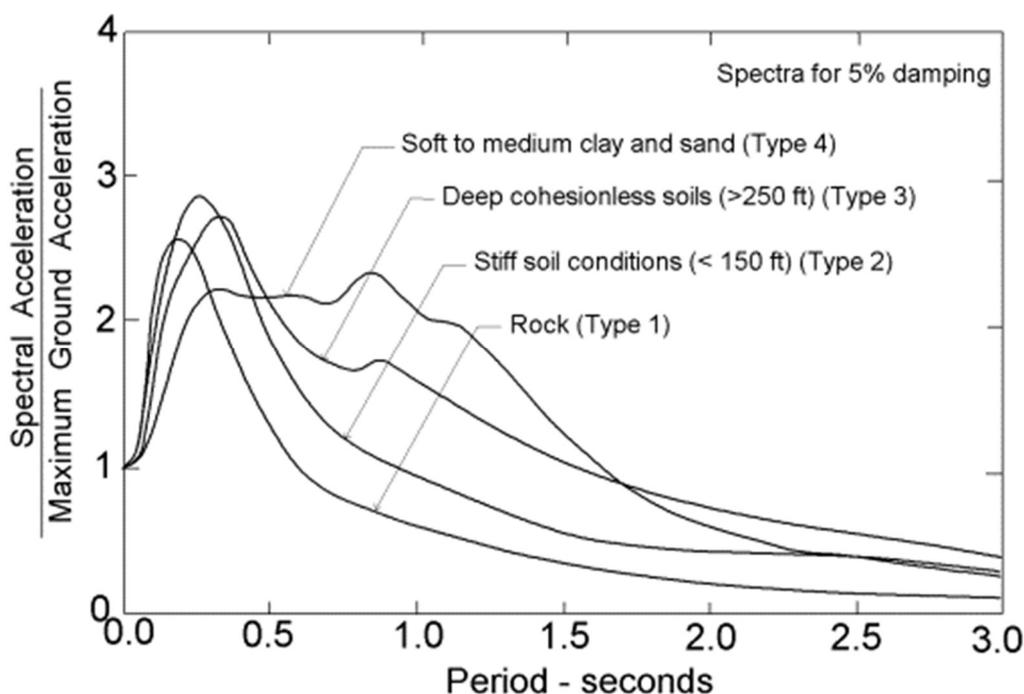
interamente dedicato agli effetti di SSI. La sezione 6 – *Soil-Structure Interaction* – definisce i casi in cui l'effetto di SSI deve essere preso in considerazione:

- a) strutture in cui gli effetti di P- δ (2° ordine) svolgono un ruolo significativo;
- b) strutture con fondazioni massicce o profonde, come piloni di ponti, cassoni (caissons) offshore e silos;
- c) strutture alte e snelle, come torri e camini, affrontate dalla EN 1998-6: 2004;
- d) strutture supportate da terreni molto deformabili, con velocità media delle onde di taglio $v_{s,max}$ (come definito nella Tabella 4.1) meno di 100 m/s, come nel caso dei terreni di sottosuolo di categoria S₁.

4.1 IDENTIFICAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

La normativa si basa sulla prerogativa secondo la quale non è sempre possibile eseguire uno studio di risposta sismica locale. Pertanto, suggerisce un metodo alternativo all'analisi di risposta sismica locale basandosi sull'osservazione che le alterazioni del segnale sismico presentano una certa ripetitività in funzione delle caratteristiche del terreno.

Sono così stati proposti degli spettri di risposta normalizzati rispetto alla PGA per diverse tipologie di terreno, così da rimuovere l'effetto di variazione dell'entità dell'accelerazione e mantenere soltanto l'effetto sulla variazione di forma dello spettro di risposta. Passando dalla roccia verso terreni sempre più deformabili, si osserva una deamplificazione maggiore e una traslazione del picco verso periodi elevati: come dimostrato da Seed et al. (1976) il terreno amplifica le basse frequenze e deamplifica le alte frequenze.



[Figura 4.1 – Forme spettrali per differenti condizioni di sito – Seed et al. 1976]

La normativa si basa sulla proprietà secondo la quale, in un terreno a elevata deformabilità, aumenta l'accelerazione di picco al suolo e lo spettro di risposta si modifica, amplificando soprattutto gli elevati periodi propri.

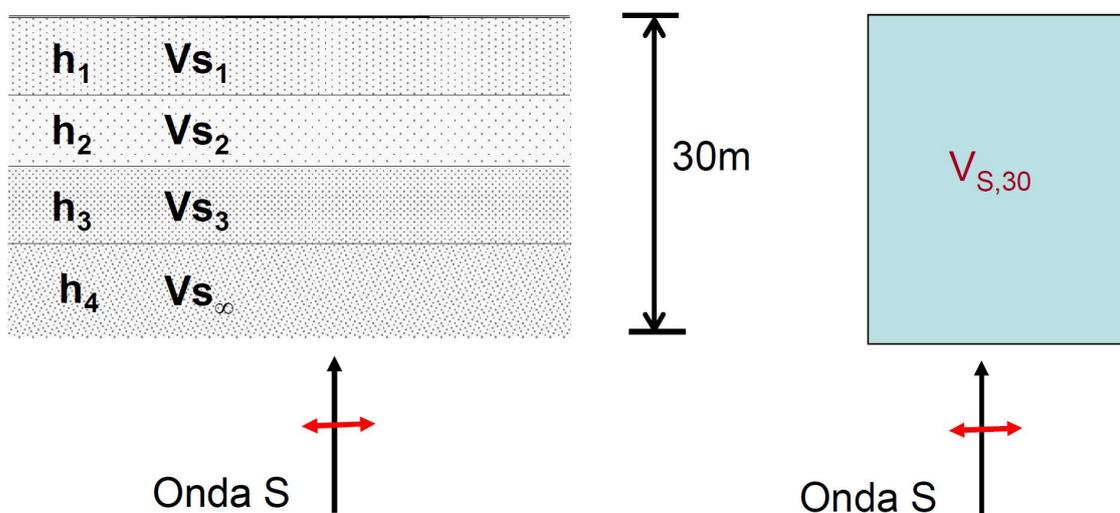
Il parametro descrittivo della deformabilità del terreno è il modulo di rigidezza a taglio G o, equivalentemente, la velocità di propagazione delle onde di taglio V_s .

D'altra parte, tale grandezza varia con la profondità poiché è influenzata dalla stratigrafia e dalle condizioni di confinamento. È possibile tenere conto della variabilità valutando un parametro medio di velocità di propagazione delle onde di taglio. In particolare, non si fa riferimento né a una media aritmetica né a una media pesata, bensì si realizza uno strato omogeneo equivalente, avente spessore pari allo spessore reale della stratigrafia e una velocità definita come rapporto tra lo spessore complessivo e la somma dei tempi di attraversamento di ciascuno strato.

Si verifica che, al variare dello spessore preso in esame, il parametro descrittivo varia. Quindi, per evitare di estendere il calcolo della velocità media delle onde di taglio fino alla profondità in cui si raggiunge il bedrock, ci si limita convenzionalmente ad una profondità di 30 m. Questa è infatti ritenuta la profondità nella quale è contenuto il maggiore contenuto di informazioni.

$$V_{S,30} = 30 \frac{30}{\sum_{i=1..N} \frac{h_i}{V_{S,i}}} \quad (4-1)$$

Alla luce di queste considerazioni, la norma considera come parametro descrittivo della deformabilità del terreno la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità. In questo modo, di fatto si sostituisce uno strato omogeneo al sistema stratificato, in modo da rappresentare la deformabilità.



[Figura 4.2 – Schema di riferimento per la definizione della $V_{S,30}$]

4.1 – IDENTIFICAZIONE DELLE CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

A seconda del valore assunto da tale parametro, la norma definisce delle categorie di sottosuolo, che sono considerate omogenee dal punto di vista della risposta sismica locale.

Categoria	Descrizione del profilo stratigrafico	$V_{s,30}$ [m/s]
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	> 800
B	<i>Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.	360 – 800
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.	180 – 360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.	< 180
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).	
S1	<i>Depositi consistenti – o che contengono uno strato di spessore almeno 10 m – di argille tenere/limi molto plastici ed elevato contenuto d'acqua.</i>	< 100 (indicativo)
S2	<i>Depositi di terreni soggetti a liquefazione, o argille sensibili o altri profili di sottosuolo che non rientrano nelle categorie A – E o S1.</i>	

[Tabella 4.1.1 – Classificazione dei tipi di sottosuolo secondo l'Eurocodice 8]

Le categorie speciali S1 e S2 richiedono studi specifici della risposta sismica locale poiché tali terreni hanno tipicamente valori di v_s molto bassi, smorzamenti interni bassi e un intervallo molto esteso di comportamento lineare e possono perciò produrre amplificazioni sismiche anomale al sito e effetti di interazione terreno-struttura. Inoltre, sono soggette a importante degradazione ciclica per effetto della distribuzione della struttura dell'argilla e per sensibilità alla liquefazione. Nel caso di terreni di categoria S1 si raccomanda di eseguire uno studio speciale per definire l'azione sismica, al fine di stabilire la dipendenza dello spettro di risposta dallo spessore e dal valore di v_s dello strato di argilla/limo di bassa consistenza e dal contrasto di rigidità tra questo strato e i materiali sottostanti.

4.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO ORIZZONTALE

La rappresentazione principale dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico al suolo. Le sue componenti orizzontali $S_e(T)$ sono definite dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{T}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0$$

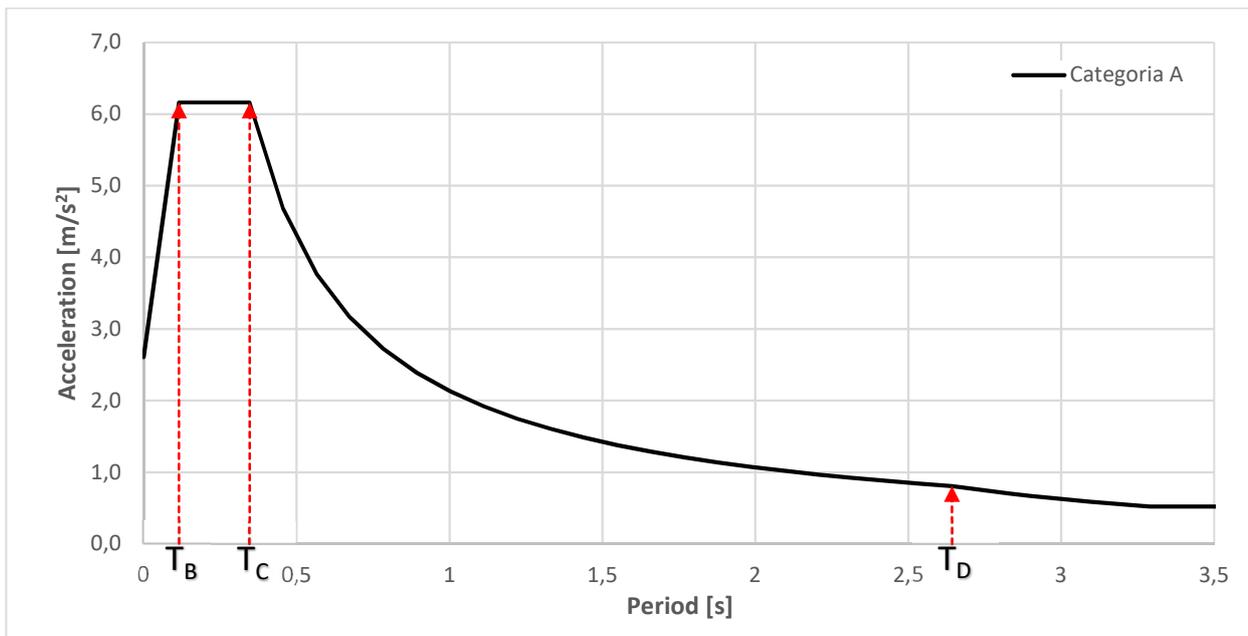
$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g S \eta F_0 \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

$$S = S_S S_T; \quad T_B = \frac{T_C}{3}; \quad T_C = C_C T_C^*; \quad T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6; \quad \eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55;$$

Dove:

- T è il periodo proprio di vibrare di un oscillatore semplice;
- a_g è l'accelerazione al suolo di progetto su un terreno di categoria A;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S è il fattore di amplificazione del terreno;
- T_B, T_C sono gli estremi dell'intervallo dei periodi cui corrisponde il ramo costante della funzione spettrale $S_e(T)$;
- T_D è il periodo a partire dal quale la funzione spettrale $S_e(T)$ è tale da produrre uno spostamento costante;
- η è il fattore di correzione dello smorzamento, che assume valore unitario per smorzamento viscoso pari al 5%.



[Figura 4.3 – Spettro di risposta elastico di normativa per sottosuolo di categoria A]

Il coefficiente S_S rappresenta il coefficiente di amplificazione stratigrafica ed è definito dalla norma. Esso non assume un valore costante ma varia entro un valore minimo e un valore massimo secondo una formula governata dal valore di picco a_g/g . Analizzando le diverse curve, il valore del coefficiente tende a decrescere ed attestarsi all'unità per effetto dell'intensità del moto atteso: se il moto sismico atteso è di medio-bassa intensità, l'amplificazione è maggiore; se il moto sismico è di elevata intensità, l'amplificazione è minore per effetto della non linearità. La normativa tiene conto di questo aspetto e pertanto si può notare come i sottosuoli di categoria D tendono a deamplificare lo scuotimento per intensità elevate.

Il coefficiente S_T rappresenta il coefficiente di amplificazione topografica ed è definito dalla norma. Per struttura realizzate sopra o in vicinanza di pendii o rilievi con inclinazione $i > 15^\circ$ e dislivello $H \geq 30\text{ m}$ l'azione sismica viene moltiplicata per il fattore di amplificazione topografica S_T . Il coefficiente decresce linearmente con l'altezza del versante fino alla base, dove $S_T = 1$.

Categoria	Descrizione	S_T
T2	In prossimità del ciglio superiore dei pendii con $i > 15^\circ$	1,2
T3	Sommità di rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base con $15^\circ < i < 30^\circ$	1,2
T4	Sommità di rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base con $i > 30^\circ$	1,4

[Tabella 4.2.1 – Categorie e fattori di amplificazione topografica secondo l'Eurocodice 8]

Nei casi ordinari (sottosuolo di categoria A, B, C, D o E), è possibile applicare un metodo semplificato per la quantificazione dell'amplificazione stratigrafica.

5 CENNI DI DINAMICA DELLE STRUTTURE

Nell'analisi strutturale vengono considerati i carichi statici e dinamici. Se un carico dinamico viene applicato per un lungo periodo, abbastanza da essere considerato costante e da poter trascurare le forze inerziali, può essere considerato come carico statico.

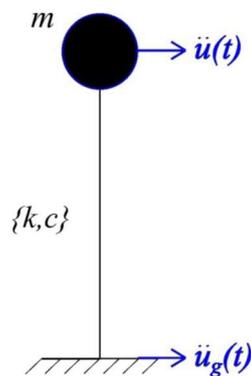
La progettazione strutturale si basa sull'applicazione della prima legge di Newton $\Sigma F = 0$. La dinamica delle strutture mira a studiare il comportamento di una struttura sotto carichi dinamici. In particolare, in ingegneria sismica viene analizzata la risposta strutturale ai terremoti.

5.1 OSCILLATORE AD UN GRADO DI LIBERTÀ (SDOF)

Una semplificazione adottata per modellare le strutture sotto carico sismico è rappresentare la struttura utilizzando un oscillatore ad un grado di libertà (SDOF). Consiste in una massa concentrata m tenuta da una colonna priva di massa, con rigidezza k , coefficiente di smorzamento c (Figura 5.1). Il sistema è considerato come incastrato alla base e sottoposto ad una forzante sismica $F(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ dipendente dal tempo, in accordo con la seconda legge di Newton, dove $\ddot{u}_g(t)$ è l'accelerazione alla base dell'edificio. L'equazione differenziale del moto per l'oscillatore SDOF è la seguente:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = F(t) \quad (5-1)$$

Dove $m\ddot{u}(t)$, $c\dot{u}(t)$ e $ku(t)$ sono rispettivamente la forza inerziale, viscosa ed elastica. Il punto rappresenta la derivata temporale, mentre $u(t)$, $\dot{u}(t)$ e $\ddot{u}(t)$ sono rispettivamente, lo spostamento strutturale, la velocità e accelerazione.



[Figura 5.1 – Oscillatore ad un grado di libertà]

Dividendo l'equazione (5-1) per la massa m si ottiene:

$$\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_0\dot{u}(t) + \omega_0^2u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (5-2)$$

5.1 – OSCILLATORE AD UN GRADO DI LIBERTÀ (SDOF)

dove $\ddot{u}_g(t)$ è l'accelerazione sismica, $\zeta = c/cr$ è il rapporto di smorzamento, $cr = 2m\omega_0$ è il coefficiente di smorzamento critico e $\omega_0 = \sqrt{k/m}$ è la frequenza angolare smorzata dell'oscillatore (Chopra 2001). La soluzione omogenea dell'equazione del moto ($-\ddot{u}_g(t) = 0$), dopo aver applicato le condizioni statiche iniziali $u(0) = 0$, $\dot{u}(0) = 0$, è scritta nei seguenti termini:

$$u(t) = e^{-\zeta\omega_0 t} \left[u_{(0)} \cos(\omega_d t) + (\dot{u}_{(0)} + \zeta\omega_0 u_{(0)}) \omega_d / \sin(\omega_d t) \right] \quad (5-3)$$

dove $\omega_d = \omega_0 \sqrt{1 - \zeta^2}$. Il periodo naturale dell'oscillatore è $T_0 = 2\pi\omega_0$, la sua frequenza è $f_0 = 1/T_0$, il che implica che più la struttura è più rigida, più alta è la sua naturale frequenza di vibrazione.

L'aumento del rapporto di smorzamento in Eq. (5-2) presenta un'attenuazione da lenta a rapida della vibrazione libera. Lo smorzamento delle strutture ha origine da un basso attrito nei materiali, ma è principalmente dovuto al danneggiamento degli elementi non strutturali (Bachmann et al., 2012). Lo smorzamento tipico ζ per gli edifici varia tra l'1 e il 10%, questo implica che il periodo naturale e le frequenze smorzate e smorzate sono quasi identici.

5.2 SOLUZIONI NUMERICHE DELL'EQUAZIONE DI EQUILIBRIO DINAMICO

L'equazione di equilibrio dinamico per un oscillatore SDOF sotto carico sismico $\ddot{u}_g(t)$ scritta in Eq. (5-2), può essere riscritta come segue:

$$y_i = \theta(\Delta t)y_{i-1} + Y_0(\Delta t) v F_{i-1} + Y_1(\Delta t) v F_i; \quad (5-4)$$

$$\dot{y}_i = D y_i + v F_i; \quad (5-5)$$

Dove la suddetta i è lo step di iterazione, $F_i = -\ddot{u}_g(t_i)$ e y_i è espressa di seguito:

$$y_i = \begin{bmatrix} u(t_i) \\ \dot{u}(t_i) \end{bmatrix} \quad (5-6)$$

Le equazioni (5-4) (5-5) possono essere risolte per iterazione, considerando le condizioni statiche iniziali $u(0) = 0$, $\dot{u}(0) = 0$. Le variabili $\theta(\Delta t)$, v , D , $Y_0(\Delta t)$ e $Y_1(\Delta t)$ nell'equazione (5-4) (5-5) sono definite come segue:

$$\theta(\Delta t) = \begin{bmatrix} -\omega_0^2 g(\Delta t) & h(\Delta t) \\ -\omega_0^2 h(\Delta t) & \dot{h}(\Delta t) \end{bmatrix}; \quad v = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix}; \quad D = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\omega_0^2 & -2\zeta_0 \omega_0^2 \end{bmatrix}; \quad (5-7)$$

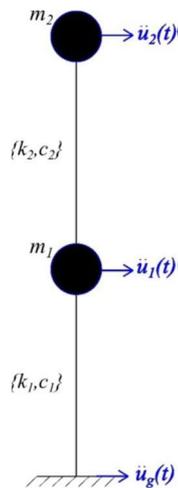
5.3 STUDIO DINAMICO DEL SISTEMA MDOF NEL DOMINIO DELLA FREQUENZA

La soluzione dinamica di una struttura a più gradi di libertà (MDOF) sotto carico sismico $\ddot{u}_g(t)$, assumendo un comportamento costitutivo lineare dei materiali, è scritta come segue:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t_i) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t_i) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t_i) = -\mathbf{M}\boldsymbol{\tau}\ddot{u}_g(t_i) \quad (5-8)$$

dove \mathbf{M} , \mathbf{K} e \mathbf{C} sono rispettivamente le matrici di massa, rigidezza e smorzamento. Il punto rappresenta la derivata temporale, di conseguenza, \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$ sono rispettivamente, lo spostamento, la velocità e i vettori di accelerazione, e $\boldsymbol{\tau}$ è il vettore di influenza.

Per quanto riguarda gli edifici intelaiati in CA usati come riferimento si è applicata l'ipotesi di massa concentrata: il modello strutturale è semplificato come nella *Figura 5.2* e la matrice di massa è diagonale come $\mathbf{M} = \text{diag} \{m_1, m_2 \dots m_n\}$, dove l'indice n rappresenta il numero totale di piani dell'edificio.



[Figura 5.2 – Oscillatore a più gradi di libertà]

L'analisi modale è in grado di risolvere l'equazione di equilibrio dinamico di un sistema a più gradi di libertà MDOF sotto l'ipotesi di risposta strutturale risultante dalla sovrapposizione delle forme modali, e sotto l'ipotesi di comportamento lineare dei materiali. L'equazione di equilibrio dinamico Eq. (5-9) può essere scritta in coordinate modali imponendo la trasformazione $u = \phi q$. Di conseguenza, l'equazione diventa:

$$\mathbf{M}\phi\ddot{\mathbf{q}}_i + \mathbf{C}\phi\dot{\mathbf{q}}_i + \mathbf{K}\phi\mathbf{q}_i = -\mathbf{M}\boldsymbol{\tau}\ddot{u}_{gi} \quad (5-9)$$

dove \mathbf{q}_i è lo spostamento modale alla fase temporale t_i e ϕ è la matrice modale composta dagli autovettori ottenuti risolvendo:

$$\mathbf{K}\phi = \mathbf{M}\phi\Omega^2 \quad (5-10)$$

Le frequenze angolari naturali sono ottenute come soluzione dell'equazione caratteristica:

$$\det[\mathbf{K} - \lambda\mathbf{M}] = 0 \quad (5-11)$$

dove λ è il vettore di autovalori tale che $\lambda_j = \omega_{0j}^2$ e $\Omega_k^2 = \text{diag}\{\omega_{0j}^2\}$. Ogni λ_j è la pulsazione naturale che corrisponde al quadrato della frequenza angolare della struttura tale che $\omega_{01} < \omega_{02} < \dots < \omega_{0j}$. L'indice j rappresenta la j -esima forma modale.

La trasformazione modale corrisponde a un'operazione di diagonalizzazione delle matrici \mathbf{M} , \mathbf{K} e \mathbf{C} . Di conseguenza, l'equazione di equilibrio dinamico per il sistema MDOF in Eq. (5-10) è risolta come un sistema di equazioni di equilibrio dinamico indipendenti:

$$\ddot{q}_i + \Xi \dot{q}_i + \Omega^2 q_i = -\phi^T M \tau \Delta \ddot{u}_{gi} \quad (5-12)$$

Dove $\Xi = \text{diag}\{2\zeta\omega_i\}$ e la matrice modale deve essere ortonormale rispetto alla matrice di massa e soddisfare la relazione $\phi^T M \phi = I$ e $\phi^T K \phi = \Omega^2$. Ognuna delle equazioni (5-13) è risolto come spiegato nel paragrafo precedente, poiché la soluzione analitica è nota per l'oscillatore SDOF. La sovrapposizione modale è possibile solo per comportamento lineare dei materiali e strutture proporzionalmente smorzate.

5.4 EQUILIBRIO DINAMICO PER STRUTTURE MDOF

In caso di comportamento non lineare dei materiali, cioè quando la relazione tensione-deformazione è non lineare, l'equazione dinamica viene riscritta in termini incrementali:

$$M \Delta \ddot{u}(t_i) + C_i \Delta \dot{u}(t_i) + K_i \Delta u(t_i) = -M \tau \Delta \ddot{u}_g(t_i) \quad (5-13)$$

Dove le matrici di rigidità e smorzamento variano durante il processo. È necessaria una discretizzazione del tempo per risolvere il problema. Secondo il metodo α di Hughes (1987), ad ogni intervallo di tempo t_i la seguente relazione può essere risolta:

$$M \Delta \ddot{u}(t_i) + (1 + \alpha) C \Delta \dot{u}(t_i) + (1 + \alpha) K \Delta u(t_i) - \alpha C(t_{i-1}) \Delta \dot{u}(t_{i-1}) - \alpha K(t_{i-1}) \Delta u(t_{i-1}) = (1 + \alpha) \Delta F(t_i) - \alpha \Delta F(t_{i-1}) \quad (5-14)$$

Nella seguente relazione l'intervallo di tempo t_i è indicato dal pedice i :

$$M \Delta \ddot{u}_i + (1 + \alpha) C \Delta \dot{u}_i + (1 + \alpha) K \Delta u_i - \alpha C_{i-1} \Delta \dot{u}_{i-1} - \alpha K_{i-1} \Delta u_{i-1} = (1 + \alpha) \Delta F_i - \alpha \Delta F_{i-1} \quad (5-15)$$

L'incremento di velocità $\Delta \dot{u}_i$ e l'accelerazione $\Delta \ddot{u}_i$ al passo temporale t_i sono scritti in funzione dell'incremento di spostamento Δu_i , come segue, e sostituito nell'equazione Eq. (5-16)

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_{i-1} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{u}_i \quad (5-16)$$

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta \Delta t} \dot{u}_{i-1} + \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \Delta t \ddot{u}_i \quad (5-17)$$

ad ogni intervallo temporale, l'incremento di spostamento è ottenuto mediante equazione di equilibrio modificata:

$$\bar{K}_i \Delta u_i = \Delta F_i + A_{i-1} \quad (5-18)$$

In cui la matrice di rigidità modificata è espressa come segue:

$$\bar{K}_i = \frac{1}{\beta\Delta t^2} M + (1 + \alpha) \frac{\gamma}{\beta\Delta t} C_i + (1 + \alpha) K_i \quad (5-19)$$

e il vettore A_{i-1} è dipende dal risultato al passo temporale precedente ed è calcolato come:

$$\begin{aligned} A_{i-1} = & \left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t} M + (1 + \alpha) \frac{\gamma}{\beta} C_i \right] \dot{u}_{i-1} \\ & + \left[\frac{1}{2\beta} M + (1 + \alpha) \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) \Delta t C_i \right] \ddot{u}_{i-1} \\ & + \alpha C_{i-1} \Delta u_{i-1} + \alpha K_{i-1} \Delta u_{i-1} - \alpha \Delta F_{i-1} \end{aligned} \quad (5-20)$$

Dopo aver valutato l'incremento di spostamento Δu_i usando l'Eq. (5-19), l'incremento della velocità $\Delta \dot{u}_i$ e l'incremento dell'accelerazione $\Delta \ddot{u}_i$ sono calcolati utilizzando l'Eq. (5-18). Lo spostamento totale u_i , la velocità \dot{u}_i e l'accelerazione \ddot{u}_i sono quindi dedotti come:

$$u_i = u_{i-1} + \Delta u_i \quad \dot{u}_i = \dot{u}_{i-1} + \Delta \dot{u}_i \quad \ddot{u}_i = \ddot{u}_{i-1} + \Delta \ddot{u}_i \quad (5-21)$$

La derivazione introduce del rumore ad alta frequenza nella soluzione; lo smorzamento numerico rimuove questo rumore ad alta frequenza senza avere alcun effetto significativo sulla risposta in frequenza più bassa. Il controllo sull'entità dello smorzamento numerico è fornito dal metodo α usando i parametri $\alpha, \beta = 0,25 (1 - \alpha)^2$ e $\gamma = 0,5 - \alpha$ tali che $-1/3 \leq \alpha \leq 0$ (Hughes 1987).

L'algoritmo Newmark è ottenuto per $\alpha = 0$, utilizzando $2\beta \geq \gamma \geq 0,5$ nel caso di stabilità incondizionata.

6 CASO DI STUDIO



[Figura 6.1 – Torre della Prefettura di Nizza]

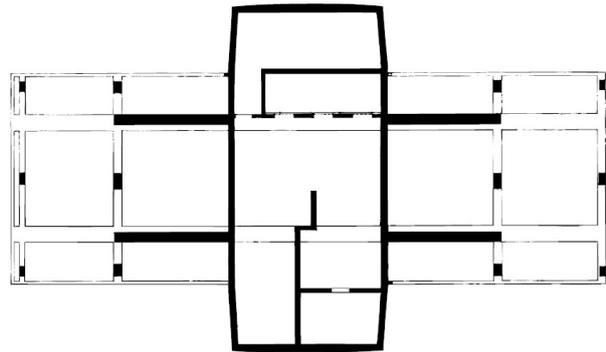
La presente tesi di ricerca si focalizza sulla risposta sismica dell'edificio della Prefettura di Nizza (FR), in *Figura 6.1*. La **Tour de la Prefecture**, anche nota come *Tour Jean Moulin*, alta **70,20 metri** da terra costituita da **17 piani fuori terra**, è la struttura più alta del CADAM (Centro Amministrativo Delle Alpi-Marittime), oltre a rappresentare uno spunto visivo su tutto l'Ovest di Nizza poiché è anche l'edificio più alto della città sin dalla sua costruzione. Ospita i principali servizi della Prefettura delle Alpi Marittime, compreso l'ufficio del Prefetto, nonché diversi dipartimenti del Dipartimento.

L'edificio è stato selezionato poiché è l'unico edificio monitorato della Regione Alpi-Marittime, in quanto è l'unica struttura in CA molto alta costruita su un deposito alluvionale con potenziali effetti di sito. È stato realizzato nel 1979, secondo il Codice Sismico Francese PS69. Ai sensi del Criterio di Regolarità dell'Eurocodice 8 (Comitato Europeo per la Standardizzazione 2004b), l'edificio ha una disposizione non regolare in pianta prevalentemente in calcestruzzo armato. Secondo la pianta di progetto, l'edificio è costituito da due torri gemelle, realizzate con muri armati, a cui sono collegate solette a sbalzo (*Figura 6.2b*). Delle colonne collegano i piani tra di loro: come si nota dalla *Figura 6.2a*, tali colonne non sono connesse alla fondazione, quindi non hanno una funzione portante, ma scaricano su una trave scatolare al primo piano sopra il terreno. La funzione principale di questi pilastri è limitare l'inflessione dei piani. La struttura poggia su

una piastra di fondazione dello spessore di 1,00 m collegata a delle fondazioni profonde consistenti in pali che non sono rigidamente connessi in testa. La Prefettura di Nizza è classificata come edificio di **Categoria IV** (secondo la classificazione delle classi di importanza dell'EN 1998-6 sezione 4.1), la cui integrità durante un evento sismico è di vitale importanza per la protezione civile.



(a)



(b)

[Figure 6.2 – (a) Vista frontale dell'edificio della Prefettura di Nizza (Francia); (b) pianta piano-primo: sezione orizzontale della torre in CA. in cui le piastre in CA sono connesse ad ogni piano e alle colonne verticali]

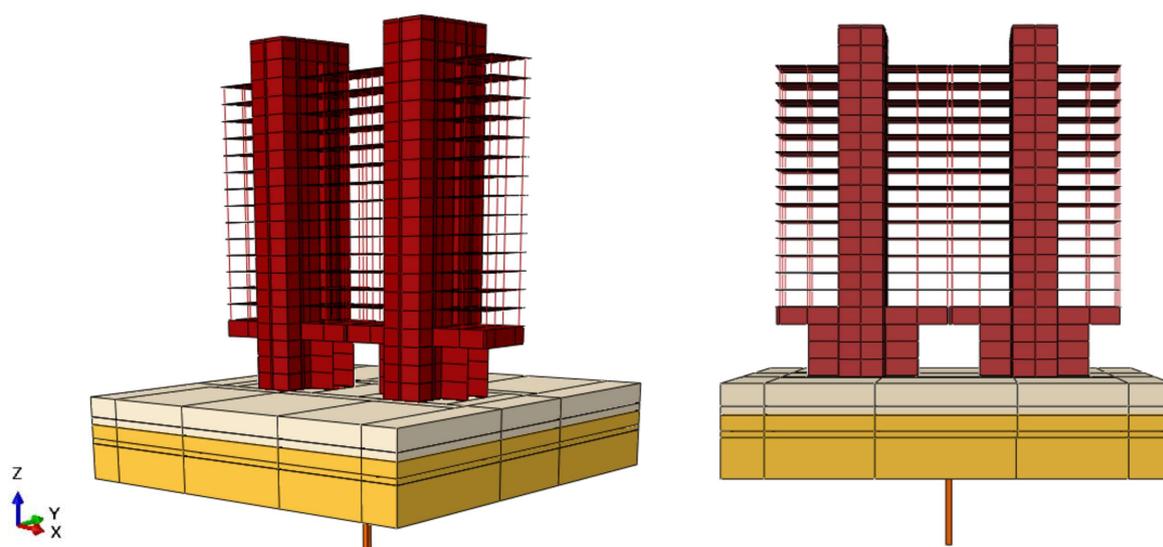


[Figura 6.3 – Localizzazione geografica della struttura]

La Prefettura di Nizza è situata sul delta del fiume Var la quale è un'area alluvionale con terreno deformabile soggetto ad amplificazioni del moto al suolo, prodotto dal bacino sedimentario situato al di sotto. Delle indagini geotecniche sono state eseguite per caratterizzare la zona (Dubar 2003), da cui ne deriva che il deposito di terreno su cui poggia la struttura consiste in una colonna di terreno da 40 a 60 m di spessore di sedimenti alluvionali quaternari su un conglomerato Pliocene considerato come bedrock. Il valore medio della velocità delle onde-S nei 30 m superiori del profilo di terreno è stimata come $v_{s,30} = 235$ m/s, che corrisponde ad un terreno appartenente alla **Categoria di sottosuolo C**, secondo l'Eurocodice 8. Dal punto di vista della pericolosità sismica la zona è moderatamente a rischio (accelerazione di picco al terreno [PGA] di riferimento su ammasso roccioso affiorante $a_{gR} = 0.16$ g) secondo la zonazione sismica Francese del 2010.

7 MODELLO DI PROPAGAZIONE 1DT-3C DELLE ONDE SISMICHE

In questa tesi di ricerca, sono stimati lo scuotimento del terreno alla base della Torre della Prefettura di Nizza e il moto della struttura, tenendo conto degli effetti di sito e di interazione terreno-struttura. In uno schema agli elementi finiti è simulata la propagazione monodirezionale verticale di onde sismiche a tre componenti in un dominio di terreno a forma di T, con un edificio in superficie, come proposto da **Fares et al. (2018)**. La modellazione del dominio di terreno a forma di T è ispirata dalla considerazione che l'effetto di SSI è ricercato negli strati superficiali di terreno. Si è adottato un modello di terreno completamente 3D fino ad una profondità fissata h ed un modello 1D è usato per lo strato più profondo. Per la struttura ed ogni strato di terreno è assunta la continuità ed omogeneità dei materiali. Le presenti analisi sono eseguite in termini di tensioni totali.



[Figura 7.1 – Modello 1DT-3C per l'Interazione Terreno-Struttura]

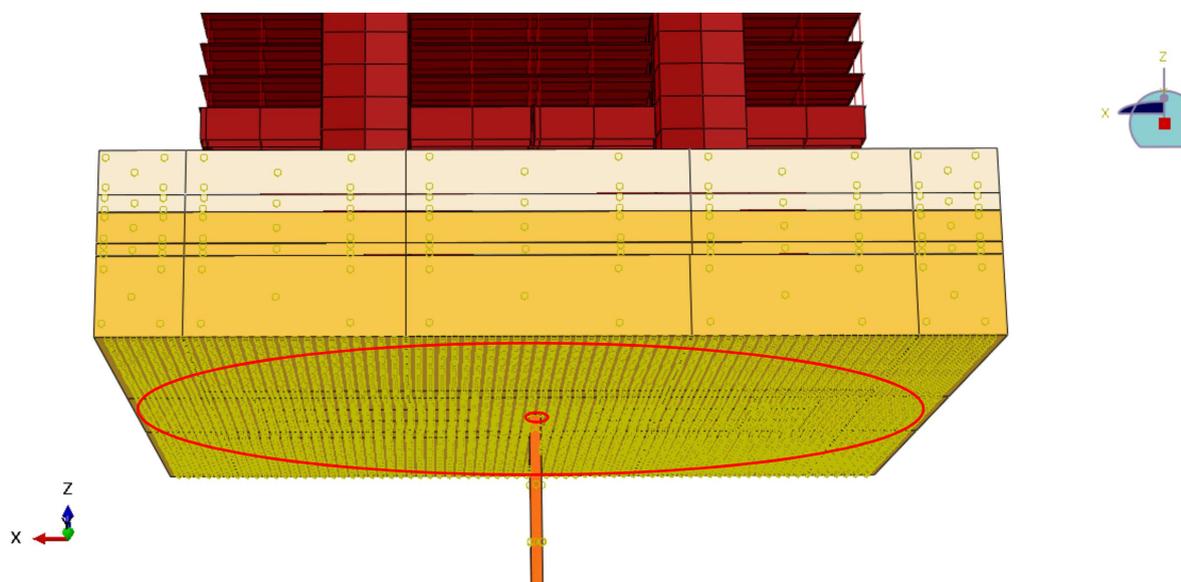
L'equazione di equilibrio dinamico discreta è risolta direttamente per l'insieme dominio di terreno-struttura, includendo le condizioni di compatibilità, la relazione costitutiva tridimensionale e le condizioni al contorno imposte.

Il processo dinamico è risolto passo dopo passo tramite l'algoritmo implicito di Hilber-Hughes-Taylor (Hughes 1987). I tre parametri (α , β , γ) garantiscono un'incondizionata stabilità numerica dello schema del tempo di integrazione e dello smorzamento numerico per ridurre l'elevato contenuto in frequenza, senza avere alcun significativo effetto sulla risposta in frequenza fondamentale che risulta più bassa.

$$\alpha = -0.1; \quad \beta = 0.25(1 - \alpha)^2 = 0.3025; \quad \gamma = 0.5 - \alpha = 0.6; \quad (7-1)$$

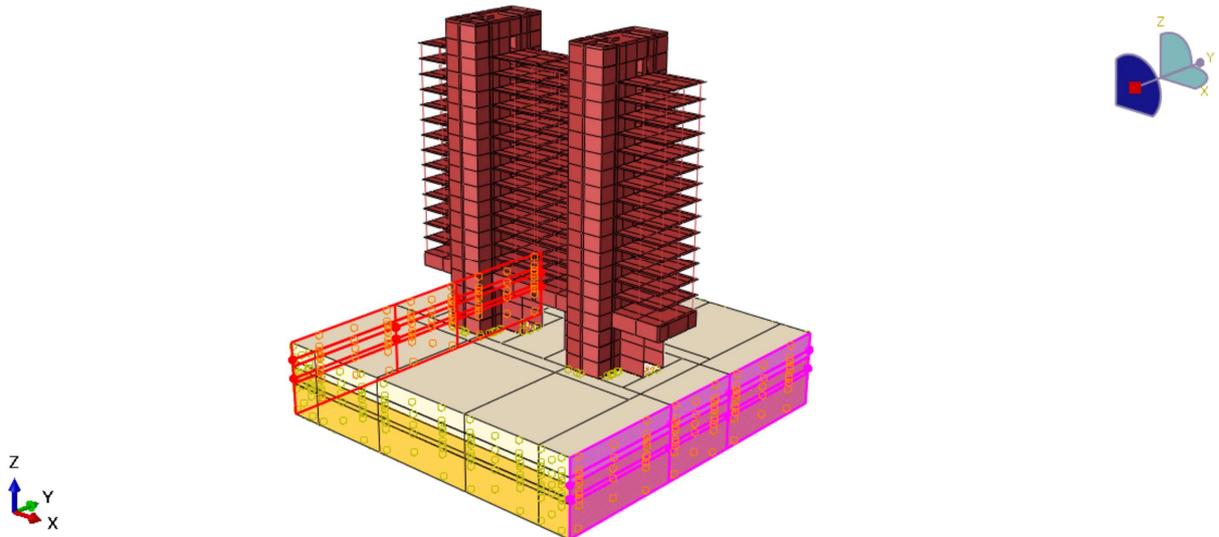
L'unità di tempo è automaticamente selezionata nel range tra 10^{-4} s e l'unità di tempo usata per il campionamento del segnale in input.

Un vincolo in termini di equazione è usato per condensare i tre gradi di libertà alla base del dominio di terreno 3D a quelli in cima alla colonna di terreno di area unitaria come mostrato in *Figura 7.2*.



[Figura 7.2 – Descrizione del vincolo tra la base del dominio 3D e la sommità della colonna 1D]

Le onde di compressione e di taglio si propagano verticalmente in direzione z , dall'interfaccia del sotto strato rigido fino alla superficie di terreno. Il deposito di terreno viene assunto come stratificato orizzontalmente e esteso indefinitamente lungo le direzioni orizzontali x e y , nel sistema di coordinate xyz , di conseguenza, nessuna variazione di sforzo è considerata in queste direzioni (*Figura 7.3*). Una **condizione periodica** viene applicata ai bordi laterali del dominio di terreno, per imporre le deformazioni nulle ϵ_x e ϵ_y , considerato il terreno infinitamente esteso nel piano orizzontale. L'ipotesi di propagazione verticale attraverso strati orizzontali fornisce risultati soddisfacenti quando l'inclinazione del terreno in superficie è trascurabile e si è sufficientemente lontani dal bordo del bacino, per non risentire della riflessione delle onde sul bordo roccioso. In condizioni non simmetriche del dominio di terreno (pendio, eterogeneità del deposito o presenza di più edifici), è possibile imporre una condizione laterale assorbente lineare.



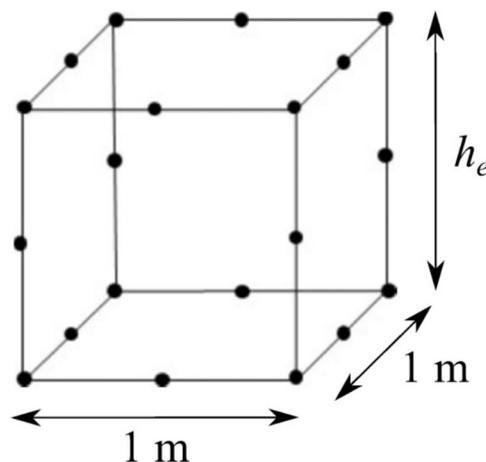
[Figura 7.3 – Descrizione della condizione periodica ai bordi laterali del dominio]

Secondo Zienkiewicz et al. (1989) e Saez et al. (2011), questa condizione è verificata perché i bordi laterali del problema sono considerati abbastanza lontani dalla struttura e si ottengono usando la condizione periodica (vincoli di tipo tie) tra le superfici laterali. Le onde di taglio e di pressione si propagano in direzione verticale dalla parte superiore del substrato roccioso alla superficie libera. L'ipotesi della propagazione verticale in un terreno stratificato orizzontalmente consente la discretizzazione spaziale del dominio di terreno 1D.

Il numero minimo di elementi solidi quadratici per strato è definito come:

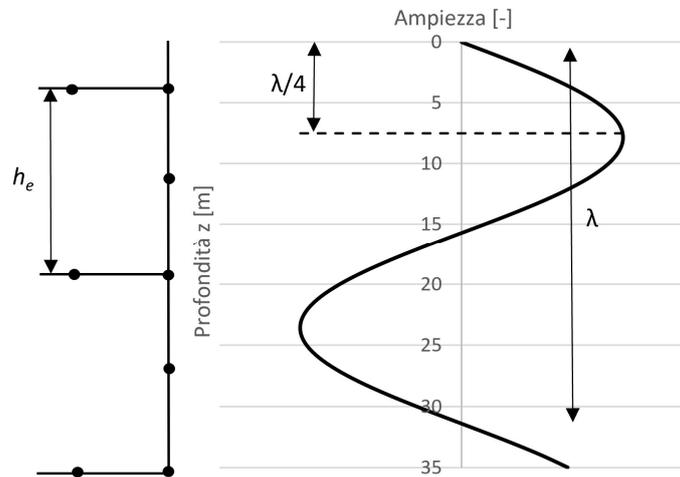
$$n. \text{elementi}_{min} = \frac{h_i}{h_e} \quad (7-2)$$

dove h_i è lo spessore dello strato i -esimo e h_e è l'altezza dell'elemento finito solido a 20 nodi, con tre gradi di libertà traslazionale per nodo.



[Figura 7.4 – Elemento finito solido quadratico a 20 nodi]

L'altezza dell'elemento finito è legata alla lunghezza d'onda minima del segnale sismico incidente dal rapporto $\lambda_{min} = v_{s,i}/f_{max}$: $v_{s,i}$ è la velocità dell'onda di taglio nel mezzo, mentre f_{max} è la frequenza massima, oltre la quale il contenuto in frequenza dello spettro di risposta del segnale di ingresso può essere considerato trascurabile, fissata pari a $f = 15 \text{ Hz}$. Ogni staterello di materiale è identificato dal nodo intermedio quindi, per rappresentare accuratamente il segnale sismico, la distanza massima tra i nodi l'altezza massima dell'elemento finito solido sarà $h_{e,max} = \frac{\lambda_{min}}{2}$.



[Figura 7.5 – Discretizzazione del dominio di terreno]

Si assume come criterio di discretizzazione un'altezza dell'elemento $h_e \cong \frac{\lambda_{min}}{5}$.

Il profilo di strati orizzontali è delimitato superiormente dalla superficie libera, di conseguenza, si assume che le tensioni normali alla superficie libera siano nulle. La colonna di terreno è delimitata in basso da un sotto strato roccioso semi-infinito con comportamento elastico. Uno smorzatore viscoso lineare è imposto alla base della colonna, in ogni direzione del moto, come **condizione limite assorbente** (adottata da Bardet e Tobita 2001, Joyner e Chen 1975; Santisi d'Avila et al. 2013), per tenere conto della rigidità finita del substrato roccioso e consentire all'energia di essere irradiata nel mezzo sottostante. La stessa condizione assorbente può essere appropriatamente adottata se si utilizzano le registrazioni dei geofoni posti in un foro e se è imposto un elevato contrasto d'impedenza tra terreno e la roccia madre. Questa opzione garantisce uno smorzamento numerico, che diminuisce con il contrasto d'impedenza previsto. Viene applicato un movimento in condizioni di affioramento roccioso all'interfaccia terreno-bedrock e propagato lungo il profilo di terreno.

In un modello di propagazione monodirezionale delle onde 3C, l'area della colonna di terreno A appare come una costante in ogni termine dell'equazione di equilibrio Eq. (7-3), cioè nella matrice di massa M , rigidità K e smorzamento C e nel vettore della forzante sismica (F). Di conseguenza, si può ottenere correttamente il movimento in condizioni FF anche se viene adottata un'area di valore unitario. Questo non è il caso delle analisi di SSI in cui l'area del dominio del suolo A , interessata dagli effetti di interazione, deve essere presa in considerazione nel bilancio.

In un codice commerciale agli FE, l'area del dominio di terreno A può essere tenuta in conto imponendo una densità dello strato interessato pari a ρA e un modulo di elasticità in compressione di $E_0 A$, per definire correttamente la massa e la rigidezza della parte di terreno (vedere Equazione (7-3) a Eq. (7-7), dove Δa , Δv e Δu sono gli incrementi di accelerazione, velocità e spostamento, rispettivamente, e i coefficienti della matrice C sono $\rho_b v_{sb}/n$, $\rho_b v_{sb}/n$ e $\rho_b v_{pb}/n$. I parametri ρ_b , v_{pb} , v_{sb} sono rispettivamente la densità del bedrock e le velocità d'onda di taglio e compressione nel substrato roccioso. I parametri N e B sono rispettivamente la matrice delle funzioni di forma e la matrice degli spostamenti differenziali. L'apice e denota l'elemento).

$$M\Delta a + C\Delta v + K\Delta u = \Delta F \quad (7-3)$$

$$M^e = \rho_e A \int_0^h N^T N dz \quad (7-4)$$

$$K^e = A \int_0^h B^T E B dz \quad (7-5)$$

$$C^{e=1} = A[N^T c N] \quad (7-6)$$

$$F^{e=1} = A[N^T c(2v_b)] \quad (7-7)$$

Il coefficiente di smorzamento degli smorzatori imposti su ciascun nodo alla base della colonna è proporzionale a $\rho_b v_{sb} A_i$ per quelli nelle direzioni orizzontali e $\rho_b v_{pb} A_i$ nella direzione verticale. $A_i = A/n$ è l'area di influenza di ciascun nodo mentre n è il numero di nodi sull'interfaccia terreno-roccia. **Il carico sismico viene applicato all'interfaccia terreno-roccia in termini di forza.**

Secondo la **condizione al contorno assorbente** applicata, le sollecitazioni normale e di taglio alla base della colonna, quindi all'interfaccia del bedrock, sono rispettivamente:

$$\rho_b v_{sb} (v_x - 2v_{bx}) \quad (7-8)$$

$$\rho_b v_{sb} (v_y - 2v_{by}) \quad (7-9)$$

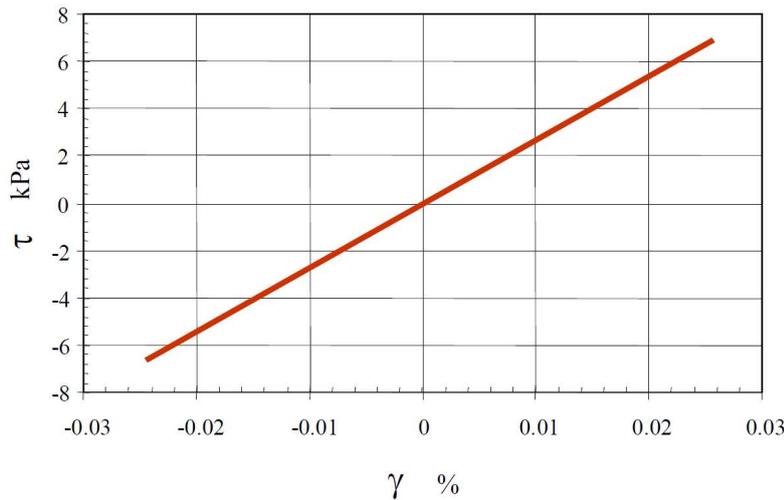
$$\rho_b v_{sb} (v_z - 2v_{bz}) \quad (7-10)$$

Le tre componenti del moto sismico incidente al livello del bedrock in termini di velocità v_{bx} , v_{by} e v_{bz} in direzione x -, y - e z -, rispettivamente, possono essere ottenute dimezzando il movimento sismico sul substrato roccioso affiorante. I tre termini v_x , v_y e v_z sono le velocità incognite (movimento incidente e riflesso) all'interfaccia terreno-roccia, nella direzione x -, y - e z -, rispettivamente valutate durante il processo.

7.1 TERRENO CON COMPORTAMENTO LINEARE

In una prima fase, l'analisi parametrica è stata eseguita supponendo che il comportamento del profilo di terreno sia di tipo elastico-lineare per effetto della propagazione delle onde sismiche.

Considerando l'azione sismica come un ciclo di carico/scarico, in queste condizioni sussiste un legame lineare tensioni-deformazioni $\tau = G \cdot \gamma$. Ciò implica che, durante una sollecitazione ciclica, all'aumentare della sollecitazione aumenta linearmente la deformazione. In seguito, quando si riduce il carico ed eventualmente si cambia il verso di applicazione del carico, ci si muove esattamente lungo la stessa linea di carico/scarico.



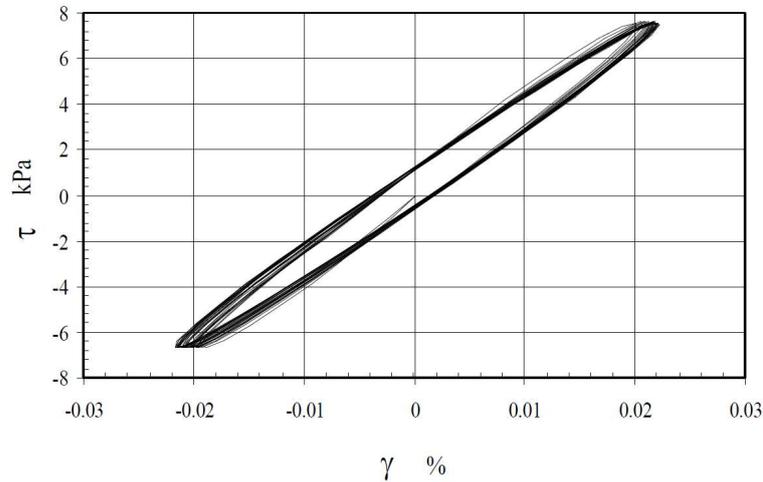
[Figura 7.6 – Comportamento elastico-lineare]

L'assunzione del modello elastico lineare quindi implica due conseguenze fondamentali:

- non viene tenuta in conto la dissipazione di energia durante i cicli di carico/scarico;
- non c'è accumulo di deformazione.

7.2 TERRENO CON COMPORTAMENTO NON LINEARE

I terreni, realisticamente, assumono un comportamento non lineare poiché all'aumentare dell'intensità della sollecitazione il modulo di taglio si riduce ed il rapporto di smorzamento aumenta. Inoltre, all'aumentare del numero di cicli (che simulano la durata dell'azione sismica) si manifesta un effetto di degradazione ciclica.



[Figura 7.7 – Comportamento non lineare]

Questi aspetti legati al comportamento reale dei terreni possono essere quantificati in tre parametri fondamentali:

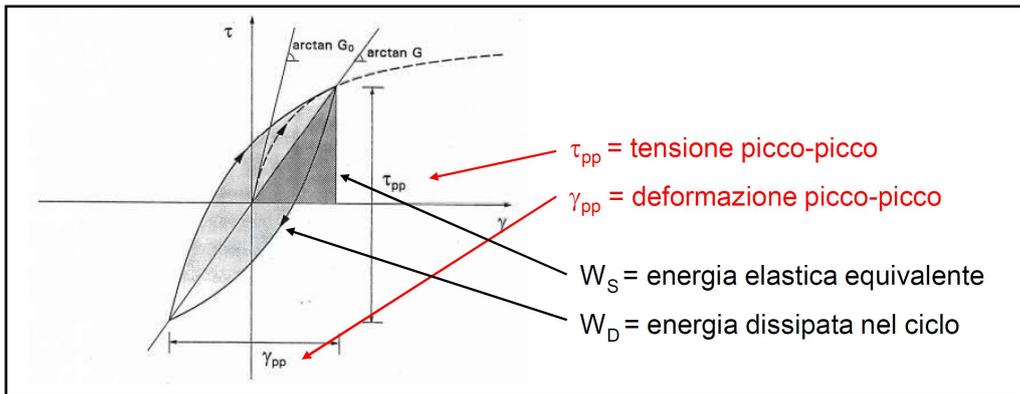
- *dissipazione di energia*, quantificata dall'area racchiusa dal ciclo di isteresi e si lega al livello deformativo. È espressa mediante il **rapporto di smorzamento D**, ottenuto dal rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo e la massima energia elastica accumulata durante il ciclo.

$$D = \frac{W_D}{4\pi W_S} \quad (7-11)$$

- *variazione di rigidezza*, corrispondente alla variazione della pendenza media al variare del livello deformativo. La rigidezza è espressa considerando il **modulo di taglio G** che rappresenta la pendenza media del ciclo di carico/scarico.

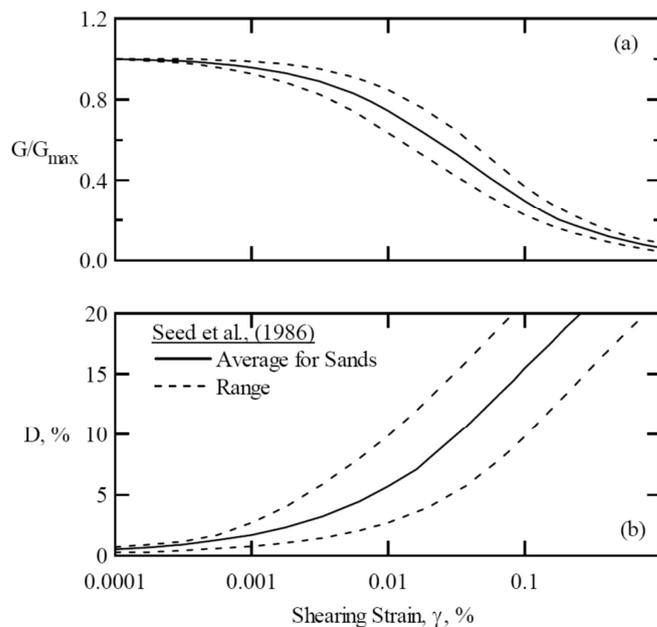
$$G = \frac{\tau_{pp}}{\gamma_{pp}} \quad (7-12)$$

- *degradazione ciclica*, all'aumentare del numero di cicli, avviene una variazione della pendenza e dunque della rigidezza. La variazione è forte nei primi cicli poi, per un numero elevato di cicli, il valore di G si assesta a un certo livello in cui non si risente più l'influenza.



[Figura 7.8 – Schematizzazione del ciclo di isteresi]

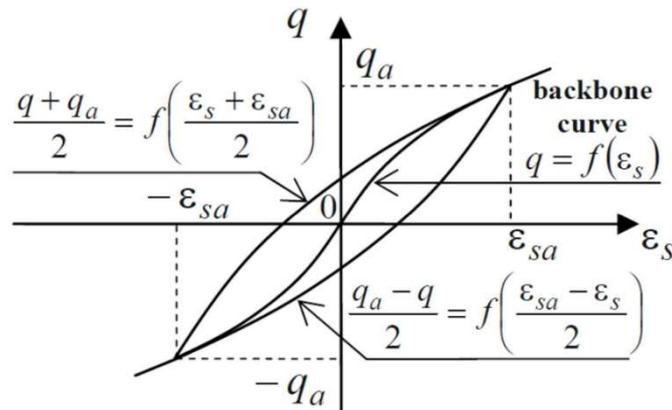
Per piccoli livelli deformativi, il modulo di taglio corrisponde al modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 . All'aumentare dell'ampiezza dei cicli, la rigidezza, e quindi il modulo di taglio, diminuisce mentre il rapporto di smorzamento aumenta. La variazione del modulo secante rispetto al livello deformativo è espressa attraverso le *curve di decadimento*.



[Figura 7.9 – Curve di decadimento da letteratura – Seed et al. (1986)]

Per il comportamento non lineare del terreno si è adottato il modello elasto-plastico 3D di Iwan con *hardening* isotropico multilineare (Iwan 1967; Joyner 1975; Joyner and Chen 1975). La principale caratteristica del modello di Iwan è che i parametri meccanici per calibrare il modello reologico sono agevolmente ottenuti da test di laboratorio su campioni di terreno. La non linearità del terreno richiede la linearizzazione in ogni fase temporale della relazione costitutiva multilineare. Di conseguenza, la relazione sforzo-deformazione deve essere espressa nella sua forma incrementale. Il modello elasto-plastico 3-D adottato da Iwan per i terreni soddisfa il criterio Masing (Kramer 1996) e non dipende dal numero di cicli di caricamento. Il criterio di Masing

consiste in una serie di regole in base a cui si ricostruiscono le curve di scarico e ricarico a partire da un'assegnata curva di ricarico, detta *backbone curve*. In questo modo, tarando i parametri della curva di scarico e ricarico, è possibile riprodurre le diverse pendenze e le diverse ampiezze del ciclo isteretico al variare del livello deformativo.



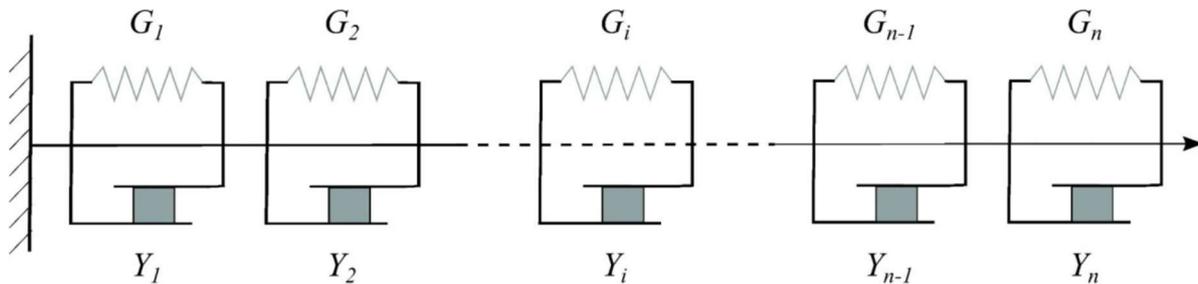
[Figura 7.10 – Curva caratteristica del criterio di Masing]

Secondo Joyner (1975), la matrice costitutiva tangente è dedotta dal livello di deformazione effettivo e dai valori di sforzo e sollecitazione nella fase temporale precedente. L'incremento della sollecitazione viene valutato ad ogni passo temporale. Il livello di tensione dipende dall'incremento di deformazione e dalla storia di incremento di deformazione, ma non dal grado di deformazione. Pertanto, questo modello reologico non ha uno smorzamento viscoso. Il processo di dissipazione dell'energia è puramente isteretico e non dipende dalla frequenza. La formulazione reologica è in termini di tensioni totali e, di conseguenza, è appropriata in condizioni non drenate. Il modello di plasticità utilizza la superficie di snervamento di Von Mises che assume un comportamento indipendente dalla pressione, il che significa che lo snervamento è indipendente dalla pressione media. Questa ipotesi è accettabile per i terreni in condizioni non drenate. Il modello costitutivo applicato non dipende dalla curva caratteristica selezionata. In questa tesi, il rapporto di Poisson è assunto costante durante la storia temporale e, di conseguenza, la curva di decadimento normalizzata del modulo elastico è $E/E_0 \approx G/G_0$.

Il modello costitutivo di Iwan è un modello elasto-plastico tridimensionale con incrudimento cinematico, suggerito da Iwan (1967) e impiegato da Joyner (1975) e Joyner e Chen (1975) in una discretizzazione alle differenze finite del dominio del terreno. Il modello di Iwan è applicato da Bonilla (2001) in una formulazione alle differenze finite, da Santisi d'Avila e Lenti (2012) e Santisi d'Avila e Lopez-Caballero (2018) in uno schema ad elementi finiti, con elementi quadratici di linea con tre nodi e tre gradi di libertà traslazionale ciascuno, e da Gandomzadeh (2011) in un modello agli elementi finiti 2D. Lo stesso modello è utilizzato da Mercerat e Glinsky (2015) in associazione con elementi Galerkin discontinui 1D, da Oral (2016) utilizzando una mesh di elementi spettrali 2D e nel modello adottato utilizzando elementi finiti 3D nel software Abaqus.

Come illustrato in *Figura 7.10*, la versione 1D della curva tensione-deformazione data da Iwan (1967) è composta da una serie di n molle lineari di costante G_i , calibrate per riprodurre il comportamento sforzo-deformazione misurato in laboratorio, e unità di attrito di Coulomb della

soglia di sollecitazione Y_i , disposte parallelamente l'una all'altra. Ogni unità di attrito rimane bloccata fino a quando la sollecitazione su di esso supera la soglia di sollecitazione Y_i , dopo di si supera il limite elastico-lineare e la sollecitazione su di esso durante lo snervamento è uguale alla sua tensione di snervamento. La prima molla riproduce il comportamento elastico e l'unità di attrito è impostata su $Y_1 = 0$. Ogni molla ha rigidezza espressa dalla costante della molla G_i .



[Figura 7.11 – Modello reologico monodimensionale in serie-parallelo proposto da Iwan nel 1967]

Nel presente studio, il comportamento del terreno è adeguatamente descritto da una curva tensione-deformazione iperbolica (Hardin and Drnevich 1972). Questa assunzione significa considerare una curva di riduzione del modulo di taglio normalizzato espressa come:

$$G/G_0 = \frac{1}{1+|\frac{Y}{\gamma_r}|} \quad (7-13)$$

Dove G_0 è il modulo di rigidezza a taglio per piccole deformazioni e γ_r è il livello deformativo a taglio di riferimento corrispondente al rapporto $G/G_0 = 0,5$. La corrispondente resistenza a taglio è quindi $\tau_0 = G_0 * \gamma_r$.

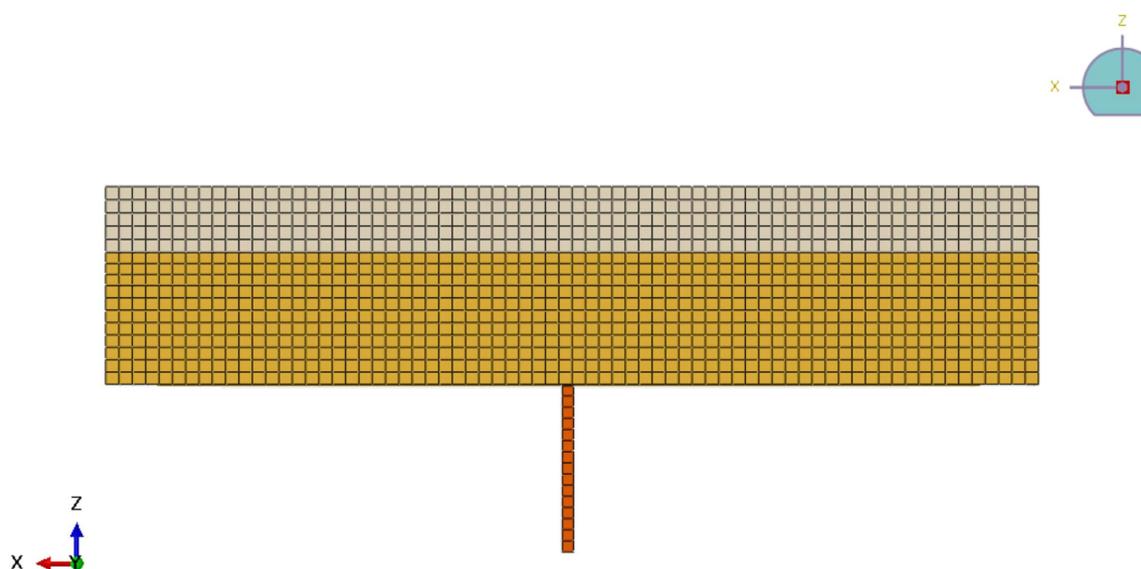
Nelle presenti analisi che tengono conto del comportamento non lineare del terreno, sono state assegnate ad ogni strato del profilo di terreno le curve tensione-deformazione iperboliche come caratteristica del materiale.

8 DATI DI INPUT PER L'ANALISI PARAMETRICA

Si è sviluppata un'analisi parametrica per studiare l'importanza degli effetti di SSI con il rapporto di frequenza tra struttura e terreno, per i diversi tipi di terreno definiti dalla classificazione dell'Eurocodice 8 (EN 1998-1), nei casi di comportamento lineare e non lineare del terreno.

8.1 PROFILI DI TERRENO

Nella presente analisi si è deciso di studiare il comportamento di depositi di terreno, di spessore pari a **30 m**, costituiti da **3 strati** di materiale **con rigidità decrescente verso la superficie**.

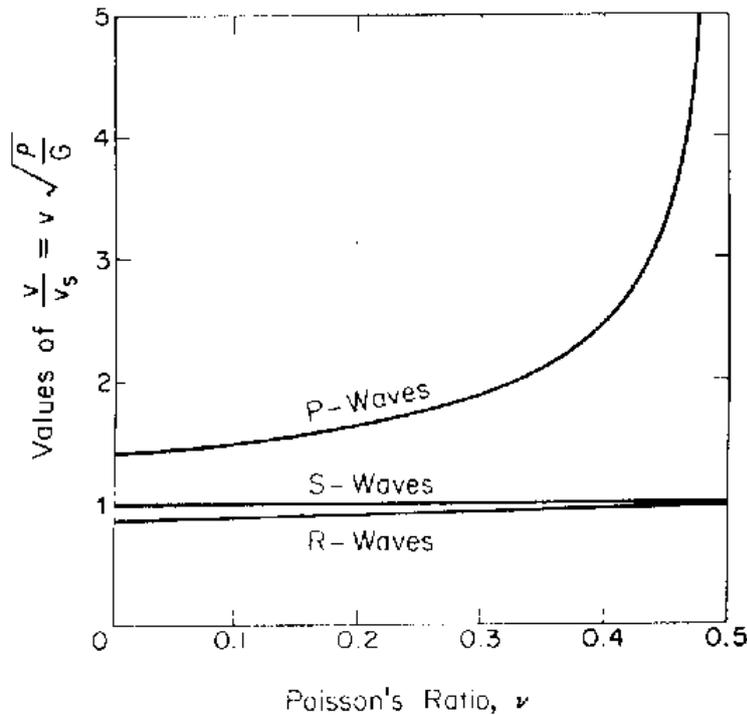


[Figura 8.1 – Modello a T con tre strati di terreno]

I parametri meccanici e la stratigrafia dei dodici profili di terreno testati nella presente analisi parametrica sono riportati in *Tabella 8.1.1*. Le proprietà del terreno sono assunte costanti in ogni strato di materiale. Le velocità delle onde di taglio di ogni strato sono arbitrariamente impostate allo scopo di ottenere una scala di frequenze fondamentali variabili per ogni colonna di terreno. La densità dei materiali ρ e la velocità delle onde v_p sono dedotte secondo la relazione discussa da Boore (2015). Il modulo di rigidità a taglio in condizioni elastiche ed il modulo edometrico ($G_0 = \rho v_s^2$ e $M_0 = \rho v_p^2$ rispettivamente) sono stimati per ogni strato di terreno. Il rapporto di Poisson è valutato come funzione del rapporto tra la velocità delle onde di compressione su la velocità delle onde di taglio, secondo la relazione proposta da Richart (1962).

$$v = \frac{\frac{0,5v_p^2}{v_s^2} - 1}{\frac{v_p^2}{v_s^2} - 1} \quad (8-1)$$

I profili esaminati sono dodici, di cui undici uguali ai profili esaminati per gli edifici a telaio di riferimento in modo da poterne confrontare i risultati (*profilo₁₋₁₁*), mentre il *profilo₀* è stato assemblato in modo che la rispettiva frequenza fondamentale sia uguale alla frequenza fondamentale della struttura del caso studio, così da poter esaminare la condizione di risonanza ($f_s = f_b$).



[Figura 8.2 – Variazione del rapporto di Poisson con il rapporto tra le velocità delle onde di pressione e di taglio – Richart 1962]

La deformazione di taglio di riferimento è assunta costante con la profondità ed uguale al $\gamma_r = 0.35\%$ per tutti i profili di terreno.

Si è assunto un dominio di terreno di area $A = 70 \times 70 \text{ m}^2$ per le successive analisi, (come dimostrato nel seguente paragrafo *ESTENSIONE DEL DOMINIO DI TERRENO*), considerando inoltre che la dimensione della fondazione superficiale è $57,60 \times 28,20 \text{ m}^2$. Un dominio di terreno 3D è modellato fino alla profondità di $h = 15 \text{ m}$ (anch'essa analizzata più avanti in *PROFONDITA' DELL'EFFETTO DI SSI*), che corrisponde all'interfaccia tra il secondo ed il terzo strato di terreno, ed un modello 1D è utilizzato per lo strato più profondo.

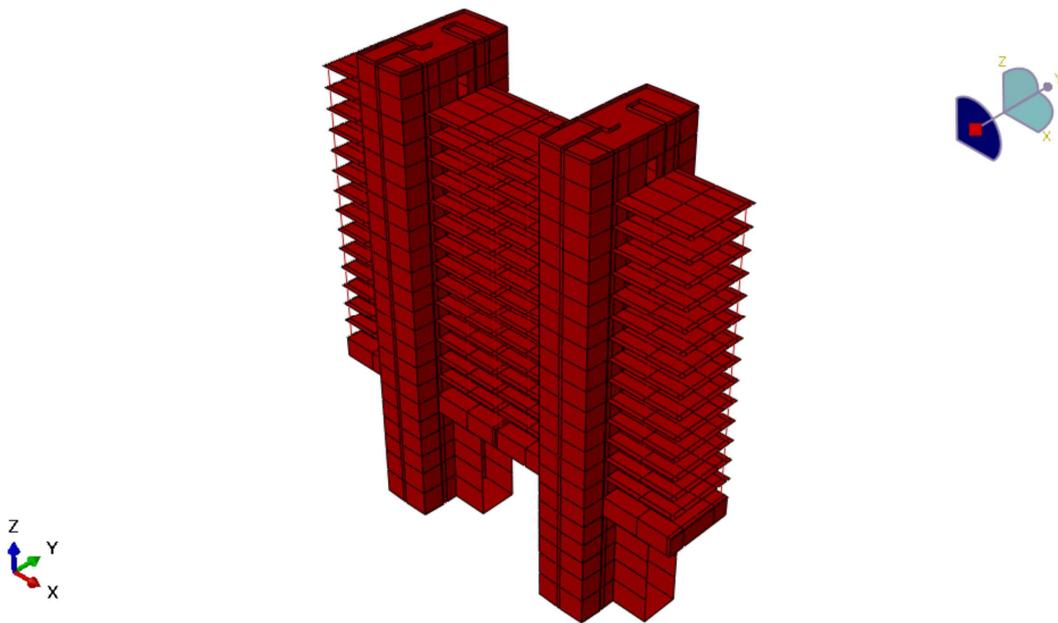
Di seguito si riportano i dodici profili di terreno analizzati, con i relativi parametri meccanici e la categoria di sottosuolo secondo la classificazione dell'Eurocodice 8.

Profilo	Spessore [m]	Densità ρ [kg/m ³]	Velocità v_p [m/s]	Velocità v_s [m/s]	v_{s30} [m/s]	Frequenza Fondamentale [Hz]	Categoria EC8
0	5	1930,0	1180,9	120,0	140,8	1,2	D
	10	1930,0	1218,8	140,0			
	15	1930,0	1237,5	150,0			
1	5	1930,0	1256,1	160,0	173,0	1,4	D
	10	1930,0	1274,6	170,0			
	15	1930,0	1292,9	180,0			
2	5	1930,0	1292,9	180,0	221,6	2,0	C
	10	1930,0	1347,0	210,0			
	15	1930,0	1417,4	250,0			
3	5	1930,0	1329,1	200,0	257,1	2,4	C
	10	1930,0	1400,0	240,0			
	15	1926,4	1502,5	300,0			
4	5	1930,0	1364,8	220,0	291,7	2,8	C
	10	1930,0	1434,7	260,0			
	15	1957,2	1600,7	360,0			
5	5	1930,0	1382,5	230,0	315,9	3,0	C
	10	1930,0	1468,8	280,0			
	15	1976,2	1664,0	400,0			
6	5	1930,0	1400,0	240,0	344,1	3,4	B
	10	1931,7	1519,2	310,0			
	15	1994,3	1725,6	440,0			
7	5	1930,0	1417,4	250,0	377,8	3,8	B
	10	1947,2	1568,4	340,0			
	15	2019,6	1815,1	500,0			
8	5	1930,0	1468,8	280,0	411,5	4,1	B
	10	1957,2	1600,7	360,0			
	15	2039,4	1887,1	550,0			
9	5	1937,0	1535,7	320,0	457,1	4,5	B
	10	1976,2	1664,0	400,0			
	15	2058,0	1957,0	600,0			
10	5	1957,2	1600,7	360,0	542,3	5,4	B
	10	2019,6	1815,1	500,0			
	15	2092,4	2091,1	700,0			
11	5	1998,6	1740,8	450,0	745,6	7,5	A
	10	2108,3	2155,6	750,0			
	15	2165,7	2399,9	950,0			

[Tabella 8.1.1 – Stratigrafia e proprietà meccaniche dei profili di terreno analizzati]

8.2 EDIFICIO PREFETTURA DI NIZZA

La modellazione della struttura è stata eseguita secondo le indicazioni di Fernandez Lorenzo et al. (2018). La discretizzazione dell'edificio viene realizzata in base agli elaborati grafici di progetto. Viene modellata solo una singola torre sfruttando la simmetria della struttura. Per modellare le colonne sono stati adottati elementi trave di Timoshenko. Per la torre in calcestruzzo armato e per le piastre orizzontali di ogni piano sono stati adottati elementi *Shell* per uso generale a quattro nodi doppiamente curvati, con integrazione ridotta (S4R). Per fornire risultati accurati si è proceduto al perfezionamento della mesh (si assume una spaziatura tra i nodi non superiore ad un metro per gli elementi piastra). Viene applicata una condizione al contorno rigida ai due livelli sotterranei della struttura, considerando il terreno come infinitamente rigido.



[Figura 8.3 – Modello agli elementi finiti della Prefettura di Nizza]

Le proprietà meccaniche dei materiali sono assunte pari a quelle specificate nella relazione di progetto della struttura. Si è adottato un comportamento elastico lineare considerando che si raggiungono bassi livelli di deformazione per effetto del carico sismico applicato. Di fatti, la massima PGA registrata dalla torre strumentata è di 0.036m/s^2 durante il terremoto di Barcelonnette Mw 4.9 del 2014. Il modulo elastico del calcestruzzo $E = 5700\sqrt{R_{ck}}$ è stimato come funzione della resistenza caratteristica cubica a compressione mono-assiale del calcestruzzo R_{ck} , usando un'equazione empirica proposta dall'Eurocodice 2 (Comitato Europeo per la standardizzazione 2004a), dove sia E che R_{ck} sono espressi in *MPa*. La massa non strutturale incognita nell'edificio influenza in modo significativo le frequenze naturali della struttura. Come osservato da Liu et al. (2005), nello studio delle proprietà dinamiche di un edificio di 17 piani, variare la posizione e la quantità della massa non strutturale è il modo più efficace per migliorare l'accuratezza di un modello agli elementi finiti per analisi dinamica di una struttura. Si assume che un *carico distribuito uniforme* (CDU) agisca sui piani di ogni livello. Secondo l'approccio di

aggiornamento del modello (Ventura et al., 2001), il valore del CDU viene regolato da un processo di calibrazione per tentativi (*Processo Trial and Error*) partendo dal valore imposto dall'Eurocodice nel caso di progettazione strutturale, per adeguarsi al valore corrispondente alla frequenza fondamentale dell'edificio ottenuta dalla registrazione delle vibrazioni ambientali. I parametri meccanici e i carichi adottati nel modello FE sono specificati nella *Tabella 8.2.1*.

Parametri Meccanici del modello		
Densità - ρ	2500	[kg/m ³]
Modulo di Young - E	31x10 ⁹	[N/m ³]
Rapporto di Poisson - ν	0.2	[-]
Carico verticale - q	3000	[kg/m ²]

[Tabella 8.2.1 – Parametri meccanici del calcestruzzo e proprietà dinamiche dell'intera struttura]

Forma Modale	Rapporto di Smorzamento [%]
1	2.5
2	1.5
3	4.5
4	5.0
5	5.0
>5	3.0

[Tabella 8.2.2 – Rapporti di smorzamento adottati nei modelli agli elementi finiti]

Bande	Limiti di Frequenza [Hz]
B1	0.5 – 10.0
B2	0.5 – 1.4
B3	1.4 – 2.5
B4	2.5 – 4.0
B5	4.0 – 10.0

[Tabella 8.2.3 – Bande di frequenza che consentono di osservare individualmente il contenuto in frequenza di ogni modo nel caso studio]

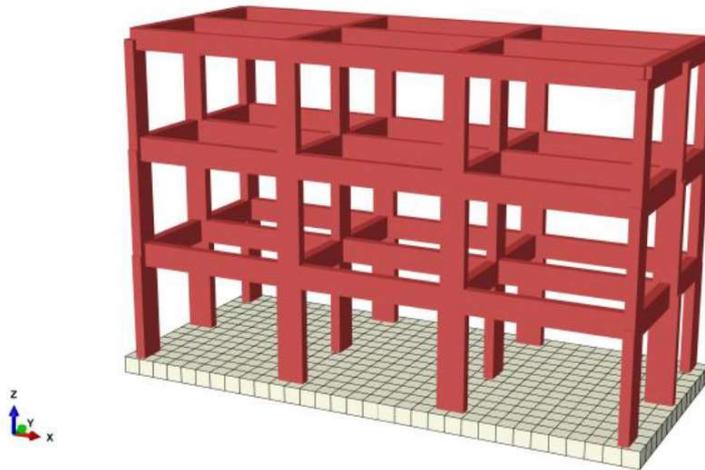
Modo	f [Hz]
1	1.20
2	1.24
3	1.59

[Tabella 8.2.4 – Prime tre frequenze naturali f ottenute dai modelli agli elementi finiti per comportamento indipendente tra le torri con connessione rigida]

Il rapporto di smorzamento adottato nel modello FE (*Tabella 8.2.2*) è stimato anch'esso mediante un processo di calibrazione per tentativi al fine di ottenere il miglior adattamento in termini di storia temporale delle accelerazioni. Anche se la prima e la seconda forma modale sono nello stesso intervallo di frequenza B2, il rapporto di smorzamento correlato è diverso perché è calibrato utilizzando le registrazioni di diversi componenti di movimento dell'edificio.

8.3 EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

Le strutture di riferimento, di cui si confrontano i risultati in termini di accelerazione di picco in cima con l'edificio della Prefettura di Nizza del caso studio, sono delle strutture a telaio 3D modellate utilizzando elementi di travi Timoshenko. La struttura è rigidamente connessa alla sua base, nodo per nodo (*Figura 8.4*), alla fondazione superficiale 3D che è discretizzata usando elementi solidi a 20 nodi.



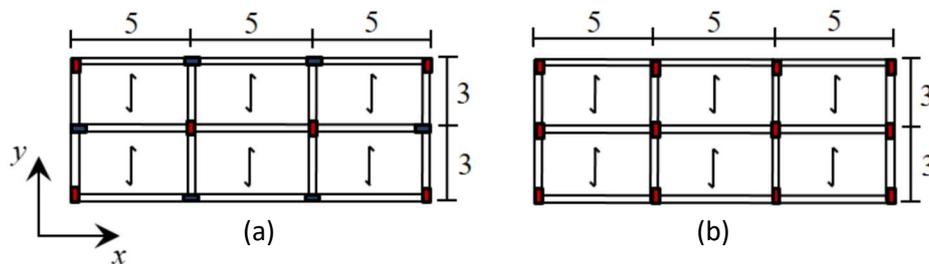
[Figura 8.4 – Assemblaggio Struttura-Fondazione]

Il modello trave di Timoshenko considera la deformazione trasversale di taglio come non trascurabile. Di conseguenza, la rigidezza trasversale è definita come χGA , dove G è il modulo di taglio, A è l'area della sezione trasversale e $\chi = \frac{5(1+\nu)}{6+5\nu} = 0.85$ è il coefficiente di taglio per un rapporto di Poisson = 0.2

(Kaneko 1975). L'approccio di Rayleigh (Chopra 1995) è adottato per considerare l'effetto smorzante degli elementi non strutturali. La matrice di smorzamento è stimata come $C = aM + bK$, dove M è la matrice di massa consistente e K è la matrice di rigidità. I parametri $a = \frac{2\zeta w_1 w_2}{w_1 + w_2}$ e $b = \frac{2\zeta}{w_1 + w_2}$ sono calcolati usando le prime due frequenze angolari naturali w_1 e w_2 della struttura, e si assume un rapporto di smorzamento = 5%, come nella progettazione strutturale di edifici in cemento armato.

Nella presente analisi parametrica gli edifici sono stati modellati con diverse altezze e quindi diversi livelli di interpiano. A ciascuna struttura corrisponde una propria frequenza fondamentale, ed è proprio con quest'ultima che vengono identificate le strutture nei grafici seguenti.

Nella *Tabella 8.3.1* seguente si riportano gli edifici di riferimento presi in considerazione nel confronto con la Prefettura di Nizza.



[Figura 8.5 – Schema planimetrie]

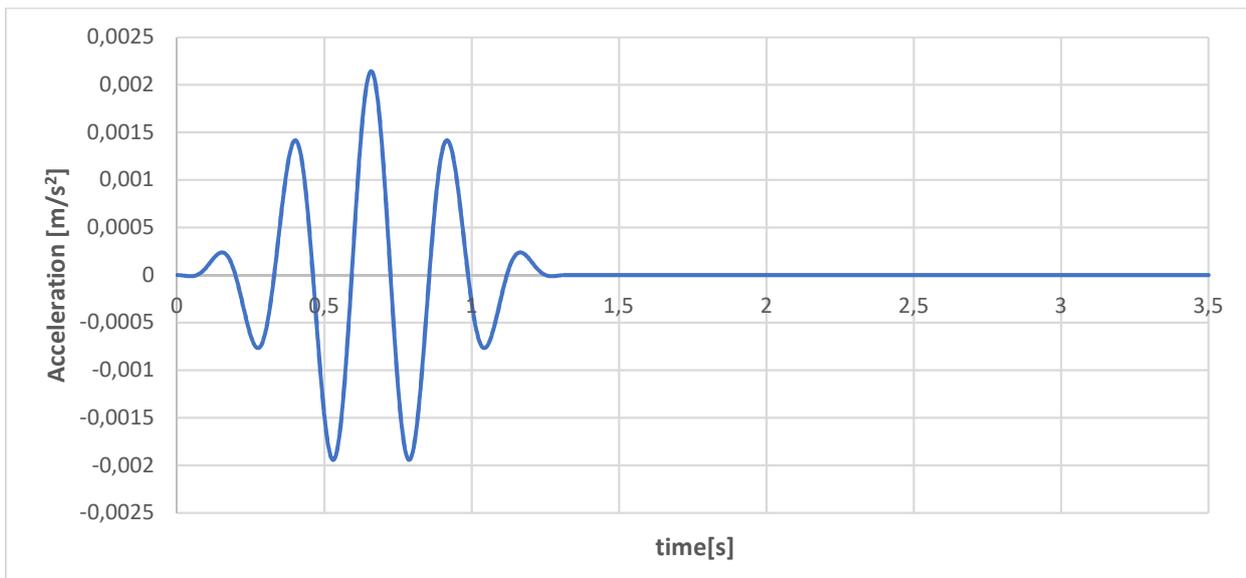
Edificio	Piano	Planimetria	Frequenza propria [Hz]
1	3	a	3,7
2	3	b	2,7
3	5	a	2,2
4	5	b	1,7
5	7	a	1,5

[Tabella 8.3.1 – Frequenze fondamentali delle strutture a telaio prese come riferimento]

8.4 ACCELEROGRAMMI SISMICI PER LE ANALISI PRELIMINARI

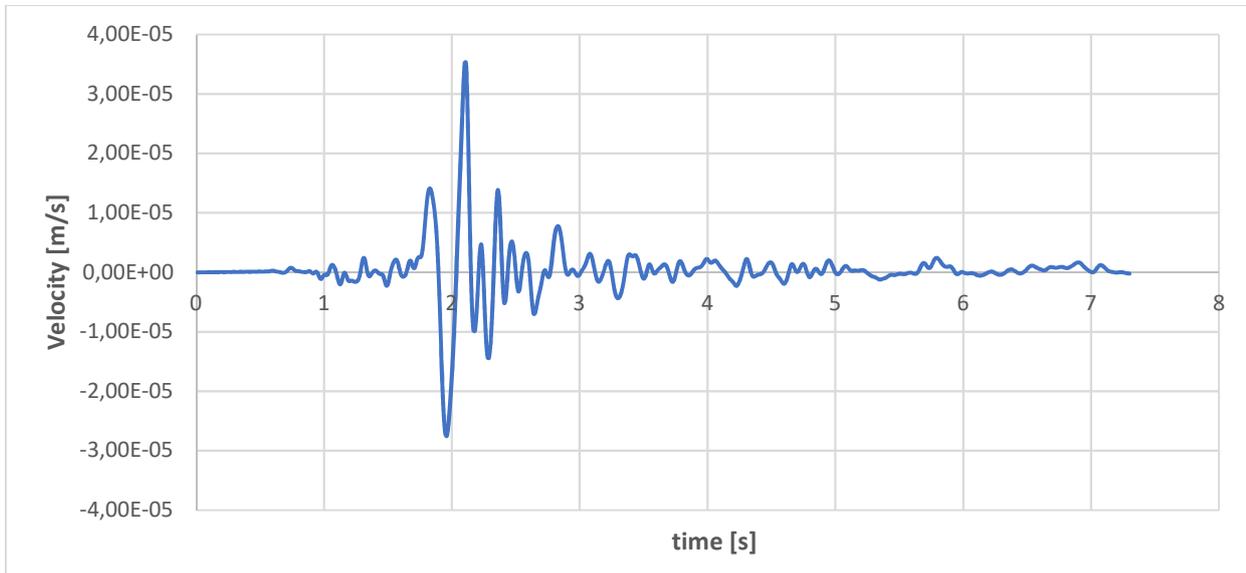
Per la definizione del modello del dominio di terreno (come ampiamente descritto al Capitolo *STUDIO DEL MODELLO*) sono stati utilizzati un segnale sintetico ed un segnale reale all'interfaccia tra il deposito di terreno e il *bedrock*.

Per la validazione delle strategie di modellazione applicate sul modello di propagazione 1DT-3C per un edificio intelaiato è stato utilizzato un accelerogramma sintetico a banda stretta con frequenza pari alla frequenza principale della struttura $f_q = 3,7$ Hz, della durata di 3,5 s, ed un'ampiezza massima in termini di accelerazione pari a $a_{0max} = 2,14 \cdot 10^{-3} m/s^2$.



[Figura 8.6 – Segnale in input per le analisi preliminari di la valutazione dei comandi di Abaqus]

Per la determinazione della funzione di trasferimento del terreno e della struttura, da cui si è poi rilevata la rispettiva frequenza fondamentale, si è utilizzato un accelerogramma sismico reale a banda larga, opportunamente scalata per considerare il comportamento lineare dei materiali, della durata effettiva pari 7,3s con un range di frequenza a banda larga compreso tra 1 – 30 Hz, ed un'ampiezza massima in termini di velocità pari a $v_{0max} = 3,53 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}^2$.



[Figura 8.7 – Segnale in input per le analisi preliminari di la valutazione della frequenza fondamentale]

8.5 ACCELEROGRAMMA SISMICO SINTETICO A BANDA STRETTA

Nelle seguenti analisi è stata applicata un'onda sintetica di piccola ampiezza, impostata in modo da avere un moto in input la cui frequenza predominante sia prossima alla frequenza fondamentale dell'edificio caso di studio.

Il carico sismico assunto all'interfaccia terreno-bedrock (Mavroeidis and Papageorgiou 2002) è stato applicato in termini di velocità, la cui espressione è riportata di seguito:

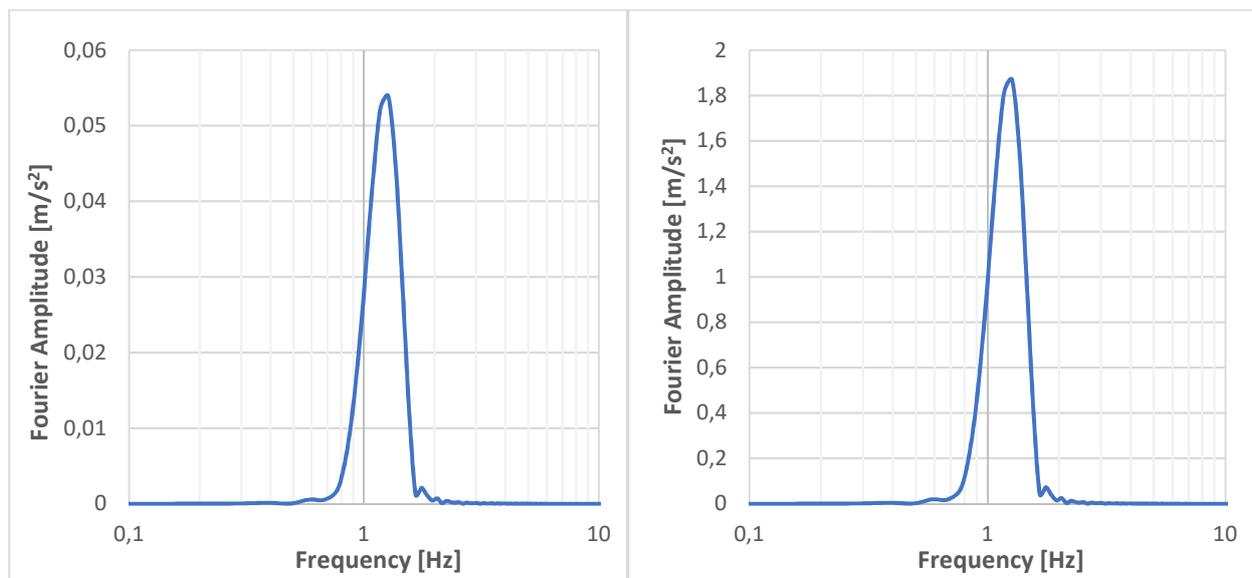
$$v_0(t) = \frac{v_{0max}}{2 \left[1 + \cos\left(\frac{2\pi f_q}{n(t-t_0)}\right) \right]} \cos(2\pi f_q(t-t_0)) \quad (8-2)$$

In cui:

- v_{0max} è l'ampiezza del moto incidente in termini di velocità;
- f_q è la frequenza predominante del segnale;
- n è il numero di cicli, posto pari a 5;
- $t_0 = n/(2f_q)$ è il tempo del pico di involuppo.

Sono stati utilizzati segnali sintetici con ampiezza differente in modo che, per la prima parte dell'analisi, il comportamento del sistema struttura-terreno rimanga in campo elastico, mentre per la seconda parte dell'analisi vengono eccitate le componenti di deformazione non lineari.

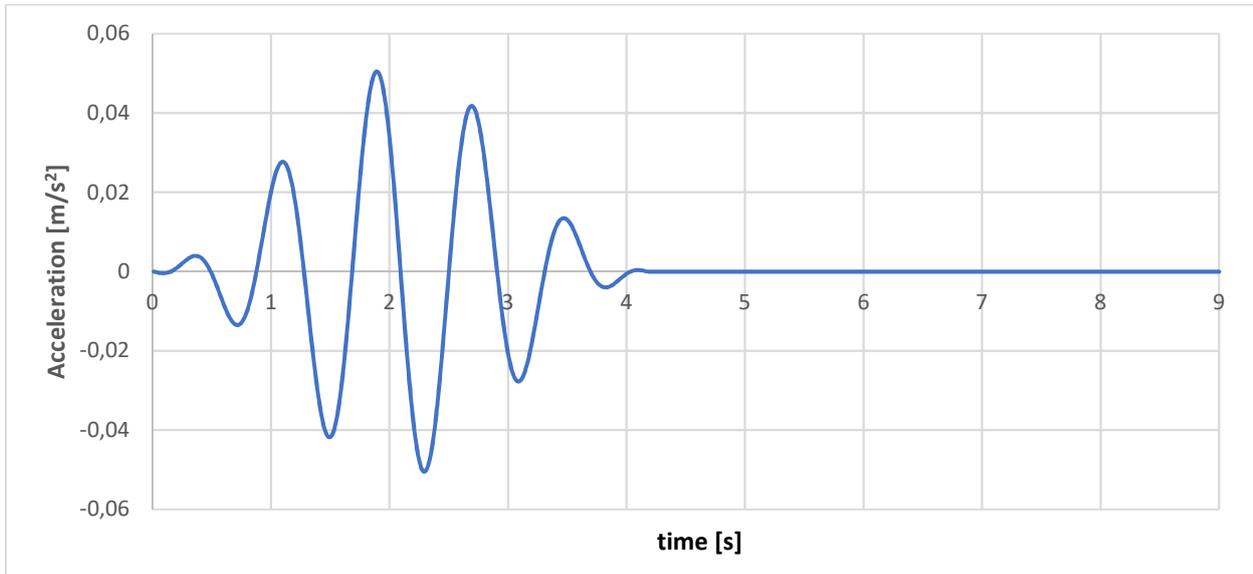
Di seguito si riporta lo spettro di Fourier del segnale sintetico per entrambi i casi (lineare e non lineare) in cui si nota che il contenuto energetico è concentrato in un intervallo di frequenze a banda stretta nell'intorno della frequenza fondamentale dell'edificio, in modo da eccitare la prima forma modale della struttura.



[Figura 8.8 – Spettri di Fourier dei segnali sintetici a banda stretta – caso lineare (sx) e non lineare (dx)]

8.5.1 CASO LINEARE

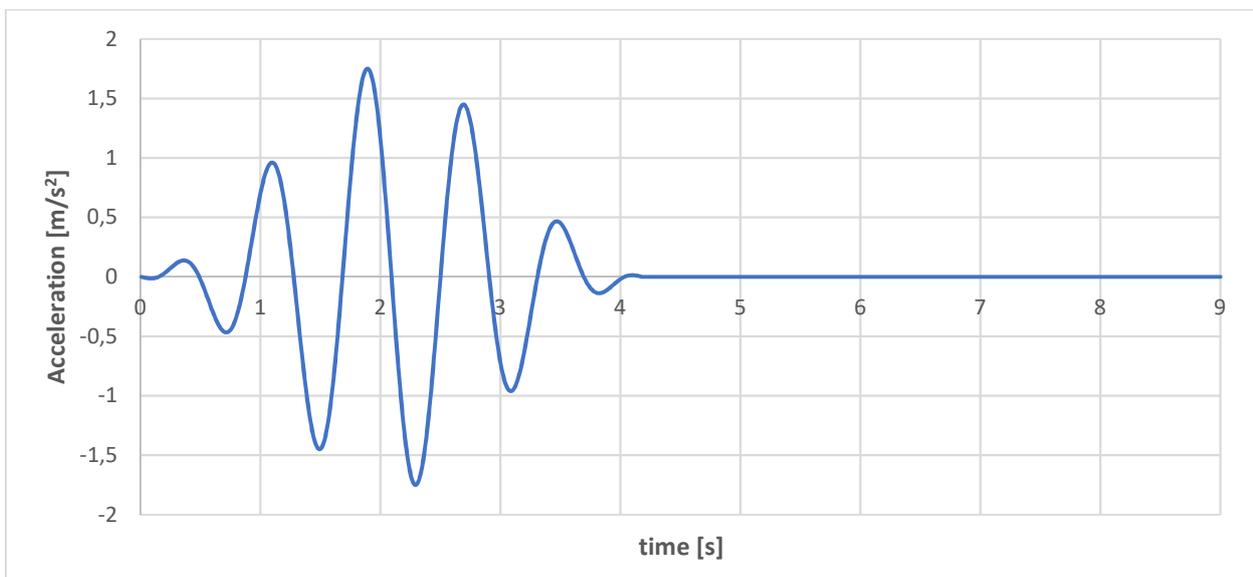
Il segnale utilizzato per le analisi considerando il comportamento lineare dei materiali è una forzante armonica della durata pari 9s con frequenza predominante pari a 1,2 Hz con un'ampiezza massima in termini di accelerazione pari a $a_{0max} = 0,05 \text{ m/s}^2$.



[Figura 8.9 – Segnale in input per le analisi di interazione terreno-struttura con comportamento lineare]

8.5.2 CASO NON LINEARE

Il segnale utilizzato per le analisi considerando il comportamento non lineare del terreno è una forzante armonica della durata pari 9s con frequenza predominante pari a 1,2 Hz con un'ampiezza massima in termini di accelerazione pari a $a_{0max} = 1,75 \text{ m/s}^2$.



[Figura 8.10 – Segnale in input per le analisi di interazione terreno-struttura con comportamento non lineare]

8.6 FILTRAGGIO SEGNALE

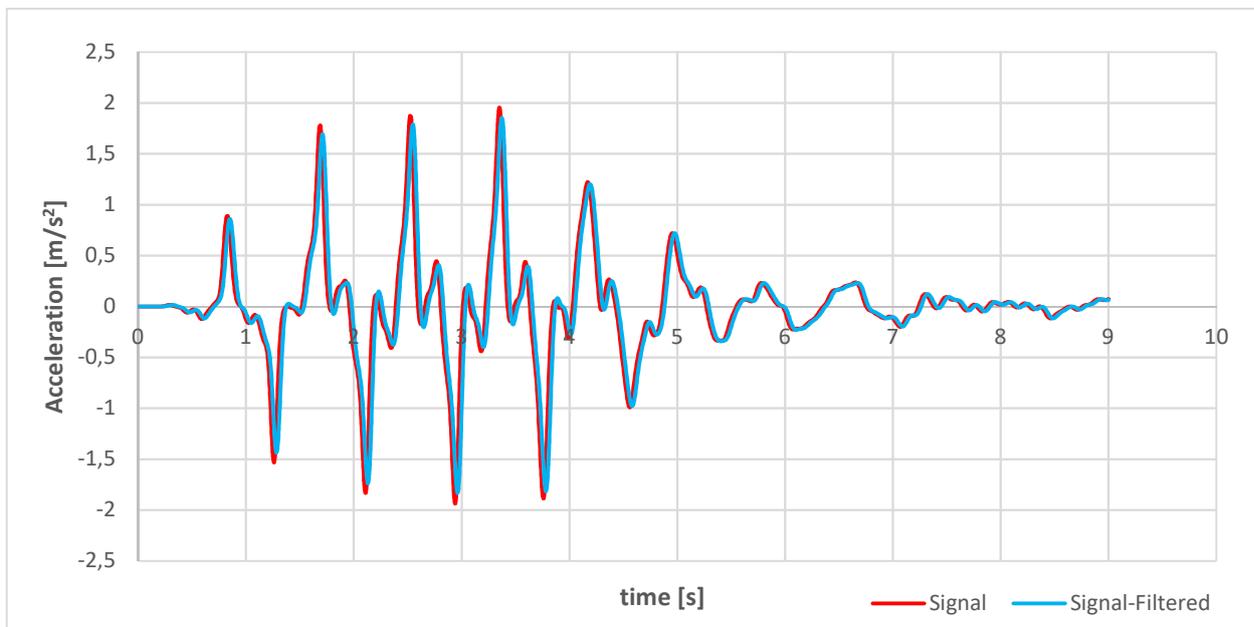
Il **filtro di Butterworth** è un filtro passa banda (PB) che lascia passare inalterate le frequenze in una certa banda, comprese tra una frequenza di taglio superiore e una inferiore, mentre taglia quelle al di fuori di questo intervallo. Il filtro è di secondo ordine, presenta quindi una funzione di trasferimento con due poli. Un filtro di Butterworth è caratterizzato da 2 parametri: l'ordine N e la frequenza di taglio ω_c . la forma generale del modulo della funzione di trasferimento di un filtro di questo tipo è la seguente:

$$|H(\omega)| = \frac{1}{|B_N(i \frac{\omega}{\omega_c})|} = \frac{1}{\sqrt{1 + (i \frac{\omega}{\omega_c})^{2N}}}$$

Dove $B_N(s)$ è un opportuno polinomio detto N -esimo polinomio di Butterworth, mentre la riduzione in scala ω/ω_c rispetto a ω denota la frequenza normalizzata alla frequenza di taglio.

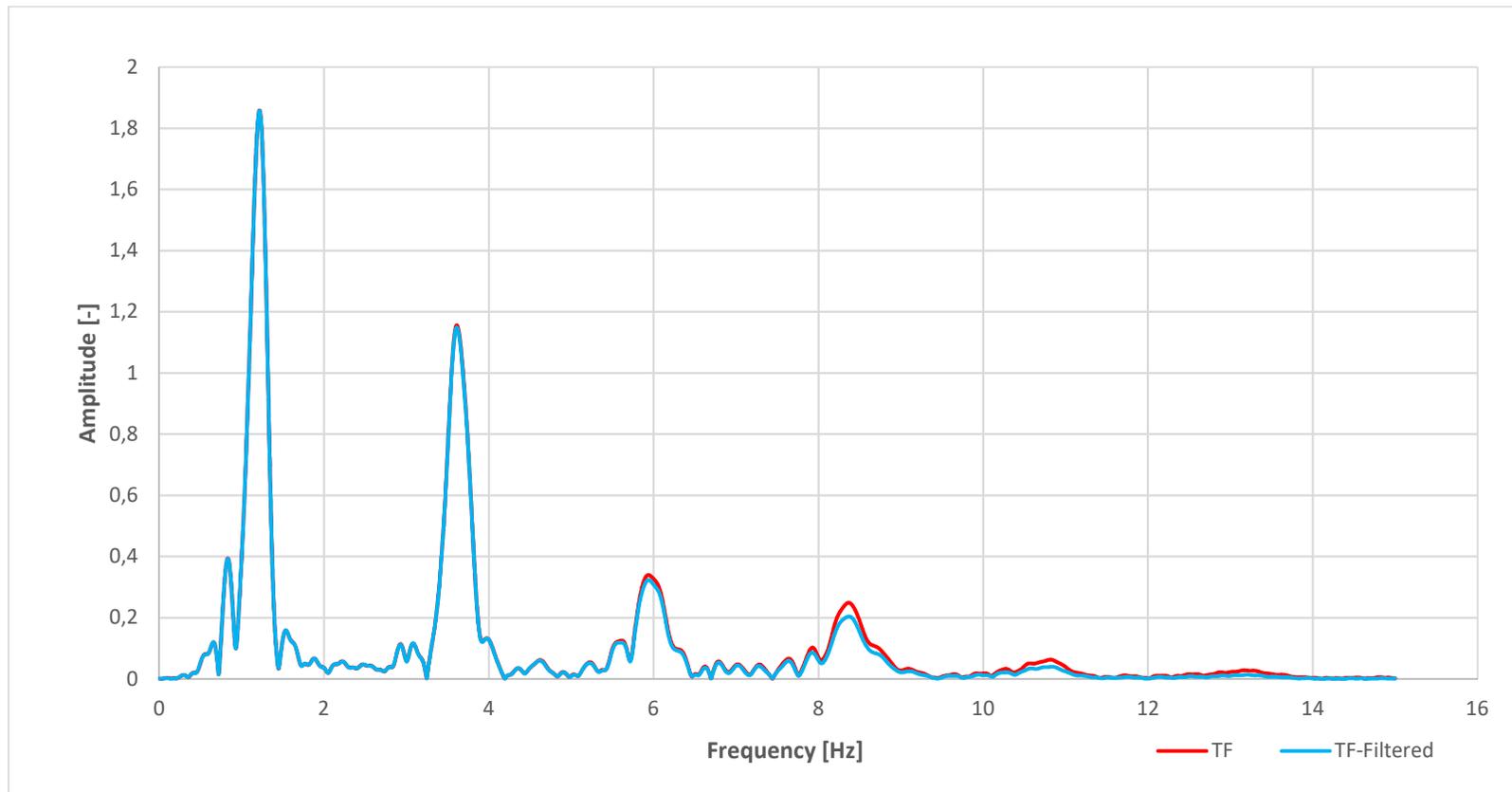
Tutti i segnali numerici nella presente analisi sono filtrati da un filtro di Butterworth a due poli tra 0,1 e 10 Hz, che corrisponde alla banda con il maggiore contenuto in frequenza della struttura.

Di seguito si riporta un confronto a scopo dimostrativo tra un segnale grezzo e il rispettivo filtrato, nella fattispecie si tratta del segnale sintetico in termini di accelerazione rilevato in cima all'edificio della Prefettura di Nizza nell'analisi a step singolo con comportamento non lineare del terreno dell'interazione terreno-struttura.



[Figura 8.11 – Risposte in termini di Accelerazione in cima all'edificio – Segnale non filtrato vs Segnale filtrato]

Come si nota dalla *Figura 8.11* la riduzione dei picchi del segnale filtrato risulta impercettibile rispetto al segnale non filtrato. Dal punto di vista energetico si riporta sempre a titolo di esempio lo spettro di Fourier del segnale sopra riportato. Come si nota dal grafico seguente, il filtro riduce le ampiezze dello spettro per frequenze superiori al limite di banda.



[Figura 8.12 – Trasformata di Fourier del segnale rilevato in cima all'edificio – Segnale non filtrato vs Segnale filtrato]

9 STUDIO DEL MODELLO

Prima di procedere con l'analisi parametrica di SSI è stato necessario realizzare ogni singola parte del modello su *Abaqus* e verificare il corretto funzionamento dell'insieme struttura-fondazione-terreno eseguendo delle analisi preliminari. Di seguito si riportano la descrizione del modello e le analisi preliminari eseguite prima di passare allo studio di SSI.

Lo studio inizia a partire dei modelli di propagazione 1DT-3C su un edificio intelaiato, di cui si è recepita la tecnica di modellazione su *Abaqus*. Inoltre, è stata validata una nuova strategia di modellazione, ritenuta opportuna per la modellazione di problemi più complessi. Una volta appurate le tecniche di modellazione si è proceduto all'applicazione del modello di propagazione 1DT-3C all'edificio della Prefettura di Nizza. È stato creato un nuovo dominio di terreno valutando opportunamente le dimensioni dell'area, lo spessore dello strato tridimensionale e l'effetto dello scavo della fondazione sulla frequenza fondamentale.

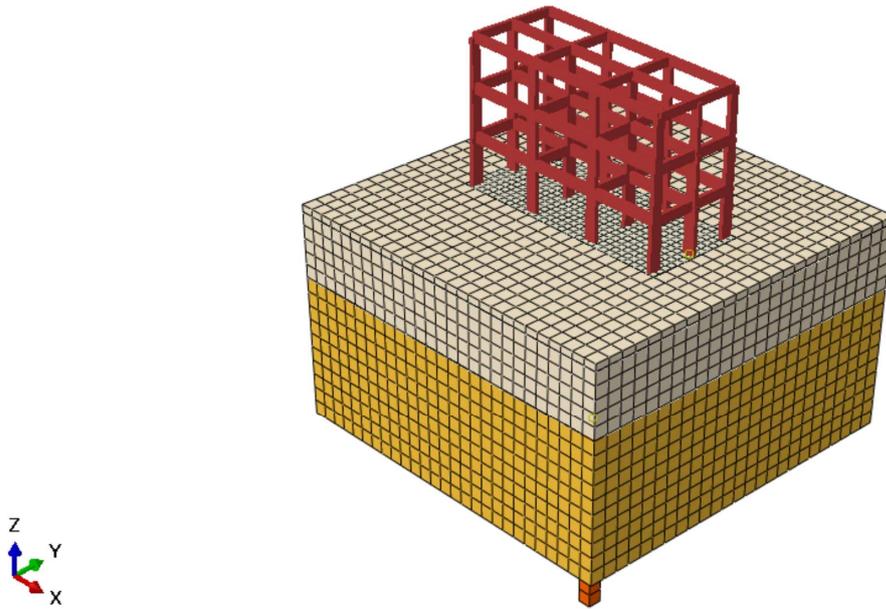
9.1 EDIFICIO A TELAIO IN C.A.

La struttura del telaio 3-D è modellata utilizzando elementi di travi Timoshenko con sei gradi di libertà per nodo. La rigidezza trasversale χGA della sezione trasversale dell'elemento trave è definita utilizzando un fattore di correzione di taglio (Kaneko 1975) uguale a $\chi = (5(1 + \nu)) / (6 + 5\nu)$. Per la struttura si assume un comportamento costitutivo lineare. Lo smorzamento fornito dalle componenti non strutturali viene preso in considerazione secondo l'approccio di Rayleigh (Chopra 2001). Infatti, la sottomatrice di smorzamento relativa all'edificio viene assunta come proporzionale alla massa e alla rigidezza, utilizzando i coefficienti dipendenti dalle prime due frequenze naturali della struttura a base fissa. I carichi permanenti e variabili sono applicati sulle travi in termini di massa per unità di lunghezza.

Le basi delle colonne dell'edificio sono tutte collegate da un collegamento rigido di membrana sotto l'ipotesi di fondazioni rigide e poco profonde. Secondo l'approccio del modello 1-D, l'edificio è rigidamente collegato in basso alla superficie del suolo, sotto l'ipotesi di fondazioni rigide superficiali e trascurabili effetti di oscillazione. I gradi di libertà dei nodi alla base delle colonne relativi alle rotazioni sono bloccati.

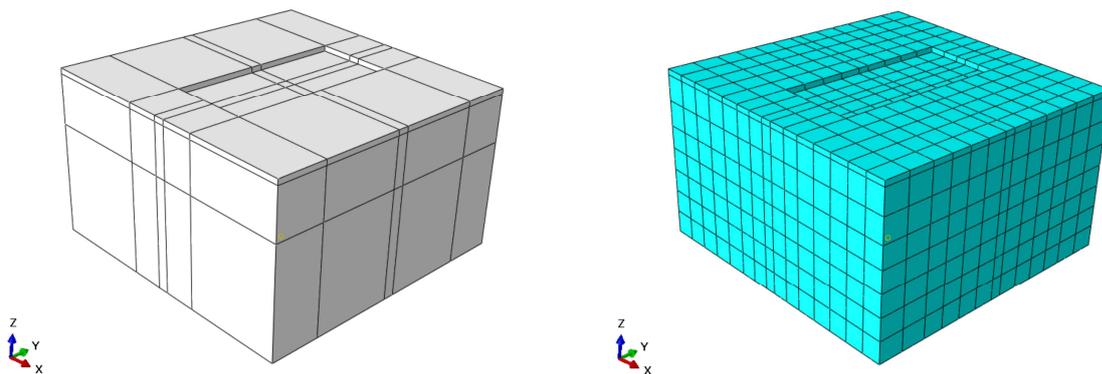
9.1.1 COMANDO PARTITION

Partendo dai modelli di analisi di SSI proposti da Fares et al. (2018) di un edificio in calcestruzzo armato a telaio assemblato insieme alla fondazione a piastra e al dominio di terreno a forma di T, ci si è da subito interrogati su quali potessero essere nuove strategie di modellazione per estendere lo studio ad un edificio più complesso quale è la Prefettura di Nizza.



[Figura 9.1 – Modello SSI per l'analisi di propagazione d'onda 1D-3C su edificio intelaiato]

Il modello di terreno è costituito da tre strati (ampiamente descritti al capitolo successivo – *Profili di terreno*), di cui i primi due sono stati modellati da una *Part* completamente 3D mentre lo strato più profondo è rappresentato da una colonna di area unitaria. Per la parte 3D, si è proceduto ad una partizione del solido, ottenendo delle sub-parti a cui è possibile assegnare specifiche proprietà dei materiali tra quelli precedentemente definiti. Al fine di ottenere una discretizzazione omogenea di elementi solidi a 20 nodi è necessario dividere manualmente le superfici della *Part* del modello di terreno completamente 3D in modo da guidare il programma verso una mesh adeguata.

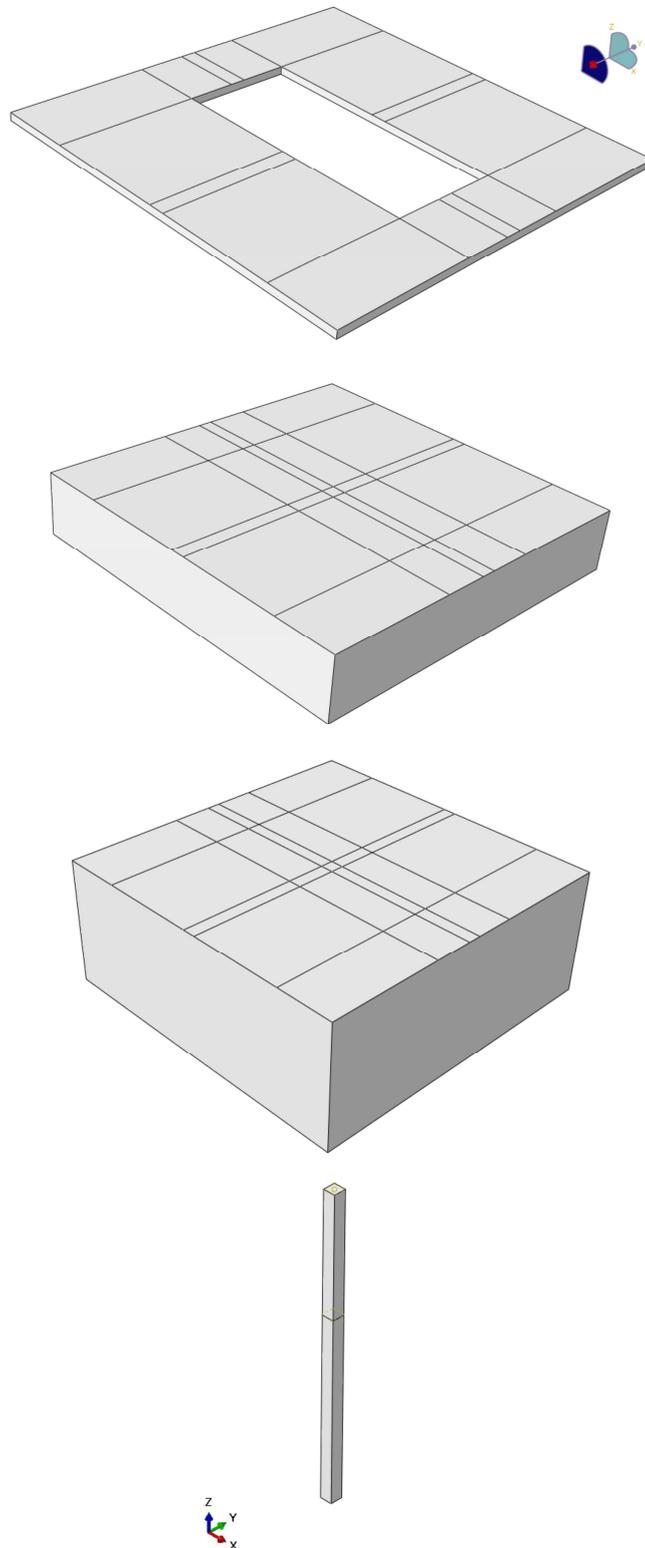


[Figure 9.2 – Discretizzazione del dominio di terreno]

Quando il modello del dominio di terreno diventa più complesso, come nel caso dell'edificio della Prefettura di Nizza in cui le fondazioni sono interrato e la forma della pianta non segue un

Capitolo 9 – STUDIO DEL MODELLO

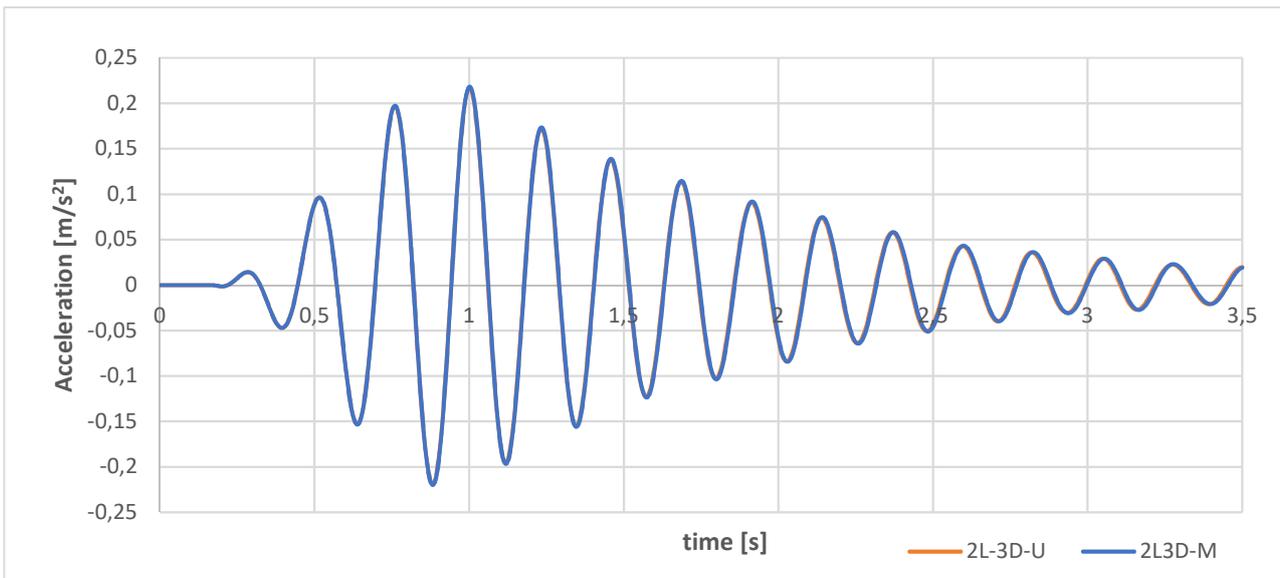
andamento regolare, si rende necessario scomporre il modello in strati orizzontali, ciascuno costituito da una singola *Part*, e collegarli tramite dei vincoli “tie”. Questa procedura rende più semplice la discretizzazione dell’intero modello.



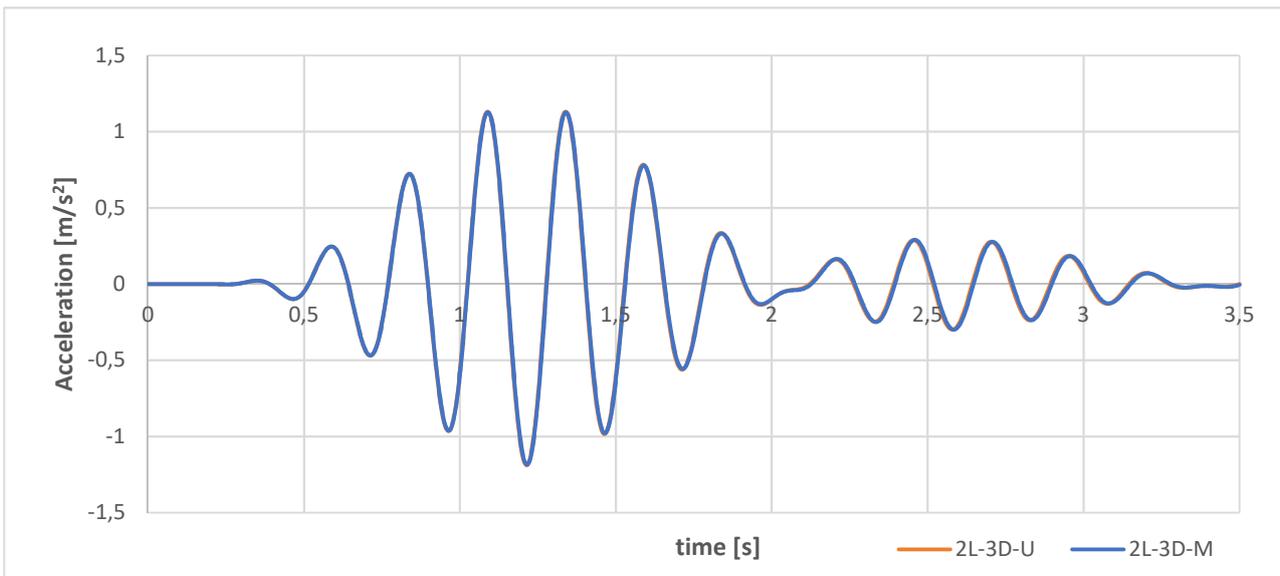
[Figura 9.3 – Esploso del modello di terreno a forma di T]

In *Figura 9.3* viene mostrata il dominio di terreno, ottenuto seguendo una strategia di modellazione diversa, in cui la porzione tridimensionale è scomposta in tre strati collegati nodo a nodo tramite vincolo superficiali tie. Successivamente sono stati eseguiti dei test per validare la nuova strategia.

È stata lanciata un'analisi di propagazione di onde 1D-3C applicando un input sismico sintetico a banda stretta, con frequenza pari alla frequenza fondamentale della struttura $f_q = 3,7$ Hz e durata di 3,5 s, alla base della colonna di terreno (al livello dello strato roccioso) e sono stati confrontati quindi le accelerazioni in output al suolo e in cima all'edificio per entrambi i modelli ottenuti con strategie di modellazione differenti.



[Figura 9.4 – Risposta in termini di accelerazione al suolo – Modello di terreno 2Layers unica Part vs Multi-Parts]



[Figura 9.5 – Risposta in termini di accelerazione in cima all'edificio – Modello di terreno 2Layers unica Part vs Multi-Parts]

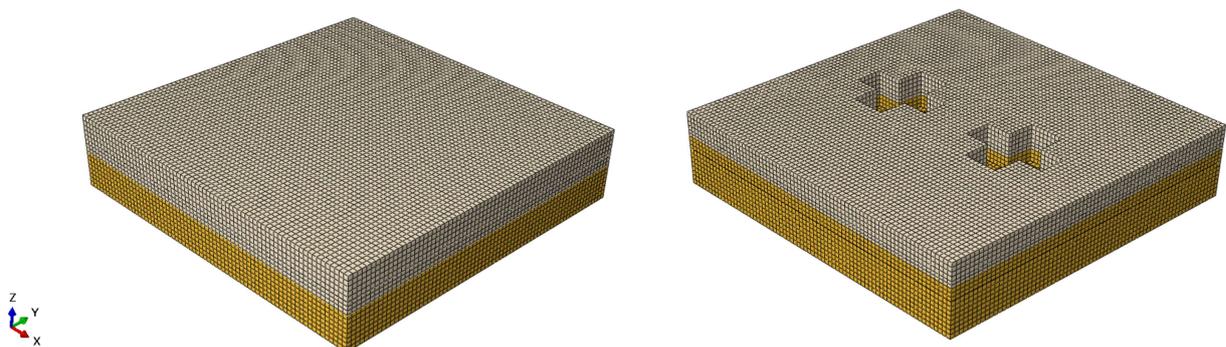
Come si può notare dalle *Figure 9.4 e 9.5* la risposta ottenuta in entrambi i casi risulta praticamente identica, confermando la validità della nuova strategia di modellazione per le successive analisi.

9.2 EDIFICIO DELLA PREFETTURA DI NIZZA

La struttura, costituita da un insieme di piastre con comportamento lineare elastico (ampiamente descritta nel seguente paragrafo “Caso Studio”), è modellata tramite elementi shell. La fondazione a platea dell’edificio si trova ad una profondità di 7,5 m dal piano campagna pertanto risulta rigidamente collegata alla struttura tramite vincoli “tie” tra la superficie della base dell’edificio e la superficie della fondazione. Inoltre, la fondazione è anche collegata agli strati di terreno (superiori, inferiori e laterali) tramite medesimi vincoli “tie” tra le relative interfacce terreno-fondazione. Per la fondazione rigida si è assunto un comportamento costitutivo lineare. Per le superfici verticali interrato dell’edificio a contatto con lo strato superiore di terreno si è assunto un collegamento “tie” tra le interfacce terreno-struttura.

9.2.1 EFFETTO DELLA PRESENZA DELLO SCAVO

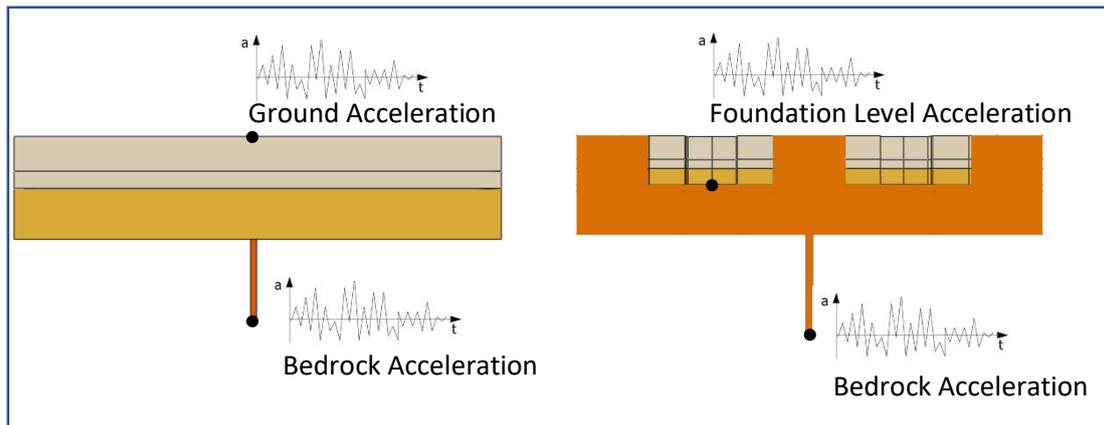
A differenza dagli edifici di riferimento che presentano una fondazione superficiale, l’edificio della Prefettura di Nizza è costruito su una fondazione a platea ad una quota inferiore di 7,5 m dal suolo. È necessario tenere conto della porzione interrata della struttura, quindi il dominio di terreno dovrà essere modellato considerando la presenza dello scavo. Questo comporta l’applicazione di nuove condizioni al contorno tra le superfici verticali interrate a contatto tra il terreno e la struttura. Inoltre, per ottenere una discretizzazione adeguata del modello, considerando la presenza dello scavo, i diversi strati del profilo di terreno e la planimetria complessa della Prefettura di Nizza, risulta difficile modellare il dominio di terreno come unica *Part*. Quindi la porzione di terreno 3D è stata suddivisa in 5 strati collegati tra loro da vincoli tie.



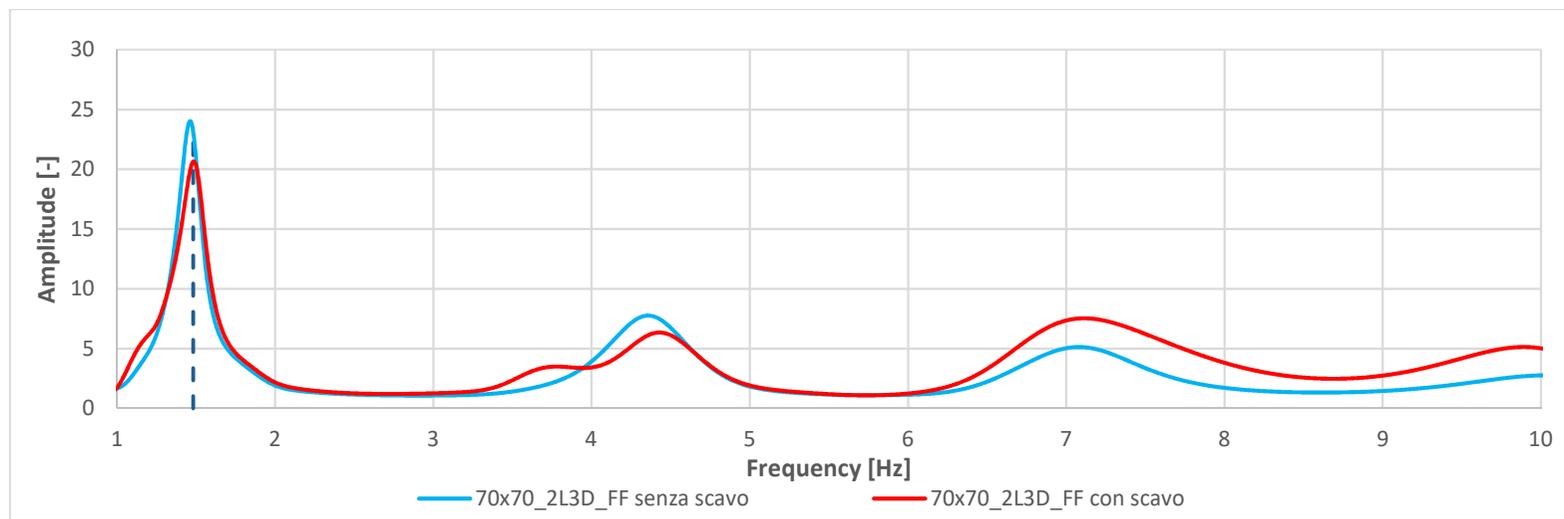
[Figura 9.6 – Modello privo di scavo (sx) e modello con scavo (dx)]

In questa fase di modellazione ci si è chiesti di quanto la frequenza fondamentale del profilo di terreno sia influenzata dalla presenza dello scavo. Questo è un passaggio importante dal momento che nell’analisi in due step si dovrà applicare alla base dell’edificio il segnale in termini di accelerazione che si registra al suolo, quindi è opportuno stimare la variazione della risposta tra la superficie del terreno e la superficie interrata al livello delle fondazioni.

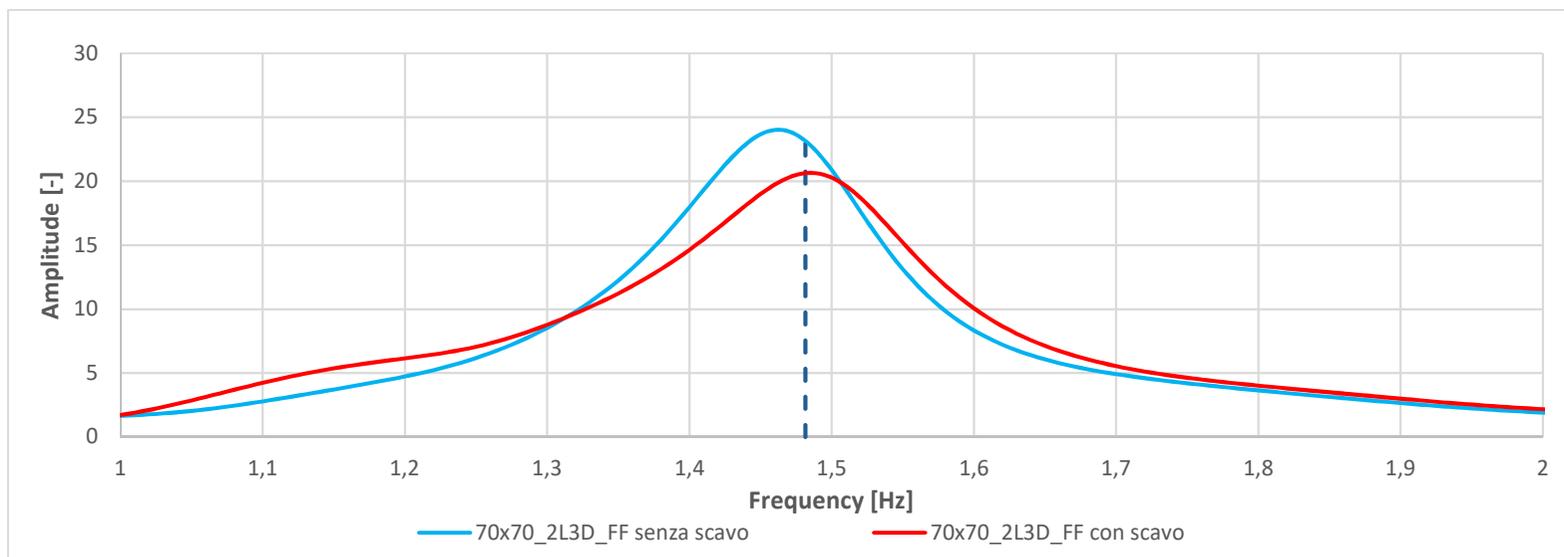
Per far ciò sono stati realizzati due modelli di terreno (in *Figura 9.6*) con e senza scavo, su cui è stato applicato al livello del sotto-strato roccioso un segnale reale della durata di 7,3 s. Le onde si propagano verso la superficie e pertanto sono stati rilevati i segnali in output al suolo e al livello delle fondazioni. Si è proceduto alla costruzione della funzione di trasferimento tra il segnale in superficie ed il segnale in input al livello del sotto-strato roccioso nel dominio delle frequenze per i due casi sopra mostrati. La FT presenta un picco di amplificazione in corrispondenza della frequenza fondamentale ed è proprio questo il parametro di riferimento confrontato nel presente test.



[Figura 9.7 – Posizionamento Output]



[Figura 9.8 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno in condizioni Free Field]



[Figura 9.9 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno in condizioni Free Field (zoom)]

Da come si nota dalle *Figure 9.8 e 9.9* la frequenza fondamentale teorica (individuata da una linea tratteggiata) viene rispettata grosso modo in entrambi i casi, con una maggiore accuratezza nel caso della modellazione con la presenza dello scavo. Si ritiene ininfluyente nei confronti dell'oscillazione la presenza dello scavo nel dominio di terreno, pertanto **si prosegue nell'analisi in due step considerando il modello privo dello scavo** per una modellazione speditiva e per il minor tempo computazionale richiesto.

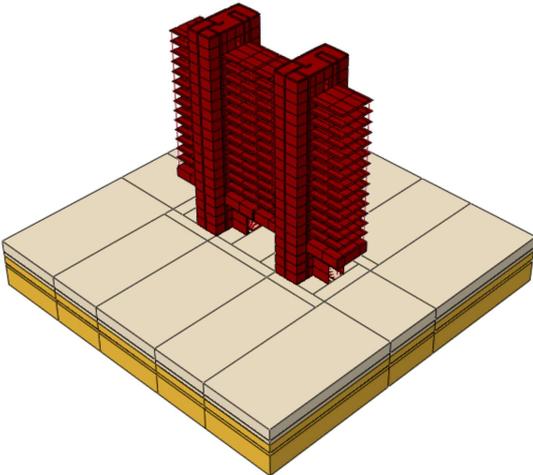
9.2.2 ESTENSIONE DEL DOMINIO DI TERRENO

Un importante aspetto relativo alla modellazione del dominio di terreno riguarda l'estensione dell'area del modello. Per far fronte al numero considerevole di analisi, è importante realizzare un modello che sia valido ma allo stesso tempo che richieda il minor tempo computazionale, dal momento che le analisi richiedono un tempo non indifferente. Allora nella prima fase dello studio si è stabilita l'estensione del dominio andando ad analizzare la propagazione delle onde monodimensionale. A causa della presenza dei bordi, il segnale che arriva al suolo viene alterato, a causa del fenomeno di riflessione che si verifica al contorno del dominio. La riflessione ai bordi è dovuta al contrasto di impedenza caratteristici dei materiali, pertanto l'onda riflessa torna indietro ed interferisce con le successive in arrivo. Quindi per evitare l'interferenza dei bordi nella valutazione dell'interazione terreno-struttura si è ricercato un dominio di terreno il cui contorno fosse posto a debita distanza dalla struttura. Il parametro di confronto preso in considerazione è la frequenza fondamentale del profilo di terreno ed è identificato nella funzione di trasferimento dalla frequenza con il maggiore contenuto energetico.

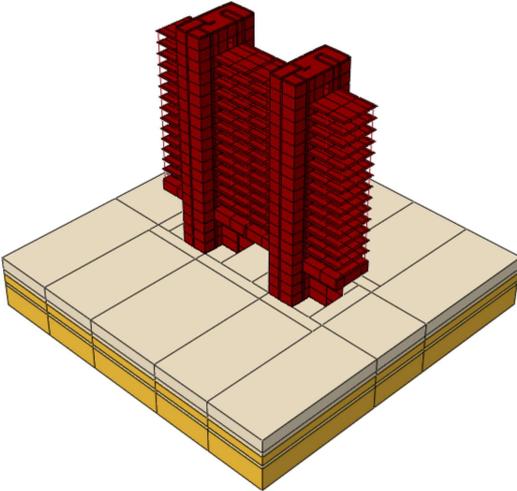
Preso in esame il profilo di terreno *profilo₁* precedentemente definito in *Tabella 8.1.1*, si è preparato un modello su *Abaqus* costituito dall'insieme terreno-fondazione-struttura e sono state eseguite delle analisi di propagazione di un'onda reale 1D-3C a partire dal substrato roccioso. Il segnale utilizzato è un accelerogramma sismico a banda larga di durata pari a 7,3 s. Per ogni modello di terreno esaminato è stato possibile ricavare la funzione di trasferimento, dal rapporto nel dominio delle frequenze tra il segnale al suolo ed il segnale input. Dalla funzione di trasferimento si è ricavata la frequenza fondamentale sperimentale ed è stata confrontata con la frequenza fondamentale teorica del profilo nota.

Sono state esaminate quattro diverse estensioni a partire da un dominio più ampio giungendo fino al dominio assunto. I modelli esaminati sono mostrati nelle *Figure 9.10* seguenti mentre i dati di input del test sono stati riassunti di seguito:

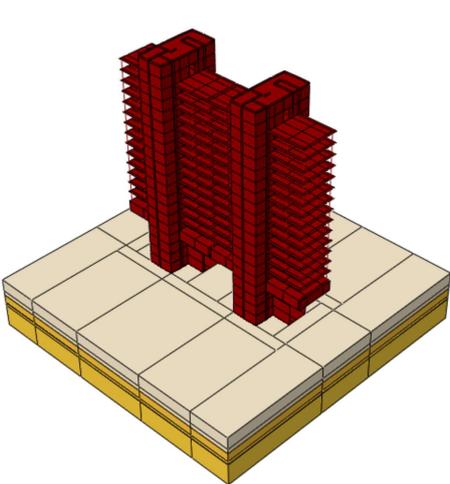
Estensioni esaminate:



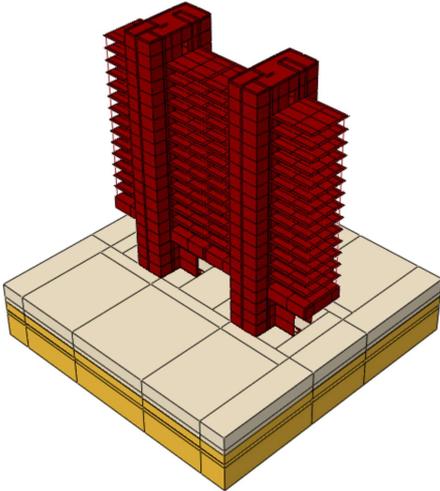
100x100 m²



90x90 m²

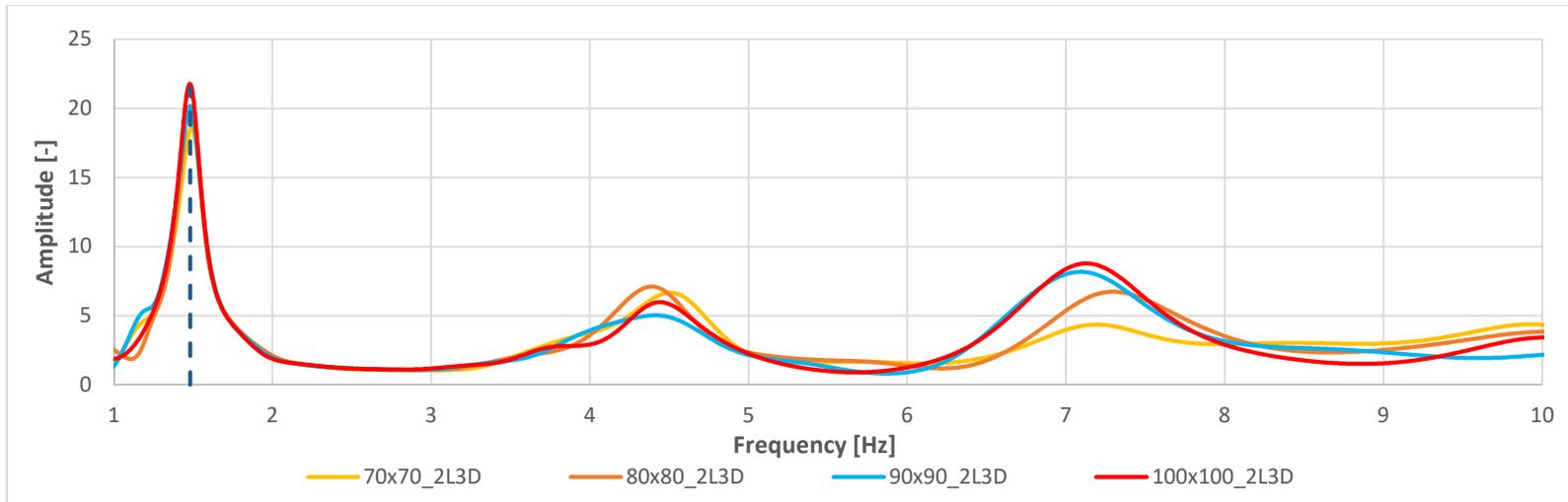


80x80 m²

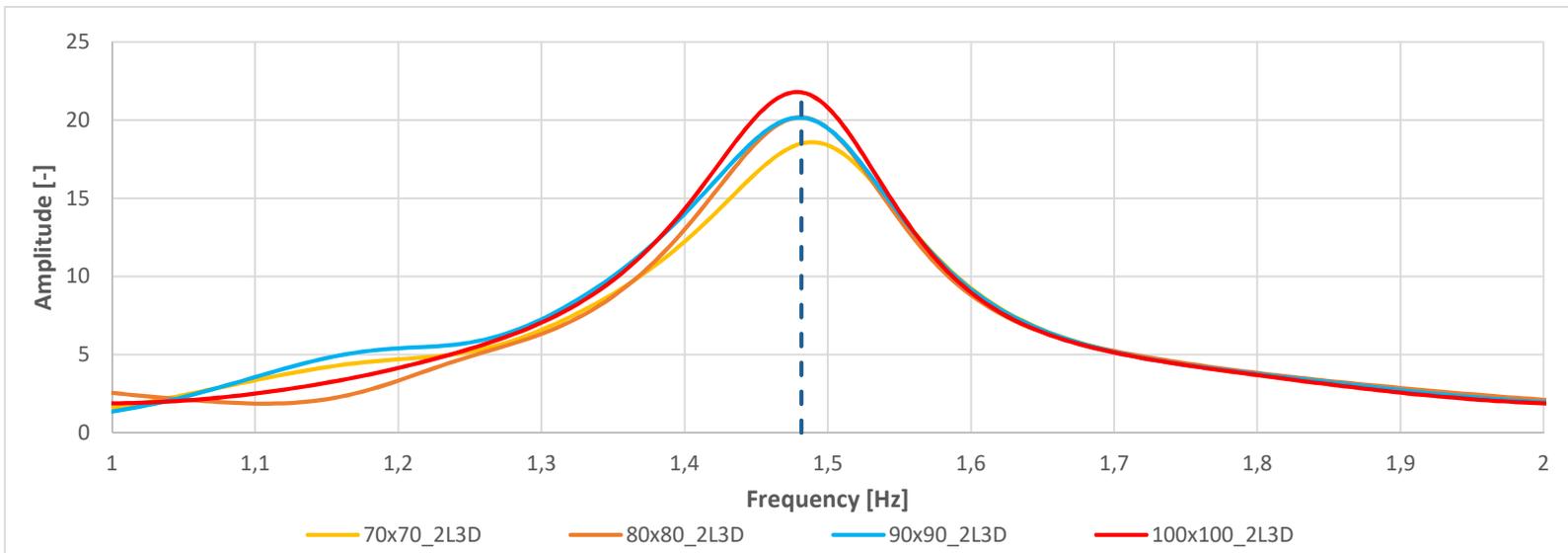


70x70 m²

[Figure 9.10 – Modello SSI – Dominio di Suolo 2L-3D]



[Figura 9.11 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno per diverse estensioni di dominio]

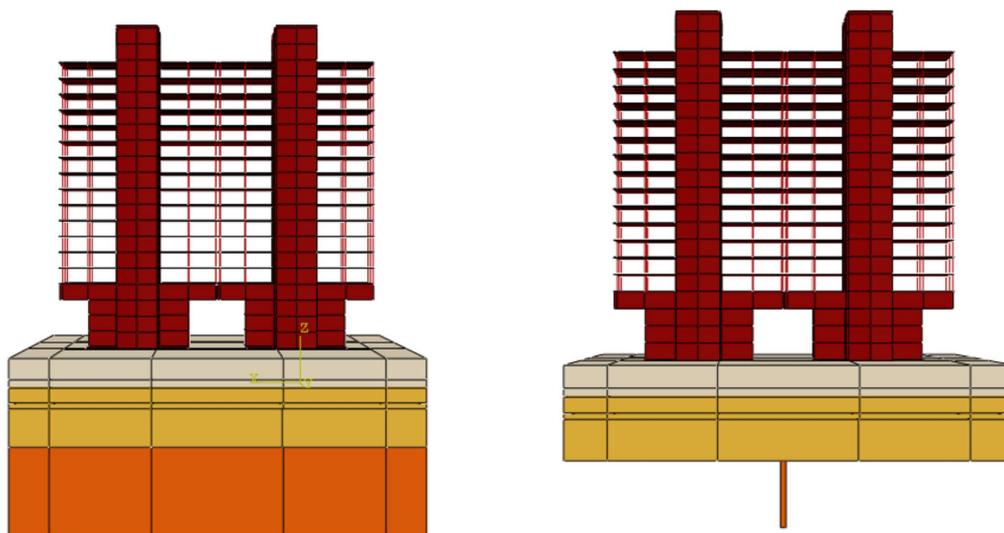


[Figura 9.12 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno per diverse estensioni di dominio(zoom)]

Da quanto si evince dalle funzioni di trasferimento, le frequenze fondamentali sperimentali di tutti i modelli di terreno rispondono positivamente alla frequenza fondamentale teorica. Dal momento che la larghezza della fondazione è di 56,40 m, si è deciso di non scendere al di sotto delle dimensioni sin qui analizzate, pertanto, si assume come dimensione del dominio di terreno un'area pari a $70 \times 70 \text{ m}^2$ con una distanza minima tra i bordi di 6,8 m.

9.2.3 PROFONDITA' DELL'EFFETTO DI SSI

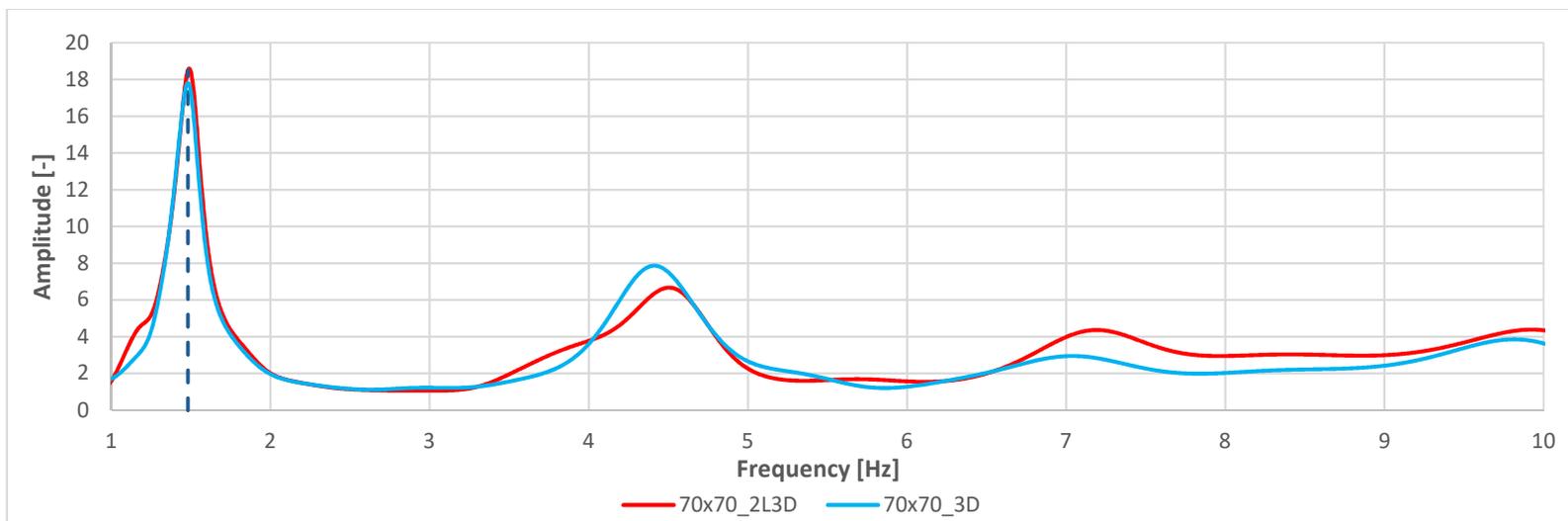
Un altro passo importante nella modellazione è stato valutare la profondità dell'interazione terreno-struttura. La propagazione d'onda 1D-3C viene descritta da un modello a colonna per la parte inferiore del profilo in cui non si risente più l'effetto d'interazione, mentre l'influenza della fondazione viene meglio descritta dalla porzione di terreno tridimensionale. Da un punto di vista della modellazione, questo problema corrisponde ad assumere uno spessore dello strato tridimensionale di terreno. Uno spessore maggiore comporta un numero maggiore di elementi finiti quindi una maggiore richiesta di tempo computazionale. L'obiettivo è quello di ottenere un modello realistico il più leggero possibile, dato il numero elevato di analisi da eseguire.



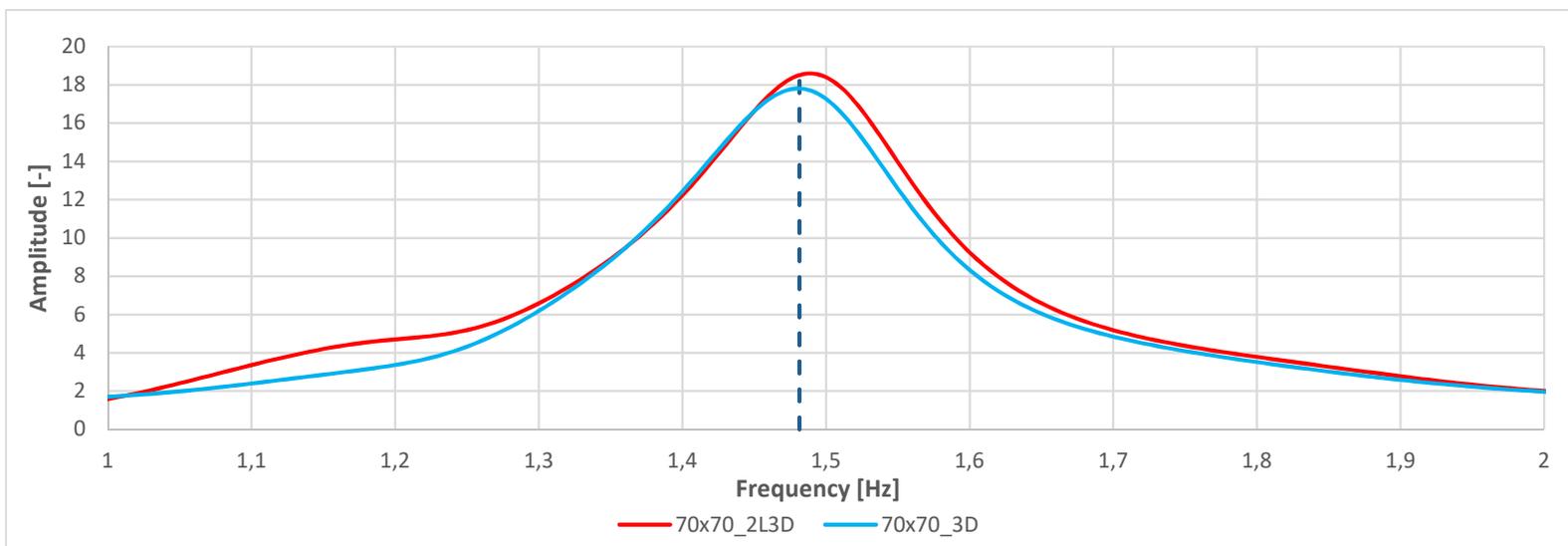
[Figura 9.13 – Modello di SSI 3D vs 2Layers 3D]

Per far ciò sono stati realizzati due modelli struttura-fondazione-terreno mostrati in *Figura 9.13* con dominio di terreno completamente tridimensionale e dominio di terreno a forma di T con i due strati superficiali di spessore pari a 15 m tridimensionali e lo strato più profondo, anch'esso di 15 m di spessore, monodimensionale. Al livello del sotto-strato roccioso è stato applicato un segnale reale della durata di 7,3 s (descritto al capitolo *ACCELEROGRAMMI SISMICI PER ANALISI PRELIMINARI*) e una volta lanciata l'analisi di propagazione verticale delle onde verso la superficie, sono state raccolte le risposte in termini di accelerazione al suolo nei due casi. Si è proceduto alla costruzione della funzione di trasferimento tra il segnale in superficie ed il segnale

in input al livello del sotto-strato roccioso per i due casi sopra mostrati. La FT presenta un picco di amplificazione in corrispondenza della frequenza fondamentale ed è proprio questo il parametro di riferimento confrontato nel presente test.



[Figura 9.14 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno – Dominio 2L-3D vs 3D]



[Figura 9.15 – Funzioni di Trasferimento del profilo di terreno – Dominio 2L-3D vs 3D(zoom)]

Come si può notare dalle *Figure 9.14 e 9.15* la frequenza fondamentale teorica (individuata da una linea tratteggiata) viene rispettata accuratamente in entrambi i casi di modellazione. Si ritiene quindi che **15 metri** sia lo spessore adeguato della porzione tridimensionale per descrivere l'influenza dell'interazione terreno-struttura.

A questo punto una volta appurata la validità dei comandi di Abaqus, assunta l'estensione del dominio di terreno, valutato l'effetto della presenza dello scavo e definito lo spessore dello strato tridimensionale il modello è pronto per le analisi di valutazione dell'interazione terreno-struttura.

10 ANALISI DI INTERAZIONE-TERRENO-STRUTTURA

In questo capitolo sono presentati i risultati ottenuti dalle 72 combinazioni dei sistemi terreno-struttura, provando ad identificare gli aspetti comuni nella risposta sismica degli edifici tenendo conto degli effetti di sito, con l'obiettivo quindi di analizzare il comportamento sismico dell'edificio della Prefettura di Nizza e di confrontarlo con quello di altri edifici in cemento armato intelaiati, in termini di risposta strutturale e dell'effetto di SSI.

10.1 ANALISI DIRETTA E IN DUE STEP

La valutazione dell'interazione terreno-struttura si serve di tre modelli agli elementi finiti:

- Un modello completo di struttura-fondazione-terreno;
- Un modello di terreno in condizioni *free-field*.
- Un modello di struttura-fondazione a base fissa;

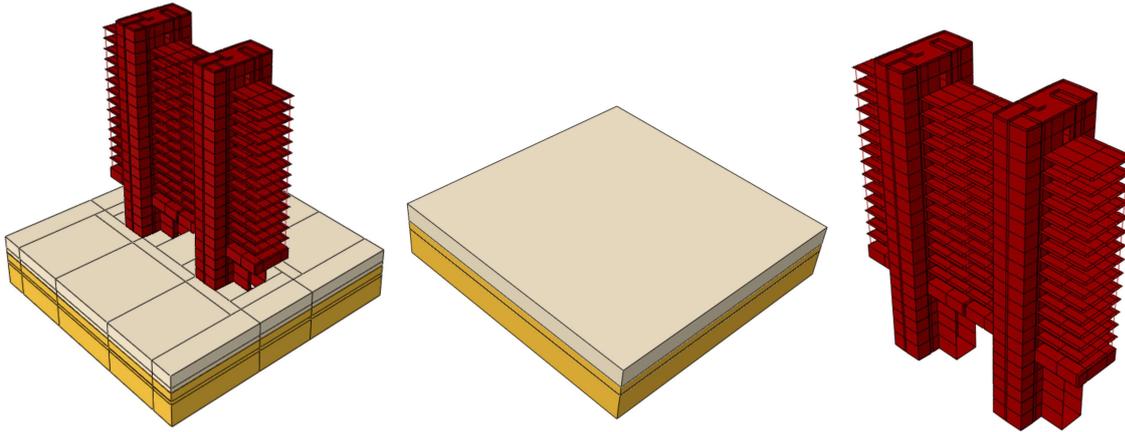
Sul primo modello completo si è simulata la propagazione verticale di un segnale sintetico 1D-3C con frequenza della forzante pari alla frequenza della struttura, a partire dal livello del sotto-strato roccioso. Il segnale si propaga tra gli strati di terreno, la fondazione e l'edificio, pertanto è stata rilevata l'accelerazione massima all'apice della struttura.

Questa è l'*analisi diretta* in cui si ottiene la risposta strutturale in un solo passaggio, tenendo conto dell'effetto d'interazione terreno-struttura.

Sul secondo modello di terreno in condizioni *free-field* si è simulata la propagazione verticale dello stesso segnale sintetico 1D-3C con frequenza della forzante pari alla frequenza della struttura, a partire dal livello del sotto-strato roccioso. Il segnale si propaga tra gli strati di terreno, subendo alterazioni differenti dovute alle diverse caratteristiche meccaniche dei profili di terreno analizzati, e giunge al suolo in condizioni *free-field*. È stata rilevata quindi la risposta sismica locale di ogni profilo di terreno.

Sul terzo modello di struttura a base fissa si è simulata la propagazione verticale del segnale, rilevato al suolo nell'analisi precedente in condizioni *free-field*, a partire dal livello delle fondazioni. Il sisma si propaga lungo la struttura pertanto è stata rilevata l'accelerazione massima all'apice di essa.

Questa è l'*analisi in due step* in cui la risposta strutturale è ottenuta in due tempi in modo da non tenere conto dell'interazione terreno-struttura. I modelli sopra descritti sono meglio rappresentati in *Figura 10.1*.



[Figura 10.1 – A sinistra modello completo dell’analisi diretta, al centro e a destra modello di terreno in condizioni free-field e modello di struttura a base fissa dell’analisi in due step]

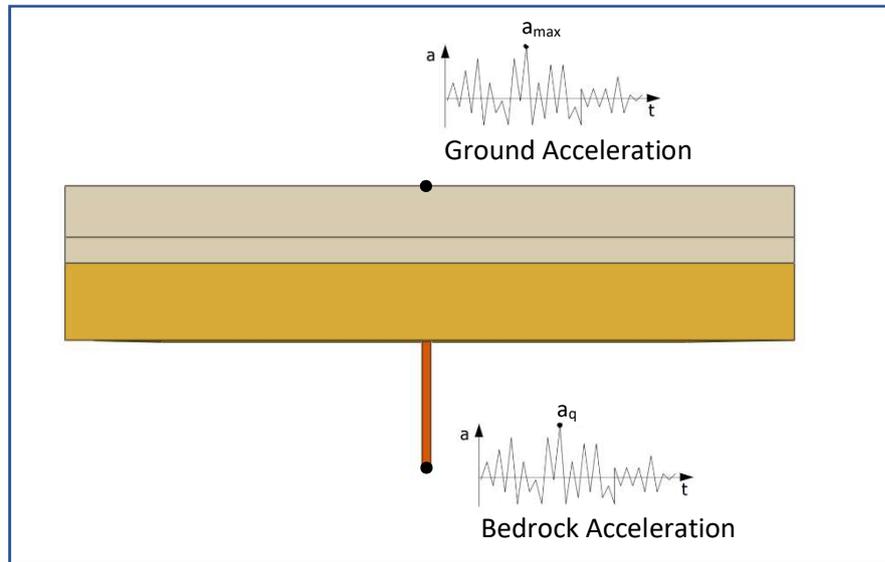
10.2 ANALISI ELASTICO-LINEARE

Una prima parte di questa analisi parametrica è intrapresa considerando un comportamento lineare del terreno e della struttura, secondo lo scopo di correggere l’attuale approccio imposto dal codice di progetto in zona sismica Europeo e con riferimento ai risultati ottenuti da Trombetta et al. (2014), che hanno mostrato effetti molto importanti in condizioni elastico lineare. I risultati ottenuti per l’edificio del caso studio sono poi normalizzati in modo da poterli confrontare con quelli degli edifici a telaio di riferimento.

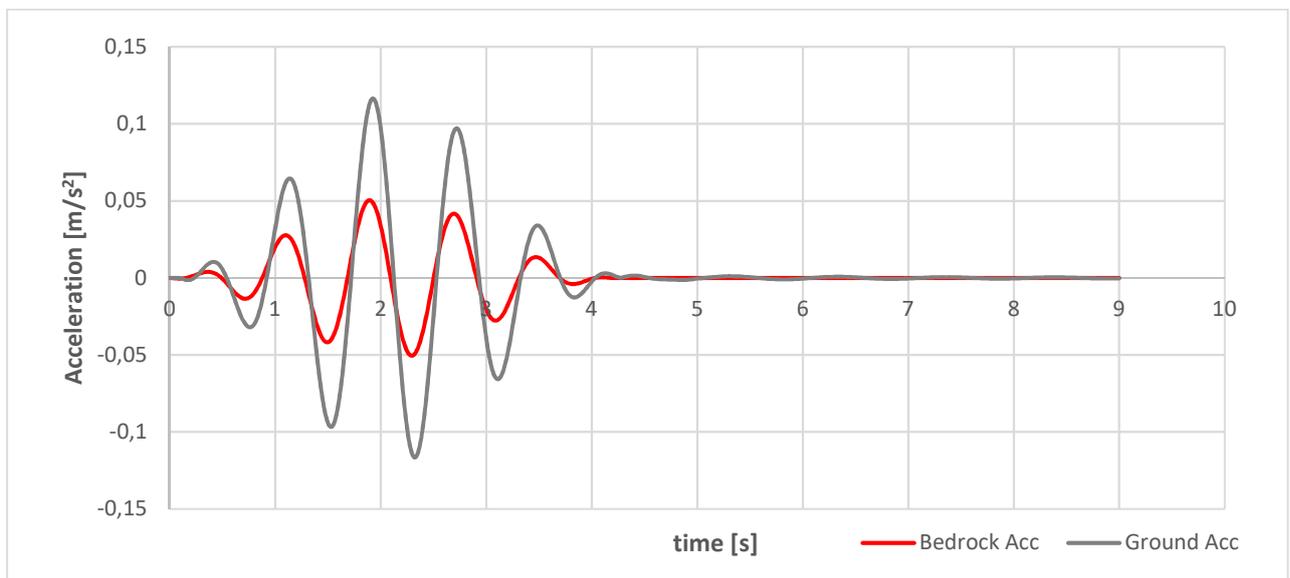
10.2.1 EFFETTI DI SITO E DELL’INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

La propagazione verticale di un’onda a 3 componenti eseguita nelle presenti analisi fornisce gli strumenti necessari per la valutazione dell’interazione terreno-struttura ma soprattutto per gli effetti di sito. La risposta sismica locale dipende dalla rigidità degli strati di terreno sovrastanti il bedrock, di fatti, i profili di terreno analizzati sono stati impostati in modo che, gli strati di materiali siano progressivamente più deformabili a partire dal sotto-strato roccioso sino alla superficie. In questa configurazione di rigidità dei materiali decrescente verso la superficie, il segnale ad ogni attraversamento di materiale subisce un’amplificazione in senso positivo, quindi ci si aspetta che per tutti i profili analizzati, il picco di accelerazione rilevato in superficie sia maggiore dell’ampiezza del segnale.

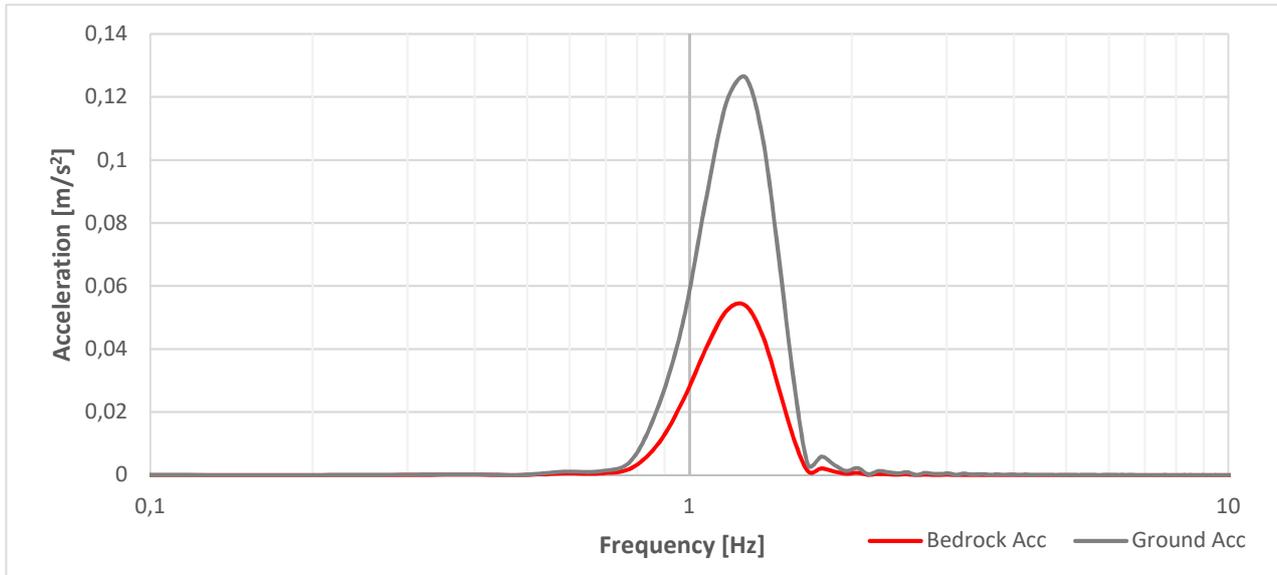
A tal proposito si analizza il *Profilo₆* di terreno considerato il profilo in condizioni medie di rigidità, la cui frequenza fondamentale è $f_s = 3,4 \text{ Hz}$ che corrisponde ad un sottosuolo di Categoria *B* secondo la classificazione dell’Eurocodice 8. Dall’analisi diretta, in cui si è simulata propagazione di un’onda sintetica di ampiezza a_q pari a $0,05 \text{ m/s}^2$ a partire dal sotto-strato roccioso, è stato rilevato il segnale sulla superficie di terreno e sono stati confrontati gli accelerogrammi di input ed output.



[Figura 10.2 – Schema segnale incidente applicato all'interfaccia bedrock-terreno e segnale rilevato in superficie]



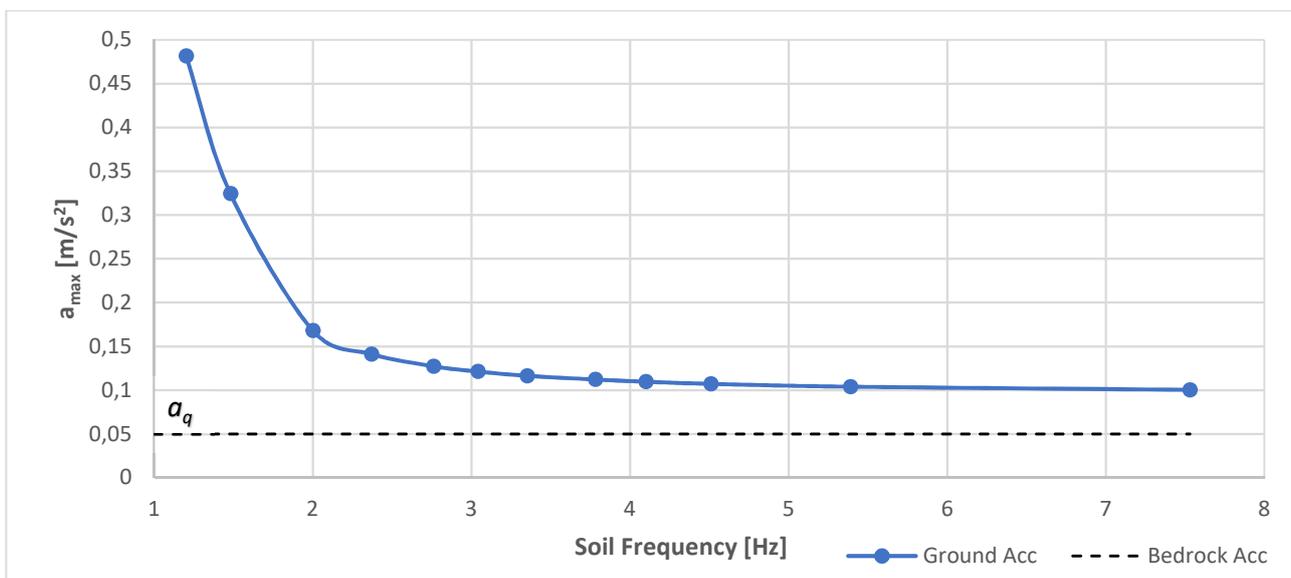
[Figura 10.3 – Confronto tra il segnale in input ed il segnale in output rilevato in superficie]



[Figura 10.4 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in input e del segnale in output rilevato in superficie]

Come si nota dalla *Figura 10.3* l'ampiezza dell'onda rilevata in superficie è ben maggiore dell'ampiezza del segnale in output, sia dovuto al contrasto di impedenza in superficie che raddoppia l'ampiezza del segnale in entrata, sia dovuto agli effetti di sito. Dal confronto tra gli spettri di Fourier in *Figura 10.4* si conferma che il contenuto energetico dell'onda in superficie è più del doppio del contenuto dell'onda incidente. L'effetto di amplificazione in questo caso non è eccessivo perché ci si riferisce ad un profilo in condizioni medie di rigidità e perché la frequenza fondamentale del profilo è lontana da quella propria della struttura.

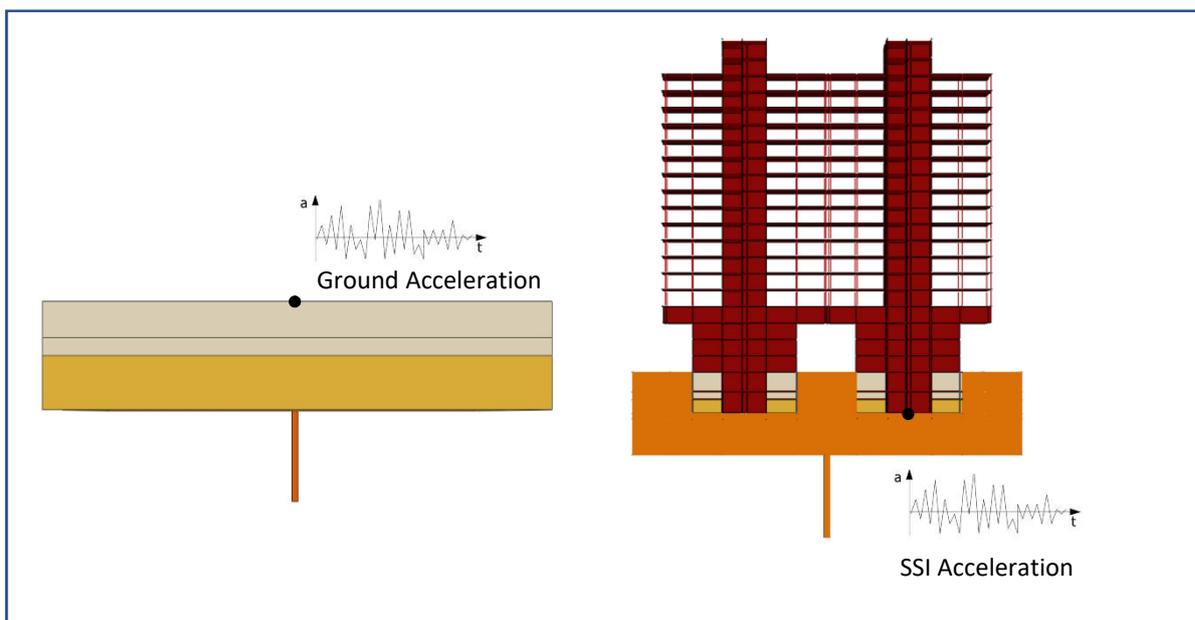
A tal proposito sono riportati di seguito in *Figura 10.5* i valori massimi di accelerazione rilevati sulla superficie di terreno, per tutti i profili di terreno analizzati. Il segnale di input è il segnale sintetico di ampiezza a_q pari a $0,05 \text{ m/s}^2$ e frequenza fondamentale pari alla frequenza fondamentale della struttura $f_q = f_b = 1,2 \text{ Hz}$.



[Figura 10.5 – Accelerazione di picco al suolo per diversi profili di terreno]

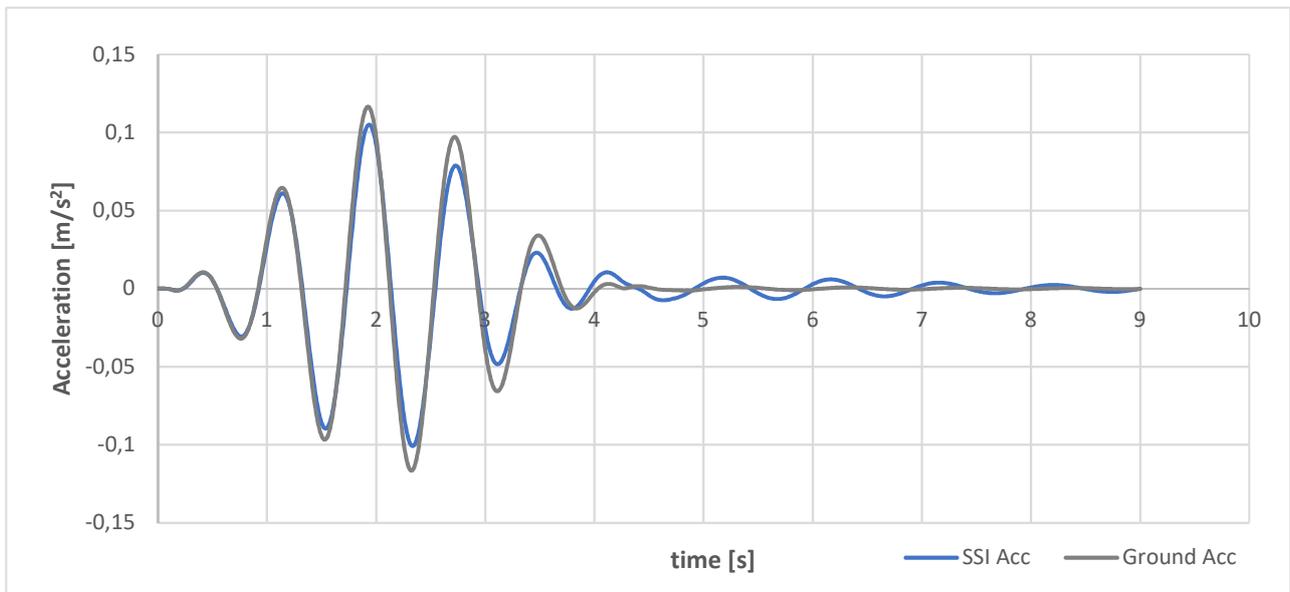
Il grafico conferma i risultati di letteratura e mostra come per profili più deformabili (verso bassi valori di frequenza fondamentale) l'effetto di sito sia più importante, mentre per terreni complessivamente rigidi il massimo di accelerazione rilevato in superficie ha un valore residuo pari esattamente al doppio dell'ampiezza del segnale in input, denotando quindi un'amplificazione nulla.

Se invece dalla stessa analisi del *Profilo*₆, al posto di considerare il segnale in input, si prende in considerazione la risposta alla base dell'edificio e la si confronta sempre con la risposta sulla superficie di terreno, si potrà notare come l'interazione ha un effetto non indifferente.

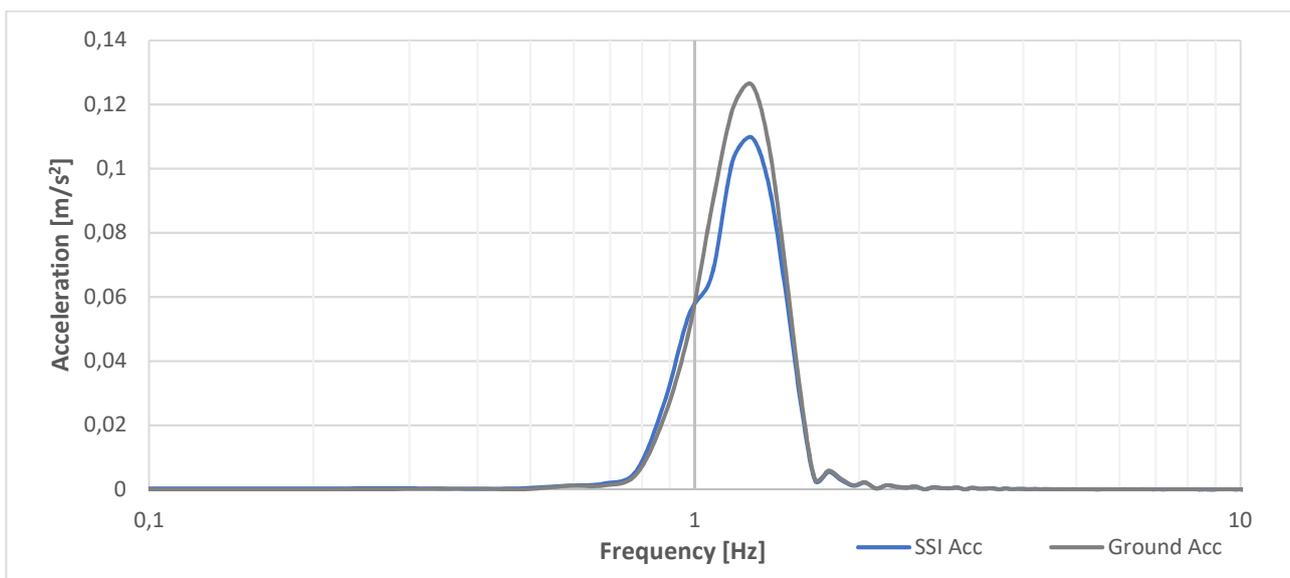


[Figura 10.6 – Schema segnale rilevato in superficie e segnale rilevato alla base della struttura]

Di seguito si riporta il confronto tra il segnale in output rilevato sulla superficie di terreno ed il segnale rilevato alla base della struttura.

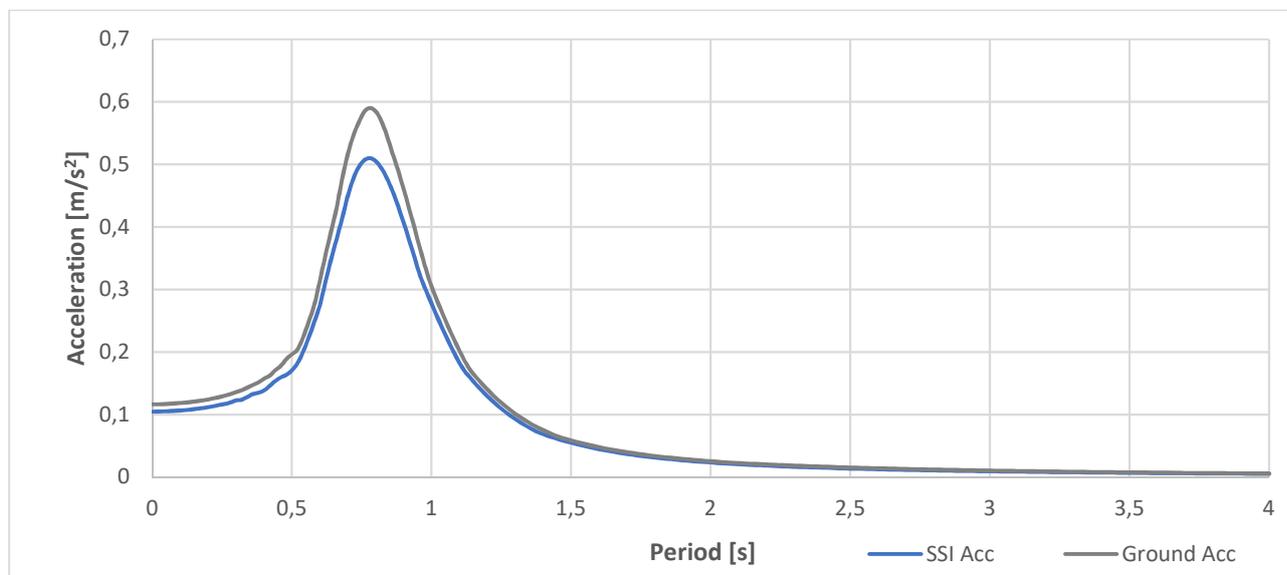


[Figura 10.7 – Confronto tra il segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]



[Figura 10.8 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]

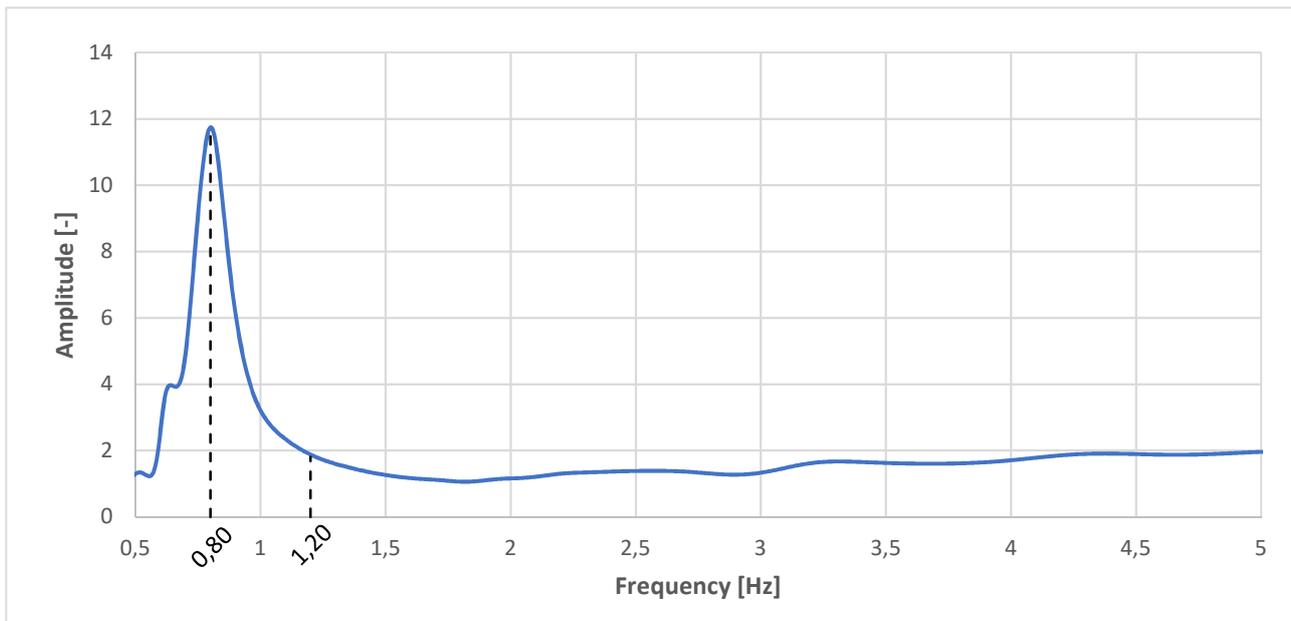
Le Figure 10.7 e 10.8 mostrano come in questo caso l'effetto di amplificazione dell'onda che arriva in superficie, tenuto conto della presenza della fondazione, sia ridotto rispetto alla condizione *free-field*. Questo fenomeno ha delle ripercussioni sulla risposta sismica strutturale in quanto si riduce l'azione di progetto, pertanto si conferma la necessità di dover tenere conto dell'interazione terreno-struttura se si vuole ottenere una progettazione più accurata.



[Figura 10.9 – Confronto tra gli spettri di risposta elastici del segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]

Analizzando lo spettro di risposta elastico del segnale rilevato al suolo e lo spettro del segnale rilevato alla base della struttura si nota inoltre come l'effetto d'interazione provoca una riduzione del valore di ancoraggio della quantità vista nelle figure precedenti, ma l'effetto diventa più importante in corrispondenza del picco. Questo fenomeno valutato per una singola simulazione trova ripercussioni sulla costruzione dello spettro di progetto di normativa, dal momento che esso è costruito sulla base della sovrapposizione degli spettri elastici relativi a molteplici eventi sismici verificatisi nella zona.

Altra importante evidenza dell'effetto di SSI è manifestata nella frequenza fondamentale dell'edificio della Prefettura di Nizza quando viene eseguita l'analisi di propagazione verticale di un segnale sintetico 1DT-3C di ampiezza pari a $0,05 \text{ m/s}^2$ a partire dall'interfaccia bedrock-terreno nel modello completo struttura-fondazione-terreno. La struttura presenta un primo di vibrare di tipo traslazionale la cui corrispondente frequenza fondamentale è pari a $1,2 \text{ Hz}$, si è deciso di confrontare tale frequenza a base fissa con la frequenza predominante della struttura tenuto conto dell'interazione terreno-struttura. Quest'ultima è stata ricavata a partire dalla funzione di trasferimento costruita come rapporto nel dominio delle frequenze, tra il segnale in termini di accelerazione ottenuto in cima all'edificio ed il segnale rilevato al livello del suolo per il profilo di terreno *Profilo₀* la cui frequenza è pari proprio ad $1,20 \text{ Hz}$.



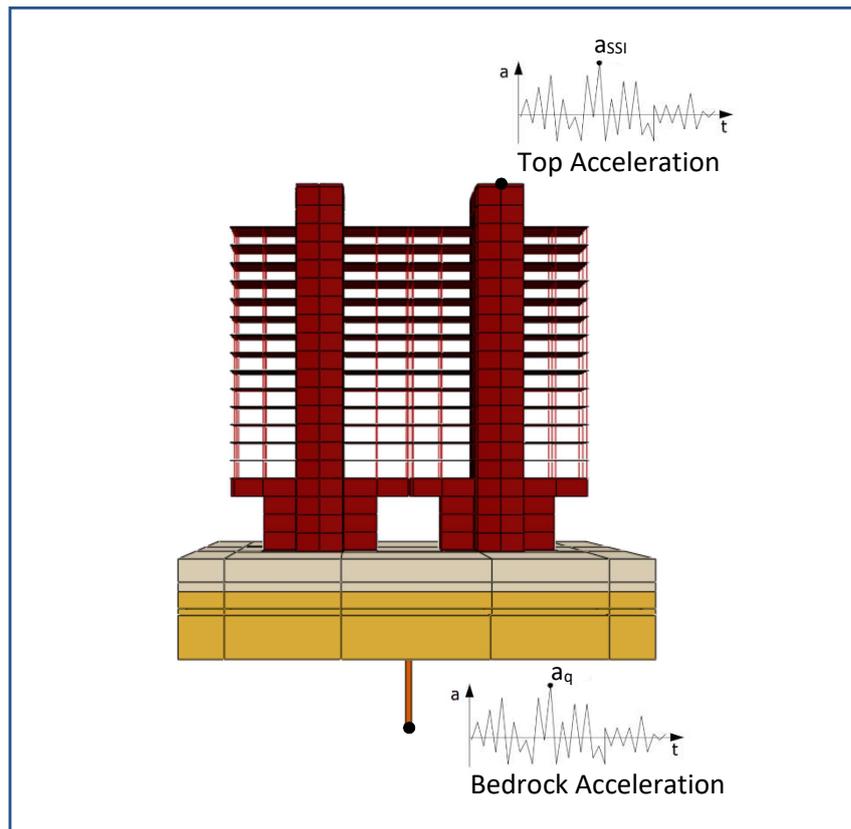
[Figura 10.10 – Funzione di trasferimento per la Prefettura di Nizza tenuto conto dell'effetto di SSI]

Si nota come il massimo contenuto energetico non si manifesta in corrispondenza del valore di frequenza teorico ($1,20 \text{ Hz}$), bensì per un valore più basso pari a **$0,80 \text{ Hz}$** . Questo risultato dimostra come, nonostante il collegamento rigido tra la fondazione e il terreno, l'edificio risulta più deformabile per l'effetto d'interazione, come precedentemente mostrato da Veletsos and Meek (1974). Di fatto la base dell'edificio non è fissa ma deformabile poiché quando il terreno è soggetto all'azione sismica anch'esso si muove insieme alla struttura.

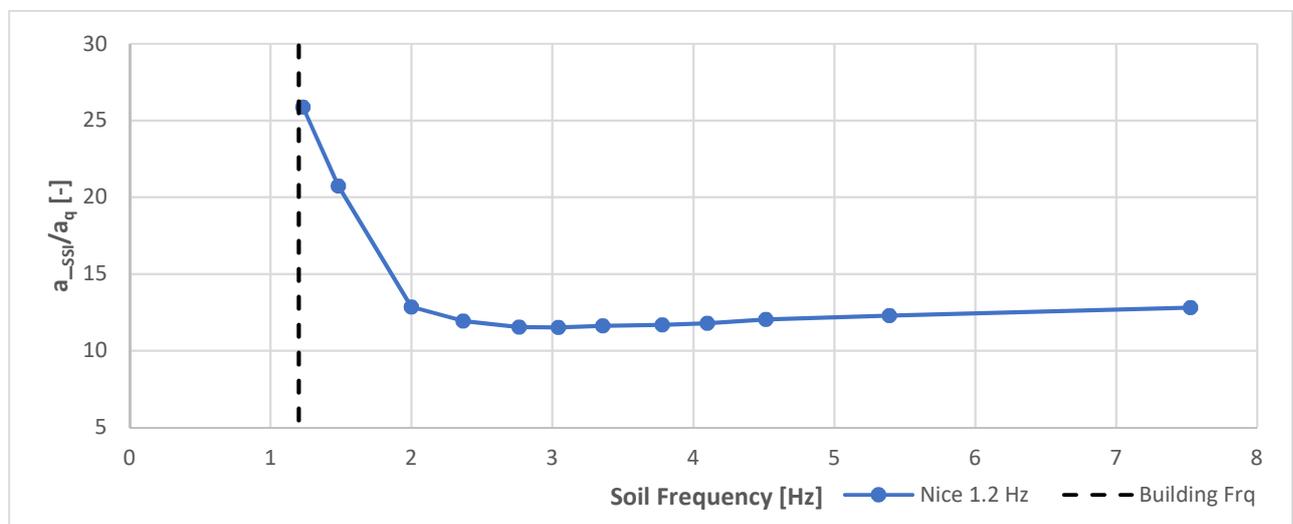
Il risultato ottenuto ha ulteriormente stimolato la tesi di ricerca e ha gettato le basi per la quantificazione dell'interazione dinamica terreno-struttura; più avanti si riporta l'analisi dettagliata dell'interazione terreno-struttura riferita al caso studio dell'edificio della Prefettura di Nizza.

Considerato il modello completo di struttura-fondazione-terreno dell'analisi diretta, si è applicato all'interfaccia terreno-sotto-strato roccioso, un'accelerogramma sismico sintetico a banda stretta che presenta una frequenza predominante f_q prossima alla frequenza fondamentale f_b ed un'ampiezza $a_q = 0,05 \text{ m/s}^2$. Eseguita l'analisi di propagazione 1D-3C è stato rilevato l'accelerogramma in cima alla Prefettura di Nizza in tutte le condizioni dei profili di terreno. Del segnale in cima si rappresenta il picco di accelerazione, normalizzato rispetto all'ampiezza massima del segnale sismico a_q , per evidenziare la differenza tra input e output indipendentemente dalla differenza in termini di ampiezza.

In *Figura 10.12* è mostrata la variazione del picco di accelerazione in cima all'edificio della Prefettura di Nizza normalizzato rispetto all'ampiezza del segnale sismico a_{SSI}/a_q , con la frequenza naturale di ciascun profilo di terreno f_s , quando il carico sismico è applicato nella direzione della prima forma modale della struttura.



[Figura 10.11 – Schema di determinazione del parametro Accelerazione $_{SSI/Aq}$]



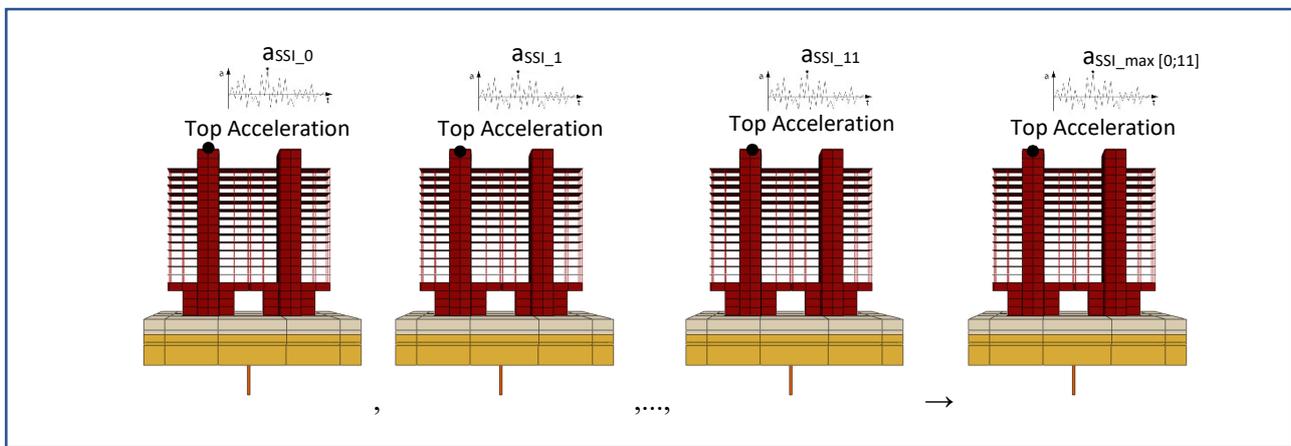
[Figura 10.12 – Accelerazione $_{SSI/Aq}$ rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]

L'accelerazione di picco in cima all'edificio a_{ssi} è maggiore per terreni più deformabili e raggiunge il suo valore massimo quando la frequenza del terreno è coincidente con la frequenza fondamentale dell'edificio pari a $1,2 \text{ Hz}$, questa è la cosiddetta condizione di risonanza del sistema terreno-struttura ($f_s = f_b$). L'accelerazione di picco decresce per terreni più rigidi, quindi all'aumentare della frequenza fondamentale del terreno, a causa degli effetti di sito ridotti dovuti

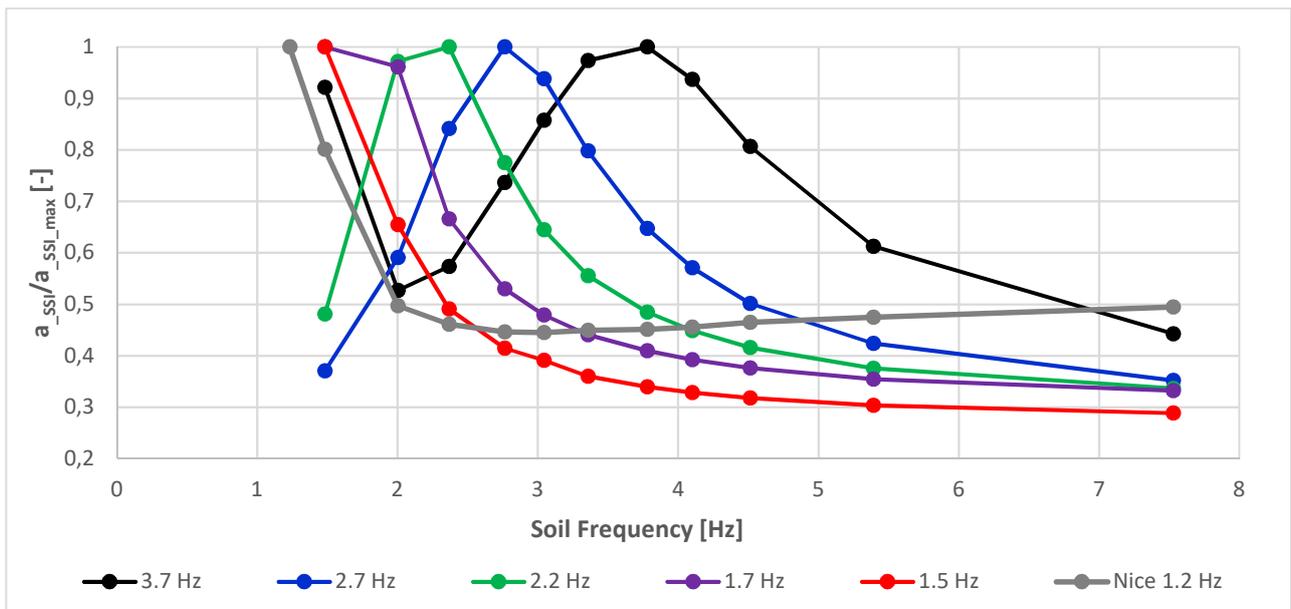
ad un contrasto di impedenza meno marcato tra il sotto-strato roccioso e gli strati di materiale sovrastanti.

Dal momento che il terreno più deformabile analizzato è anche il terreno in condizioni di risonanza ($f_s = f_b$), si è proceduto ad un'analisi più dettagliata dell'amplificazione della risposta strutturale, per capire se il massimo valore viene raggiunto per terreni via via sempre più deformabili o se viene raggiunto esclusivamente nelle condizioni di risonanza.

I risultati ottenuti sono stati normalizzati in modo da poter confrontare la soluzione della Prefettura di Nizza con gli edifici intelaiati in calcestruzzo armato presi come riferimento. Questa volta il picco di accelerazione in cima a ciascun edificio a_{SSI} viene normalizzato rispetto al relativo valore massimo a_{SSI_max} per i diversi profili di terreno.



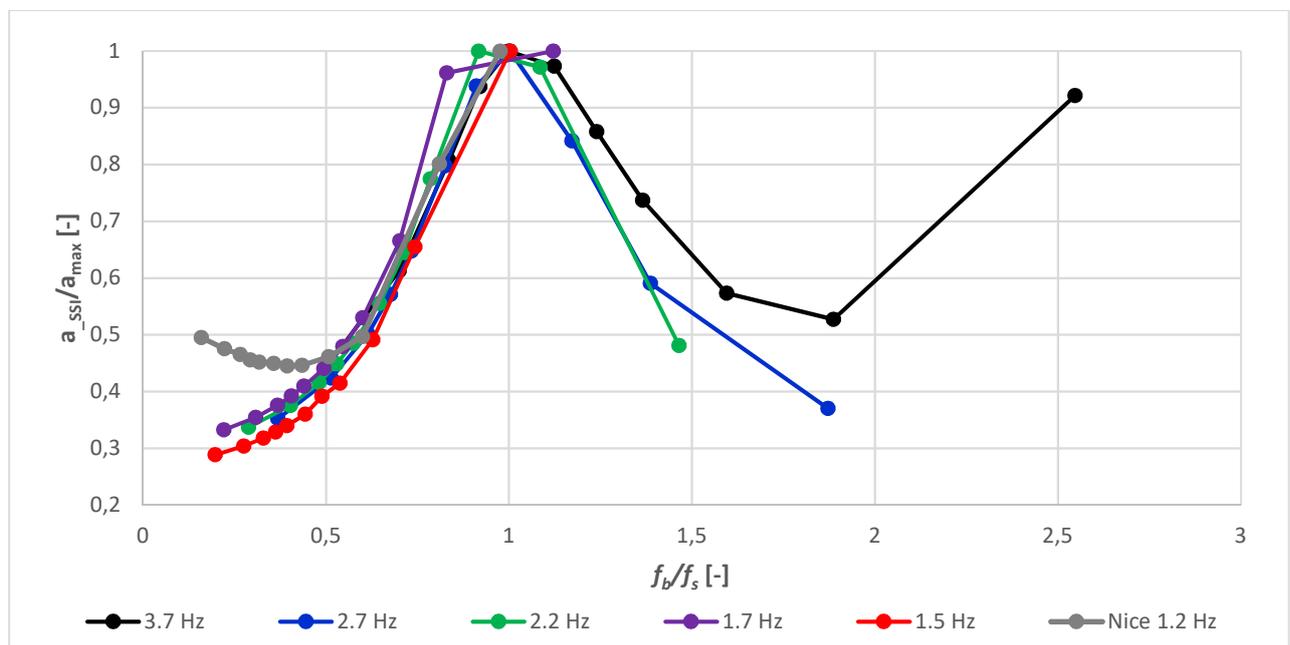
[Figura 10.13 – Schema di determinazione del parametro Accelerazione_SSI/Amax]



[Figura 10.14 – Accelerazione_SSI/Amax rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]

La condizione di risonanza viene maggiormente evidenziata nel grafico in *Figura 10.14*. Confrontando i risultati del caso studio con quelli di riferimento si può notare come il valore massimo non viene raggiunto per tutti gli edifici per terreni più deformabili, quindi per frequenze fondamentali del terreno più basse, ma viene raggiunto per frequenze diverse. Ciascun valore massimo viene raggiunto per frequenze del terreno corrispondenti alle frequenze fondamentali dei rispettivi edifici analizzati, confermando come la massima ampiezza si raggiunge esclusivamente per la condizione di risonanza del sistema terreno-struttura ($f_s = f_b$).

Il fenomeno della massima amplificazione ottenuta in condizioni di risonanza viene meglio rappresentato nel grafico seguente di *Figura 10.15* in cui il picco di accelerazione normalizzato rispetto al suo massimo $a_{_SSI}/a_q$ è confrontato con il rapporto tra la frequenza fondamentale della struttura e la frequenza fondamentale del terreno f_b/f_s . In questo modo la condizione di risonanza sarà individuata dal rapporto f_b/f_s pari all'unità.



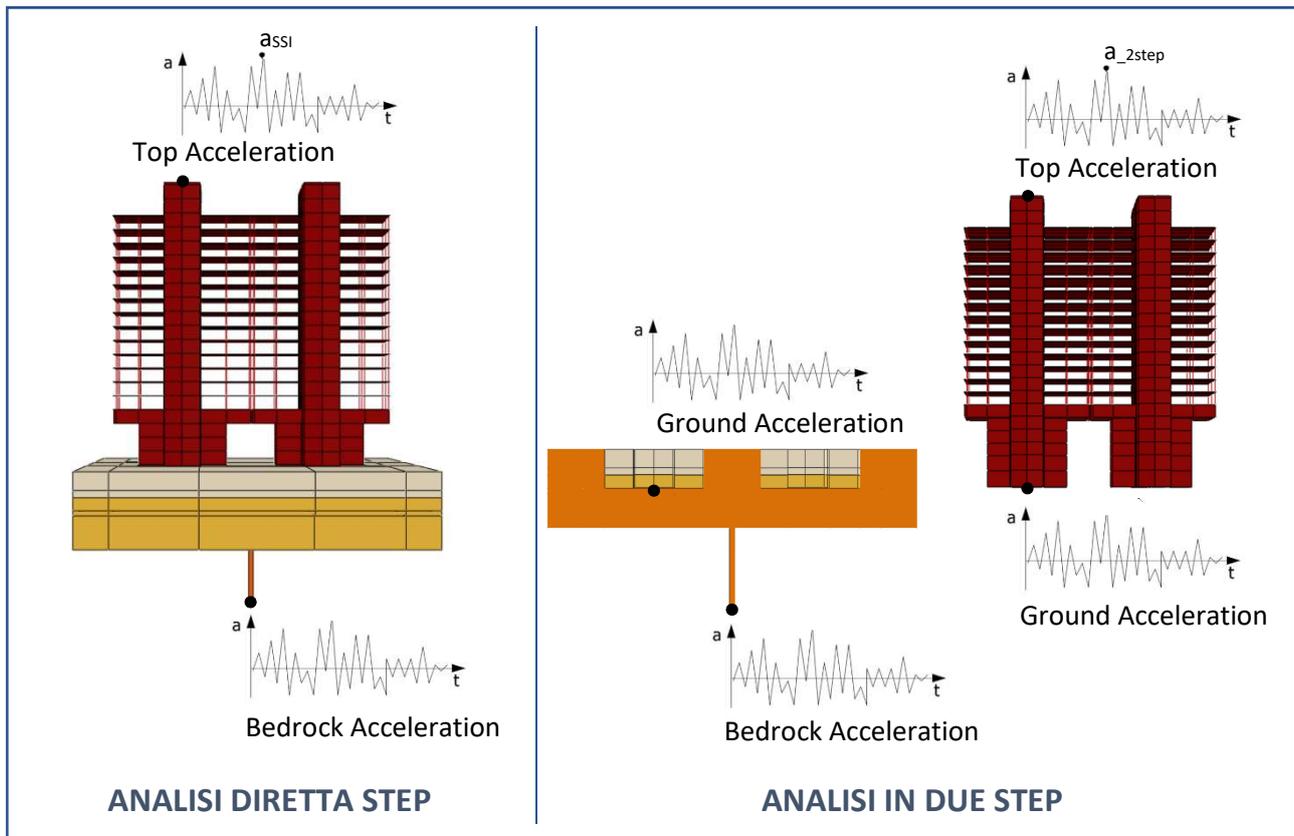
[Figura 10.15 – Accelerazione $a_{_SSI}/a_{max}$ rispetto al rapporto Frequenza dell'edificio sulla Frequenza del profilo di terreno]

La *Figura 10.15* riassume i risultati ottenuti e dimostra quanto sia importante l'effetto di amplificazione quando le frequenze fondamentali del sistema terreno-struttura siano ravvicinate. È pur vero che la condizione di risonanza non ha un'elevata probabilità di verificarsi, di fatti, per ottenere la suddetta condizione per l'edificio della Prefettura di Nizza, il profilo di terreno è stato modellato con valori di rigidità dei materiali eccessivamente bassi, a cui corrisponde una $v_{s30} = 141$ m/s, ben lontani dalla condizione reale in cui il deposito di terreno ha una $v_{s30} = 235$ m/s, classificato secondo l'Eurocodice 8 come terreno di tipo C.

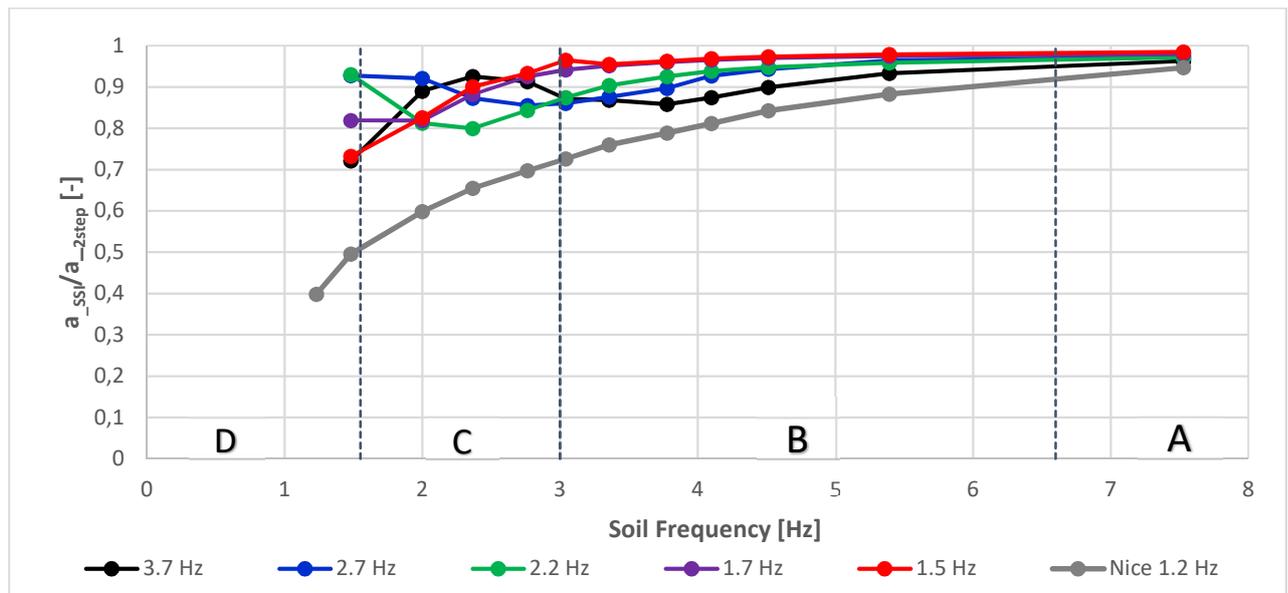
Appurata la condizione di risonanza si è proceduto alla quantificazione degli effetti di interazione terreno-struttura. Per capire di quanto la risposta strutturale sia influenzata dalla presenza delle fondazioni sono state confrontate le risposte in accelerazione in cima all'edificio nei due casi di analisi diretta e in due step. L'analisi diretta tiene conto degli effetti di interazione, mentre l'analisi

in due step restituisce una risposta strutturale priva di influenza. Secondo Saez et al. (2011), si è assunto come parametro di riferimento per la misura dell'effetto di SSI, il rapporto tra il picco di accelerazione in cima all'edificio tra quello ottenuto dall'analisi diretta e quello dall'analisi in due step a_{SSI}/a_{2step} . La risposta è stata analizzata per diversi profili di terreno in modo da valutare l'influenza degli effetti di sito nell'interazione dinamica terreno-struttura.

In *Figura 10.17* è mostrata la variazione con la frequenza del terreno del picco di accelerazione in cima all'edificio in un'analisi diretta rapportata su quella ottenuta in un'analisi in due step a_{SSI}/a_{2step} , per l'edificio della Prefettura di Nizza e per i cinque edifici di riferimento.



[Figura 10.16 – Schema analisi diretta e analisi in due step]



[Figura 10.17 – Accelerazione a_{SSI}/a_{2step} rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]

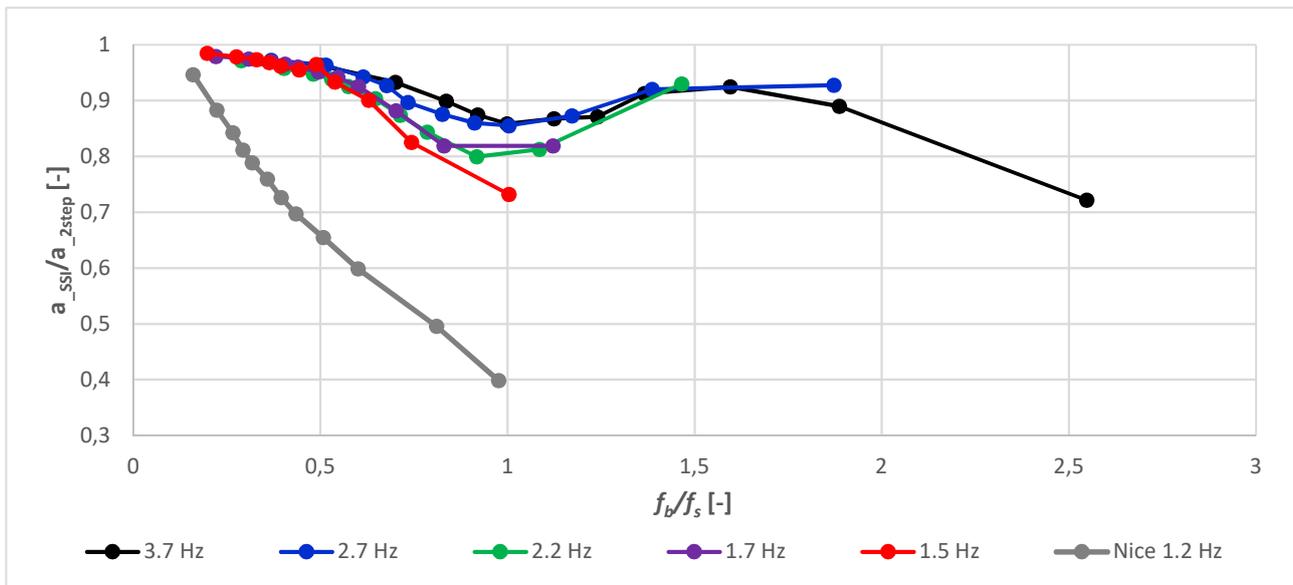
Il primo risultato che conferma questa analisi è che il parametro di riferimento, definito dal rapporto tra i massimi di accelerazione in cima all'edificio, è al più pari all'unità. Ciò implica che l'accelerazione che tiene conto degli effetti di interazione è inferiore, o al più uguale, all'accelerazione priva di influenze, quindi si dimostra come l'effetto di interazione sia sempre benefico per la struttura indipendentemente dalla categoria di sottosuolo su cui si trova.

In *Figura 10.17* sono inoltre tracciate delle bande verticali che delimitano le categorie di sottosuolo secondo l'Eurocodice 8: se l'effetto di interazione può essere ritenuto trascurabile per il progetto di strutture che si trovano su suolo di categoria A, questo diventa progressivamente più importante per terreni sempre più deformabili, con riduzioni del picco della risposta sismica strutturale comprese tra il 10% e il 50% per strutture fondate su suolo di categoria C – categoria alla quale appartiene il terreno su cui si trova attualmente l'edificio della Prefettura di Nizza –.

Si nota ancora, come gli edifici con una frequenza fondamentale più alta, quindi più rigidi, siano meno soggetti agli effetti di interazione. L'edificio del caso studio, classificato come edificio alto e snello, quindi deformabile, è soggetto ad un effetto di interazione decisamente più importante con valori di riduzione che raggiungono al massimo il 60%.

I risultati dell'analisi dimostrano come gli effetti di interazione siano maggiori per terreni più deformabili ma, per capire se la condizione di risonanza del sistema terreno-struttura ha un effetto preponderante nell'interazione, risulta più conveniente diagrammare i rapporti di accelerazione precedenti rispetto al rapporto tra le frequenze fondamentali dell'edificio $f_{building}$ e del terreno f_{soil} .

In *Figura 10.18* è mostrata la variazione con il rapporto di frequenza tra struttura e terreno del picco di accelerazione in cima all'edificio in un'analisi diretta rapportata su quella ottenuta in un'analisi in due step a_{SSI}/a_{2step} , per l'edificio di Nizza e per i cinque edifici analizzati. La condizione di risonanza è individuata dal rapporto $f_b/f_s = 1$.



[Figura 10.18 – Accelerazione a_{SSI}/a_{2step} rispetto al rapporto Frequenza dell'edificio sulla Frequenza del profilo di terreno]

Nei casi analizzati si nota che l'effetto di interazione è generalmente maggiore in condizioni di risonanza del sistema struttura-terreno, con un'amplificazione più marcata per strutture sempre più deformabili. Per le strutture rigide, quando la relativa frequenza fondamentale è maggiore della frequenza propria del terreno l'effetto di interazione si riduce rispetto alla condizione di risonanza, raggiungendo un effetto minimo per rapporti di frequenza di circa 1,5. Per le strutture più deformabili, come nel caso dell'edificio della Prefettura di Nizza, la riduzione della risposta sismica strutturale è già evidente per terreni relativamente rigidi e non si manifesta la riduzione dell'effetto. D'altronde valori di f_b/f_s superiori all'unità sono difficili da raggiungere per strutture deformabili perché ciò significa avere depositi di terreno scarsamente addensati, con valori di v_{s30} estremamente bassi, su cui non si riesce ad edificare.

Negli edifici intelaiati in calcestruzzo armato usati come confronto, l'influenza dell'effetto di SSI riduce l'accelerazione di picco in cima all'edificio, in condizioni di risonanza, di circa il **20-30%**, mentre del **60%** per la Prefettura di Nizza. Quest'ultimo, nonostante ha una frequenza di vibrare simile a quella di uno degli altri edifici avente 7 piani (1,5 Hz), ha un'altezza decisamente più importante perché costituito da 17 piani fuori terra. Questo risultato suggerisce l'importanza dell'altezza come ulteriore parametro che influenza la SSI.

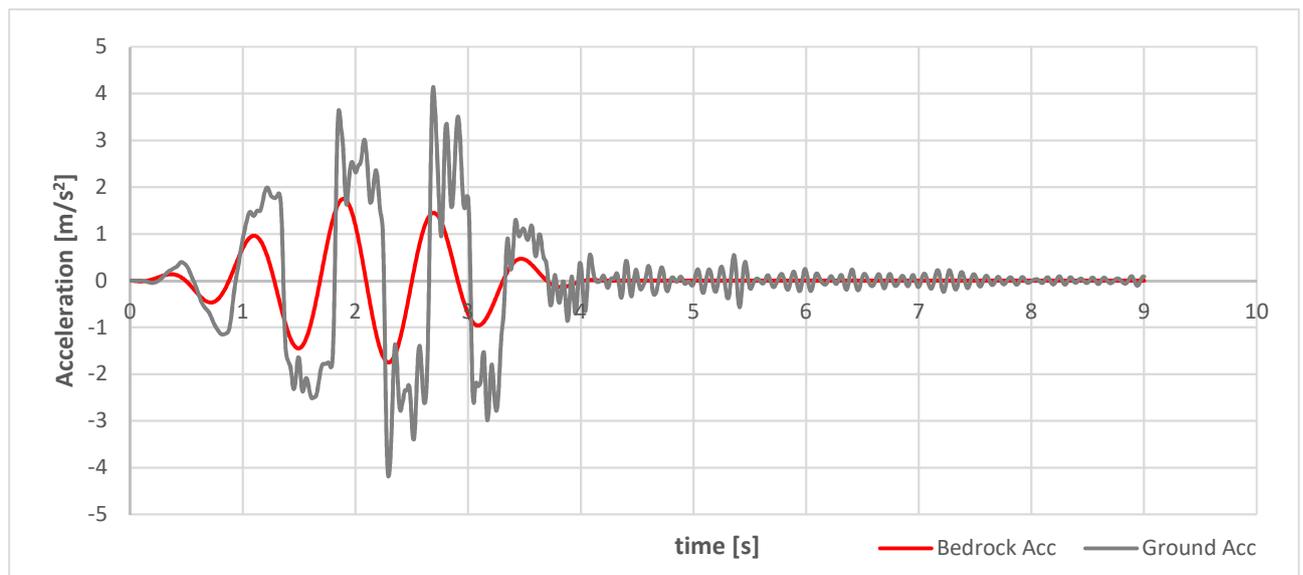
10.3 ANALISI NON LINEARE

Completata l'analisi in condizioni lineari, si è deciso di proseguire nello studio analizzando il comportamento non lineare del terreno. L'analisi di propagazione di un'onda sismica 1D-3C a partire dall'interfaccia sotto-strato roccioso-terreno è stata ripetuta nei due casi di analisi diretta e

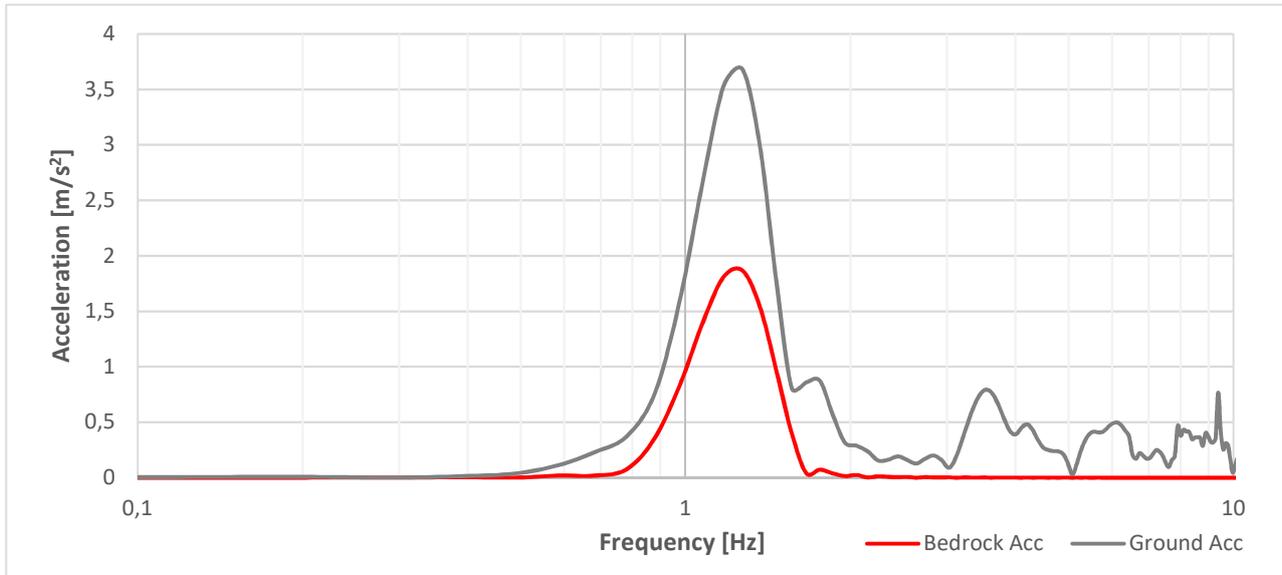
in due step. Questa volta per eccitare i contributi di deformazione non lineari si è adottato un'accelerogramma sismico sintetico a banda stretta, con frequenza predominante f_q prossima alla frequenza fondamentale f_b , che abbia un'ampiezza decisamente maggiore della precedente, pari a $a_q = 1,75 \text{ m/s}^2$. Quando i contributi di deformazione non lineare vengono chiamati in causa, il comportamento del terreno cambia dal momento che entrano in gioco le aliquote di dissipazione e di riduzione del modulo di taglio. In questa parte dell'analisi, tutti i segnali rilevati in output prima di essere diagrammati sono stati filtrati con un Filtro di Butterworth a due poli.

10.3.1 EFFETTI DI SITO E DELL'INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Prima di analizzare l'effetto di SSI si è proceduto alla valutazione dell'amplificazione stratigrafica in condizioni *free-field*. A tal proposito si analizza il profilo di terreno *Profilo6* considerato in condizioni medie di rigidezza, la cui frequenza fondamentale è $f_s = 3,4 \text{ Hz}$ che corrisponde ad un sottosuolo di Categoria *B* secondo la classificazione dell'Eurocodice 8. Dall'analisi diretta, in cui si è simulata propagazione di un'onda sintetica di ampiezza a_q pari a $1,75 \text{ m/s}^2$ a partire dal sottostato roccioso, è stato rilevato il segnale sulla superficie di terreno e sono stati confrontati gli accelerogrammi di input ed output.

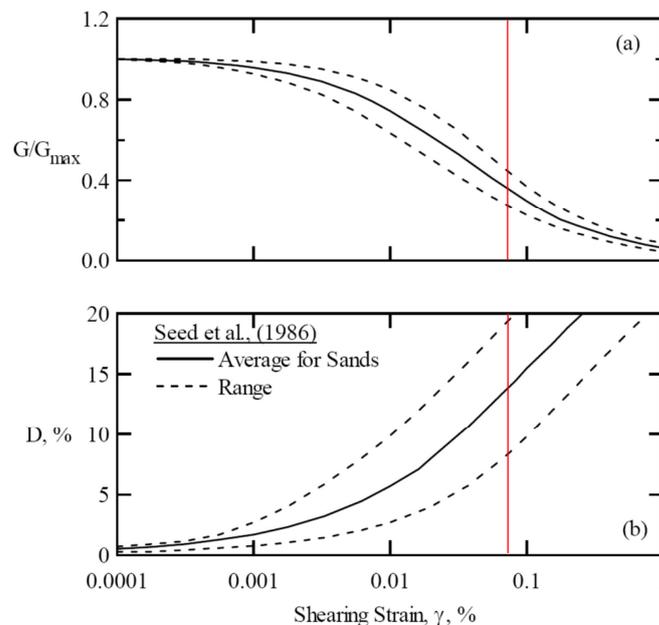


[Figura 10.19 – Confronto tra il segnale in input ed il segnale in output rilevato in superficie]



[Figura 10.20 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in input e del segnale in output rilevato in superficie]

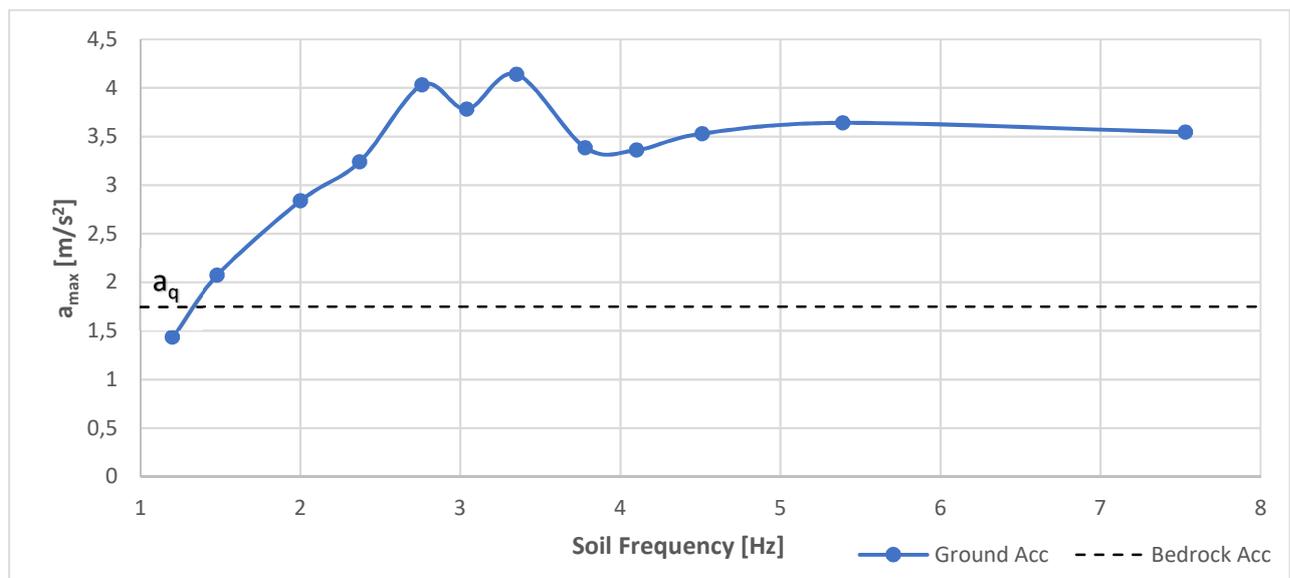
Il raggiungimento delle deformazioni nel range plastico non lineare per il terreno, tende ad incrementare l'irregolarità della risposta sismica della struttura e modifica la frequenza di vibrare del terreno durante il processo. Come si nota dalla *Figura 10.19* la risposta rilevata in superficie sta volta presenta un andamento irregolare, a causa del notevole comportamento non lineare del terreno: per il *Profilo* in questione si raggiungono **deformazioni** dello **0,07%** quindi si raggiunge la coda delle curve di decadimento.



[Figura 10.21 – Livello deformativo raggiunto]

La relativa ampiezza della risposta ottenuta al suolo è ben maggiore dell'ampiezza del segnale in input, sia dovuto al contrasto di impedenza in superficie che raddoppia l'ampiezza del segnale in entrata, sia dovuto agli effetti di sito. Dal confronto tra gli spettri di Fourier in *Figura 10.20* si nota come nel caso del segnale rilevato in superficie si riscontra dell'energia anche dopo il picco che sporca il segnale.

Per valutare l'effetto di amplificazione sono riportati di seguito in *Figura 10.22* i valori massimi di accelerazione rilevati sulla superficie di terreno a_{max} , per tutti i profili di terreno analizzati. Il segnale di input è il segnale sintetico di ampiezza a_q pari a $1,75 \text{ m/s}^2$ e frequenza fondamentale pari alla frequenza fondamentale della struttura $f_q = f_b = 1,2 \text{ Hz}$.

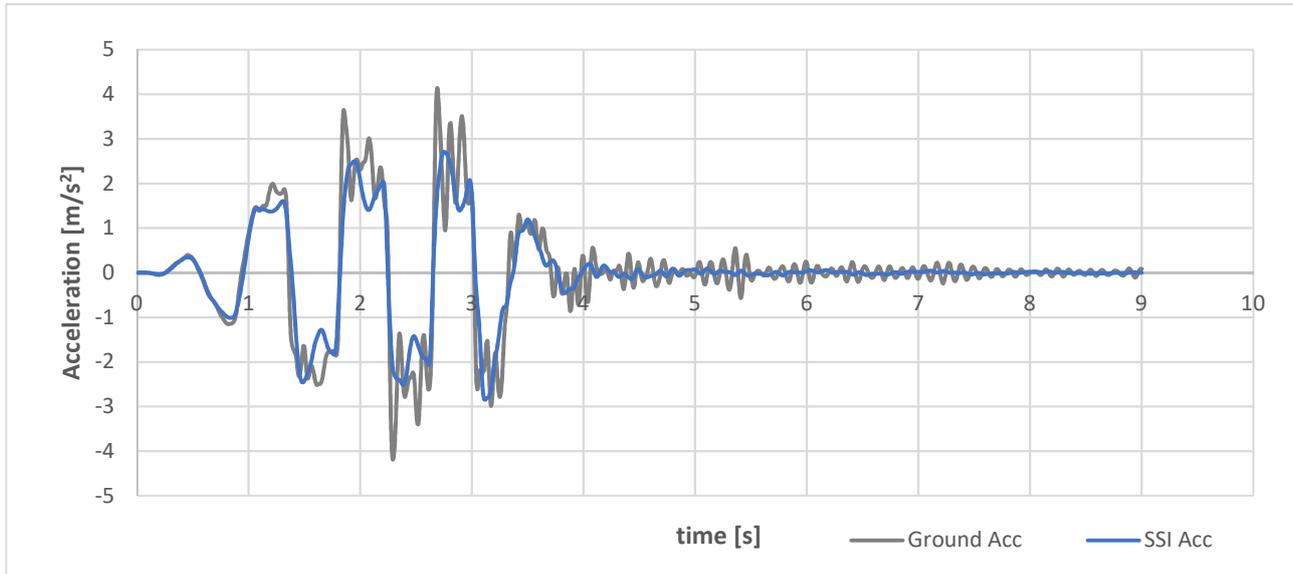


[Figura 10.22 – Accelerazione di picco al suolo per diversi profili di terreno]

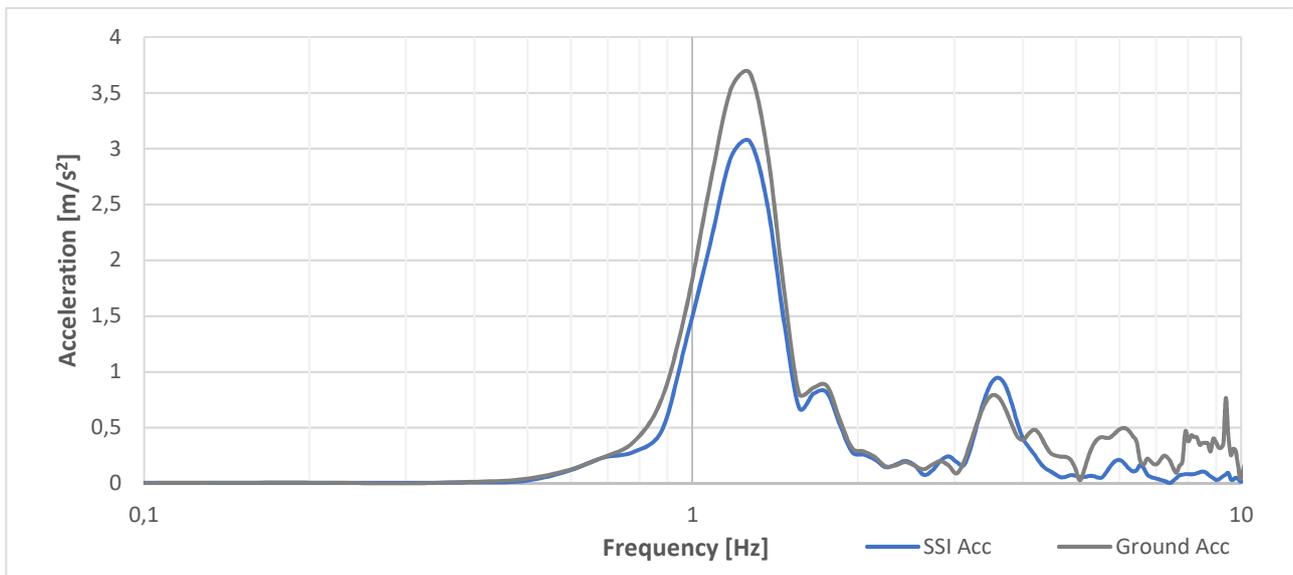
Come si nota dal grafico di *Figura 10.22*, il trend della risposta sismica strutturale nel caso di terreno non lineare è opposto a quello del caso lineare: quando la sollecitazione è importante, per effetto dell'azione dinamica del sisma, il terreno ha un comportamento non lineare e pertanto, assimilando l'azione sismica ad un'azione ciclica, ad ogni ciclo il materiale dissipa energia proporzionalmente all'area racchiusa all'interno dei cicli di isteresi. Inoltre, dalle curve di decadimento del modulo elastico e del rapporto di smorzamento si dimostra come per livelli deformativi maggiori, aumenta lo smorzamento e si riduce il modulo di taglio. Nel caso in questione si raggiungono **deformazioni** comprese tra **0,001%** per i profili di terreno più rigidi fino ad un massimo di **0,1%** per il terreno più deformabile. Per questi motivi per i profili di terreno più deformabili, quindi per frequenze fondamentali più basse, gli effetti di sito sono ridotti a causa di una maggiore dissipazione di energia durante il processo. Addirittura, per il terreno con frequenza fondamentale pari ad $1,2 \text{ Hz}$, il picco di accelerazione rilevato sulla superficie del terreno è inferiore all'ampiezza dell'onda incidente al livello dell'interfaccia terreno-struttura.

Se invece dalla stessa analisi del *Profilo₆*, al posto di considerare il segnale in input, si prende in considerazione la risposta alla base dell'edificio e la si confronta sempre con la risposta sulla

superficie di terreno, si potrà notare come la presenza della fondazione ha un effetto non indifferente. Di seguito si riporta il confronto tra il segnale in output rilevato sulla superficie di terreno ed il segnale rilevato alla base della struttura.



[Figura 10.23 – Confronto tra il segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]

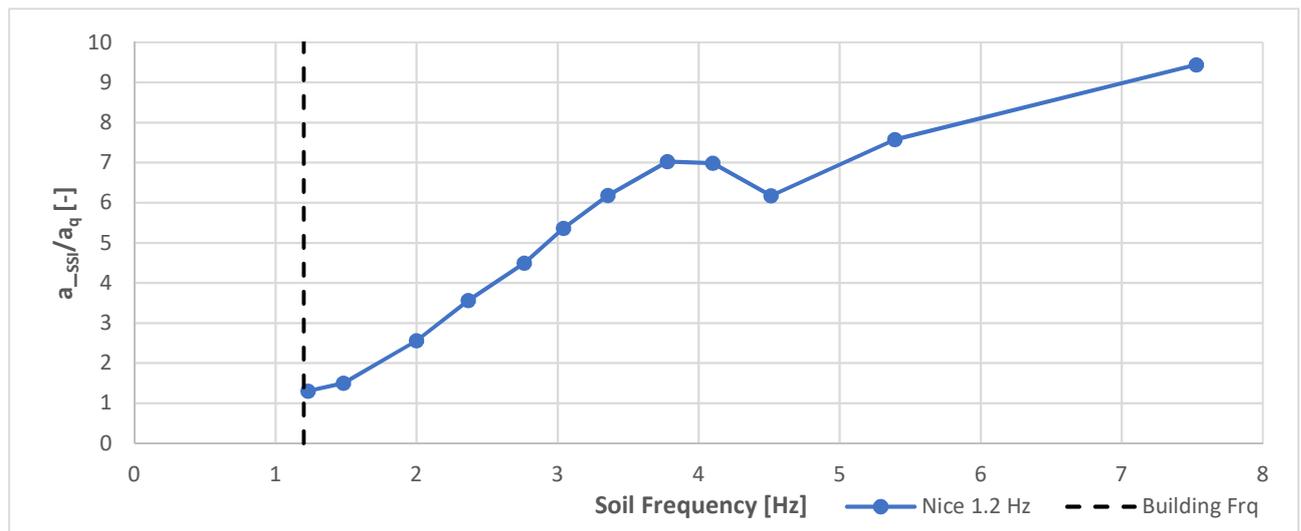


[Figura 10.24 – Confronto tra gli spettri di Fourier del segnale in output rilevato in superficie e alla base della struttura]

Le Figure 10.23 e 10.24 mostrano come anche nel caso di comportamento non lineare del terreno l'effetto di amplificazione dell'onda che arriva in superficie, tenuto conto della presenza della fondazione, sia ridotto rispetto alla condizione *free-field*. Questo fenomeno ha delle ripercussioni sulla risposta sismica strutturale in quanto si riduce l'azione di progetto, pertanto si conferma la necessità di dover tenere conto dell'interazione terreno-struttura se si vuole ottenere una progettazione più accurata.

Il risultato ottenuto ha ulteriormente stimolato la tesi di ricerca e ha gettato le basi per la quantificazione dell'interazione; più avanti si riporta l'analisi dettagliata dell'interazione terreno-struttura riferita al caso studio dell'edificio della Prefettura di Nizza.

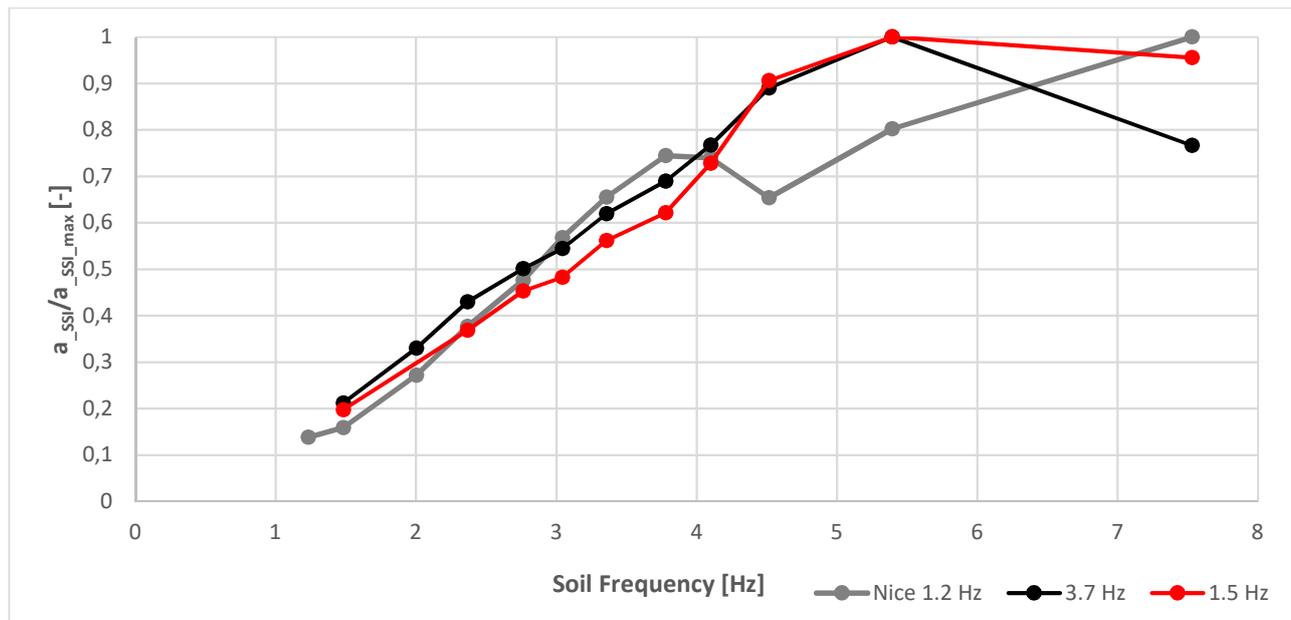
Considerato il modello completo di struttura-fondazione-terreno dell'analisi diretta, si è applicato all'interfaccia terreno-sotto-strato roccioso, un'accelerogramma sismico sintetico a banda stretta che presenta una frequenza predominante f_q prossima alla frequenza fondamentale f_b ed un'ampiezza $a_q = 1,75 \text{ m/s}^2$. Eseguita l'analisi di propagazione 1D-3C è stato rilevato l'accelerogramma in cima alla Prefettura di Nizza in tutte le condizioni dei profili di terreno. Del segnale rilevato in cima all'edificio si rappresenta il picco di accelerazione, normalizzato rispetto all'ampiezza massima del segnale sismico a_q , per evidenziare la differenza tra input e output indipendentemente dalla differenza in termini di ampiezza. In *Figura 10.25* è mostrata la variazione del picco di accelerazione in cima all'edificio della Prefettura di Nizza normalizzato rispetto all'ampiezza del segnale sismico a_{SSI}/a_q , con la frequenza naturale di ciascun profilo di terreno f_s , quando il carico sismico è applicato nella direzione della prima forma modale della struttura.



[Figura 10.25 – Accelerazione a_{SSI}/a_q rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]

L'accelerazione di picco in cima all'edificio a_{SSI} è maggiore per i terreni più rigidi che non riescono a dissipare l'energia entrante. Infatti, per la stessa ampiezza del segnale di input, l'effetto di riduzione dell'ampiezza della risposta strutturale, rispetto al caso di comportamento lineare del suolo, è sensibilmente più evidente nei terreni più deformabili (ordine decrescente di f_s) e progressivamente ridotto per i terreni più rigidi, a causa del livello di deformazione raggiunto (allontanamento dalla linearità del comportamento). L'accelerazione di picco decresce per terreni più deformabili, quindi al diminuire della frequenza fondamentale del terreno, poiché il materiale raggiunge livelli di deformazione e di non linearità maggiori, da cui ne consegue un maggiore contributo di dissipazione.

I risultati ottenuti sono stati normalizzati in modo da poter confrontare la soluzione della Prefettura di Nizza con gli edifici intelaiati in calcestruzzo armato presi come riferimento. Gli edifici di riferimento analizzati sono due strutture a telaio in calcestruzzo armato multipiano, rispettivamente di tre e sette piani, che hanno frequenze fondamentali rispettivamente pari a $f_b = 3,7$ Hz e $f_b = 1,5$ Hz. Questa volta il picco di accelerazione in cima a ciascun edificio a_{SSI} viene normalizzato rispetto al relativo valore massimo a_{SSI_max} rispetto alla frequenza naturale f_s di ogni profilo di terreno.

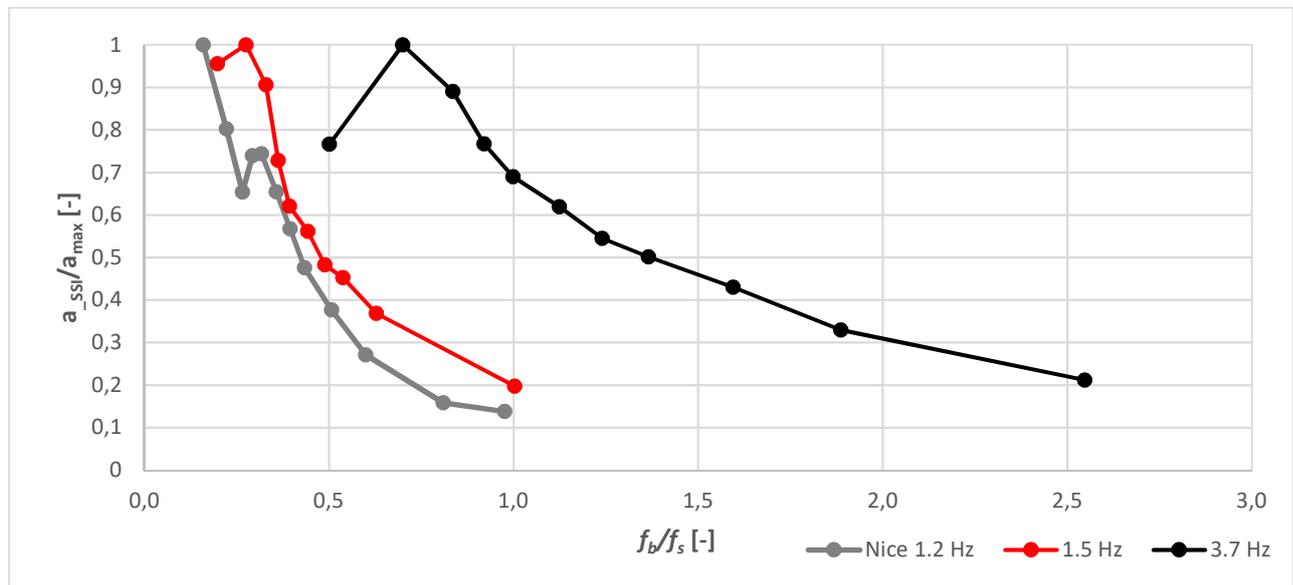


[Figura 10.26 – Accelerazione a_{SSI}/a_{max} rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]

Come si può notare dal grafico di *Figura 10.26*, l'andamento del picco di accelerazione in cima all'edificio della Prefettura di Nizza, in funzione della frequenza del profilo di terreno, è simile a quello degli edifici intelaiati in CA confrontati. A differenza dei risultati ottenuti nel caso di comportamento lineare del terreno, in cui si riscontra un andamento simile per tutti gli edifici analizzati, questa similitudine si perde nel caso di comportamento non lineare. Un comportamento simile si riscontra però in funzione della frequenza del terreno.

La riduzione della risposta strutturale su terreni più deformabili, rispetto al caso di terreno rigido, è giustificata dalla maggiore dissipazione di energia a causa del raggiungimento di deformazioni maggiori. La riduzione della risposta a causa della non linearità del comportamento del terreno si manifesta in profili di terreno con velocità delle onde di taglio crescenti con la profondità, come nei casi analizzati. Questo risultato non è generalizzabile, poiché in caso di inversioni nel profilo delle velocità (strati rigidi posti tra strati più soffici), si possono avere importanti effetti di amplificazione del movimento sismico.

La variabilità dell'effetto di SSI è elevata, di conseguenza, si è deciso di analizzare in dettaglio il problema caratterizzando il picco di accelerazione rispetto al rapporto tra la frequenza fondamentale della struttura f_b e la frequenza propria del terreno f_s .



[Figura 10.27 – Accelerazione a_{SSI}/a_{max} rispetto al rapporto Frequenza dell'edificio sulla Frequenza del profilo di terreno]

Secondo la Figura 10.27, quando la non linearità del terreno è tenuta in conto, la risposta sismica di tutte e tre le strutture analizzate, in termini di picco di accelerazione in cima all'edificio, hanno un andamento decrescente all'aumentare del rapporto tra le frequenze fondamentali della struttura e del terreno f_b/f_s , quindi per terreni più deformabili.

Dal grafico si nota però, come le curve, per bassi valori del rapporto f_b/f_s , si comportano in modo diverso: non raggiungono il rispettivo valore massimo in corrispondenza del valore unitario del rapporto f_b/f_s come avveniva nel caso di comportamento lineare del terreno, bensì per rapporti inferiori.

Quando si raggiunge il campo elasto-plastico, all'aumentare del livello deformativo, il modulo di taglio e quindi la velocità di propagazione delle onde di taglio nel terreno diminuiscono e ciò si ripercuote sulla prima frequenza di risonanza.

$$G < G_0 \rightarrow V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} < V_{s,0} \rightarrow f = \frac{V_s}{4H} < f_0 \quad (10-2)$$

Ciò significa che la frequenza fondamentale del terreno si è spostata verso valori inferiori e la riduzione è tanto più marcata quanto più è deformabile il terreno. Allo stesso tempo, l'effetto della non linearità del terreno comporta una riduzione più marcata dell'ampiezza della risposta strutturale, quindi un effetto di SSI più importante a causa dell'elevato contributo di dissipazione. Pertanto, la risposta strutturale massima si registra per i terreni più rigidi che rimangono in campo elastico-lineare, quindi per terreni con frequenza di vibrare più alta. Quest'ultimo fenomeno ha un

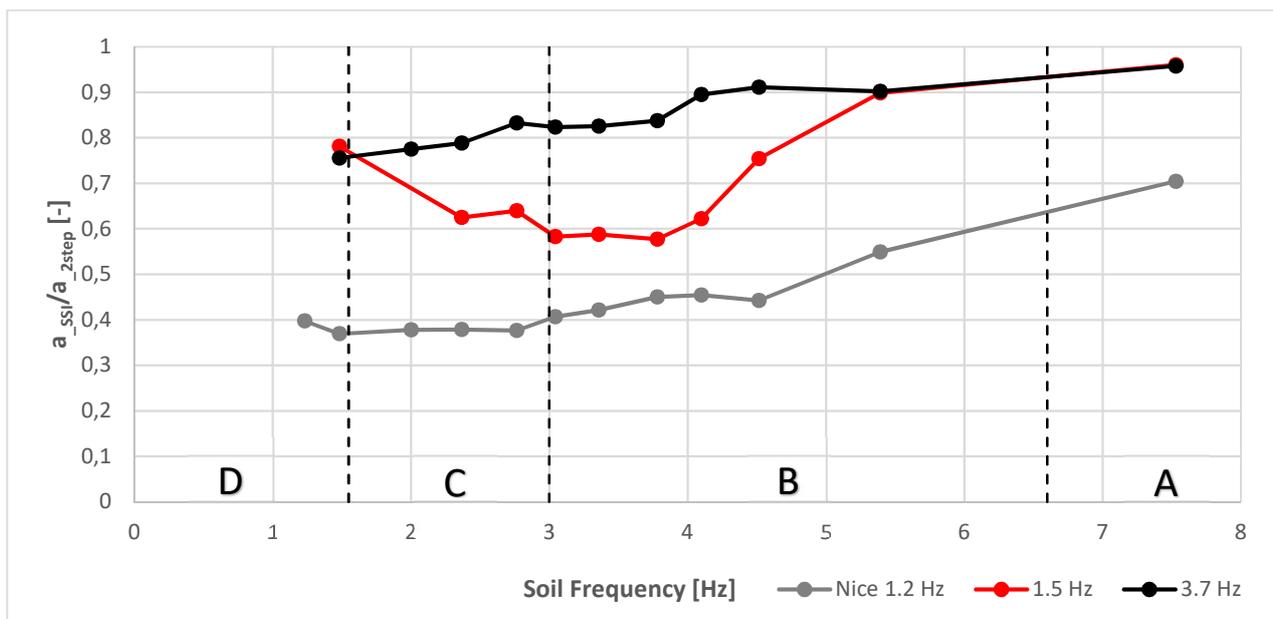
effetto preponderante sulla riduzione della frequenza fondamentale, per questo motivo nel grafico di *Figura 10.27* il picco delle curve si muove verso valori più bassi del rapporto f_b/f_s : maggiore è il livello di deformazione raggiunto dal terreno e più a sinistra si sposterà il massimo della curva.

L'edificio della Prefettura di Nizza presenta un andamento che segue quello dell'edificio di riferimento che ha la frequenza fondamentale più vicina, rispettivamente $1,2 \text{ Hz}$ e $1,5 \text{ Hz}$, nonostante la tipologia strutturale sia diversa da quella degli edifici di riferimento.

Pertanto, le curve in *Figura 10.27* relative agli edifici con frequenze fondamentali rispettivamente tra $1,2 \text{ Hz}$ e $3,7 \text{ Hz}$, definiscono gli estremi di uno stretto range di variazione del picco di accelerazione in cima all'edificio.

Una volta appurata l'amplificazione della risposta strutturale per effetto del comportamento non lineare del terreno, si è proceduto alla quantificazione degli effetti di interazione terreno-struttura. Per capire di quanto la risposta strutturale sia influenzata dalla presenza delle fondazioni sono state confrontate le risposte in accelerazione in cima all'edificio nei due casi di analisi diretta e in due step. L'analisi diretta tiene conto degli effetti di interazione, mentre l'analisi in due step restituisce una risposta strutturale priva di influenza. Secondo Saez et al. (2011), si è assunto come parametro di riferimento per la misura dell'effetto di SSI, il rapporto tra il picco di accelerazione in cima all'edificio ottenuta dalla soluzione diretta dell'equazione di equilibrio per il sistema terreno-struttura e da un'analisi in due step a_{SSI}/a_{2step} . La risposta è stata analizzata per diversi profili di terreno in modo da valutare l'influenza degli effetti di sito nell'interazione dinamica terreno-struttura.

In *Figura 10.28* è mostrata la variazione con la frequenza del terreno del picco di accelerazione in cima all'edificio in un'analisi diretta rapportata su quella ottenuta in un'analisi in due step a_{SSI}/a_{2step} , per l'edificio della Prefettura di Nizza e per i due edifici intelaiati usati come confronto, in condizioni di comportamento non lineare del terreno.



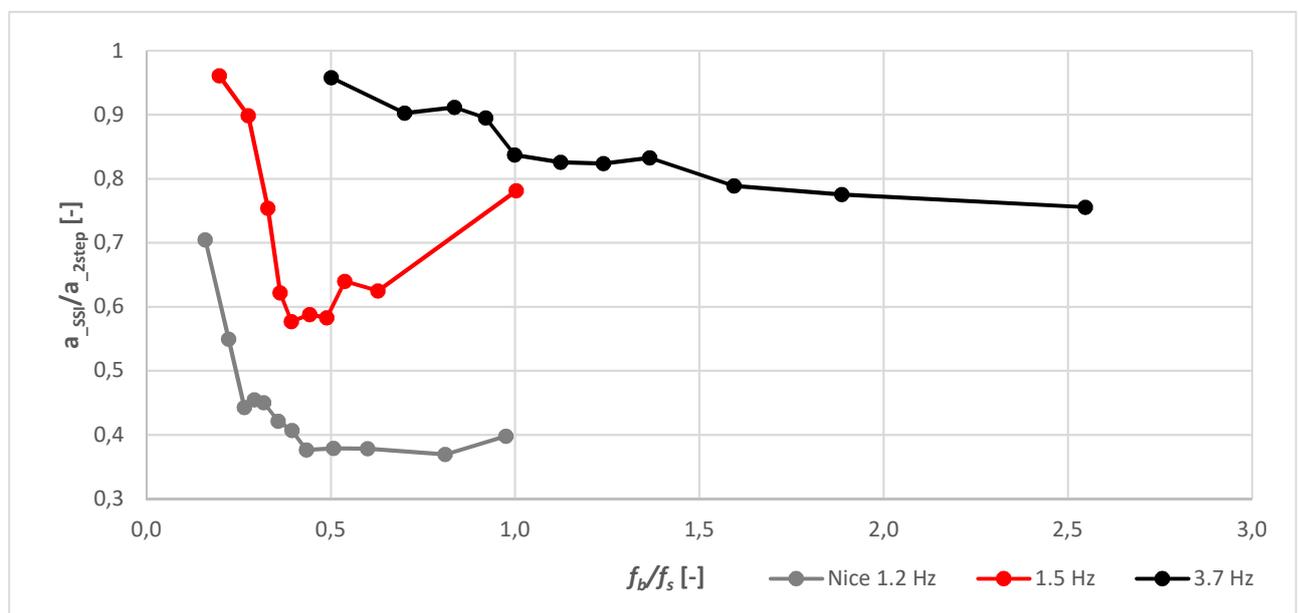
[Figura 10.28 – Accelerazione a_{SSI}/a_{2step} rispetto alla Frequenza del profilo di terreno]

Innanzitutto, si nota che anche nel caso di comportamento non lineare del terreno l'effetto di SSI riduce la risposta sismica strutturale in tutti gli edifici analizzati e per tutti i profili di terreno.

Se nel caso di comportamento lineare del terreno l'effetto di SSI iniziava ad essere non indifferente nel range di frequenze di categoria C di sottosuolo (secondo la classificazione dell'Eurocodice 8), nell'ipotesi di comportamento non lineare invece la riduzione della risposta strutturale inizia a manifestarsi già per frequenze comprese nella categoria B, nel caso degli edifici intelaiati di riferimento. In particolare, per l'edificio della Prefettura di Nizza l'**interazione dinamica terreno-struttura** riduce la risposta strutturale anche per terreni appartenenti alla categoria A di sottosuolo. La riduzione è compresa tra il **20%** e il **60%** per strutture intelaiate in CA fondate su sottosuolo di categoria C – categoria alla quale appartiene il terreno su cui si trova attualmente l'edificio della Prefettura di Nizza –. Si nota ancora, come gli edifici con una frequenza fondamentale più alta, quindi più rigidi, siano meno soggetti agli effetti di interazione.

L'edificio del caso studio nonostante ha una frequenza di vibrare simile a quella di uno degli altri edifici avente 7 piani (1,5 Hz), ha un'altezza decisamente più importante ed è soggetto ad un effetto di SSI più evidente, con valori di riduzione che partono dal **30%** già su ammassi rocciosi affioranti e raggiungono il **60%** per tutto il range di frequenze delle categorie C e D.

Di seguito è rappresentata la variazione con il rapporto delle frequenze fondamentali f_b/f_s del picco di accelerazione in cima agli edifici ottenuto dall'analisi diretta normalizzato rispetto al picco di accelerazione ottenuto nell'analisi in due-step (a_{SSI}/a_{2step}) in *Figura 10.29*.



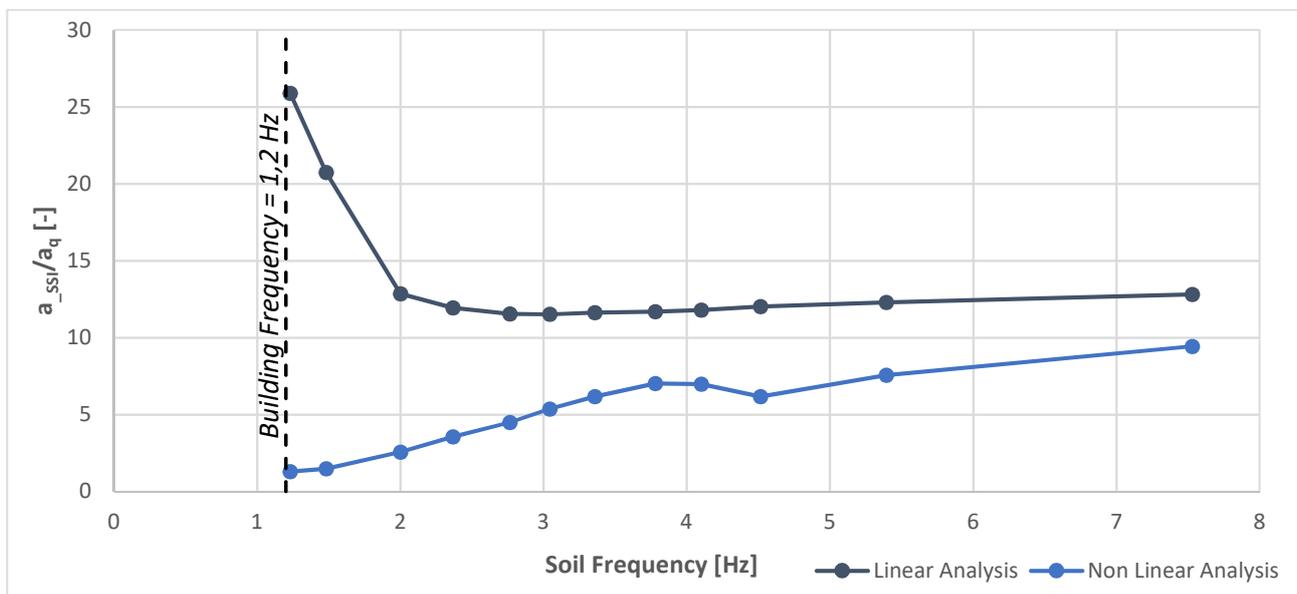
[Figura 10.29 – Accelerazione a_{SSI}/a_{2step} rispetto al rapporto Frequenza dell'edificio sulla Frequenza del profilo di terreno]

La risposta sismica strutturale della Prefettura di Nizza considerando l'effetto di SSI e tenendo conto del comportamento non lineare del terreno, segue un andamento iperbolico raggiungendo il

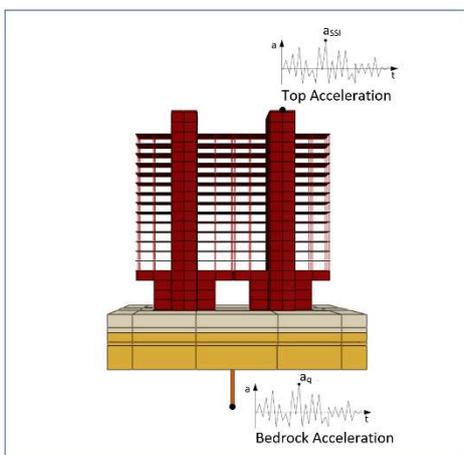
valore massimo per il minimo rapporto f_b/f_s . Le curve costruite per gli edifici intelaiati in CA rispondono in modo differente nei confronti del rapporto tra le frequenze fondamentali f_b/f_s , sebbene presentano anch'esse il valore massimo per il rispettivo minimo rapporto f_b/f_s . Pertanto, con la presente parametrica non si riesce a generalizzare i risultati per gli edifici in CA con fondazioni superficiali.

10.4 CONFRONTO ANALISI LINEARE E NON LINEARE

I principali risultati dell'analisi lineare e non lineare per il solo edificio della Prefettura di Nizza sono riassunti nei grafici seguenti.



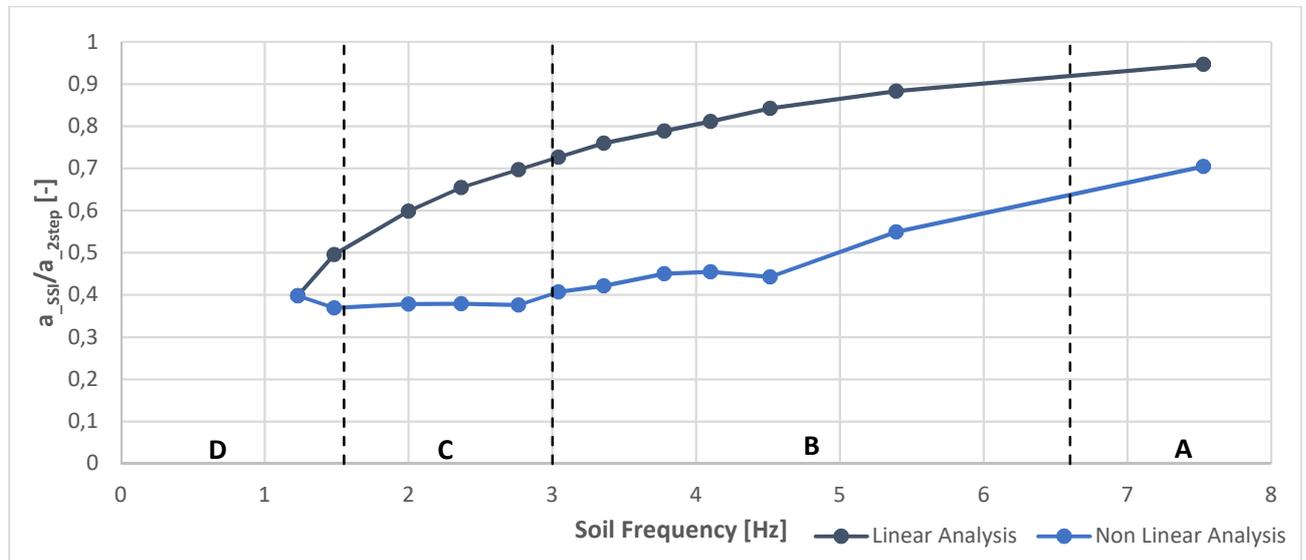
[Figura 10.30 – Accelerazione massima in cima alla Prefettura di Nizza rispetto all'ampiezza dell'onda incidente per diversi terreni]



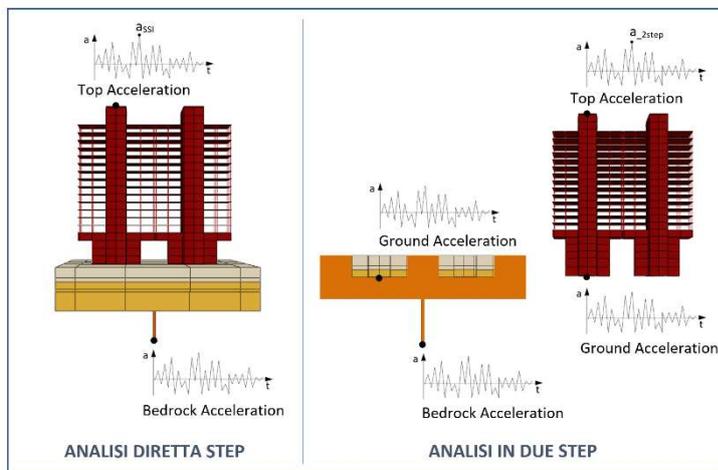
L'effetto della non linearità abbate l'accelerazione massima valutata in cima alla struttura nell'analisi diretta per i terreni più deformabili, mentre per terreni più rigidi la differenza tra le due analisi è ridotta a causa della minima componente di dissipazione degli strati di terreno l'effetto di riduzione dell'ampiezza della risposta strutturale, rispetto al caso di comportamento lineare del suolo, è sensibilmente più evidente nei terreni più deformabili (ordine decrescente di f_s) e progressivamente ridotto per i terreni più rigidi, a causa del livello di deformazione raggiunto (allontanamento dalla linearità del

comportamento). L'accelerazione di picco decresce per terreni più deformabili, quindi al diminuire della frequenza fondamentale del terreno, poiché il materiale raggiunge livelli di

deformazione e di non linearità maggiori. Si sottolinea come nel caso di comportamento lineare del terreno, l'amplificazione del segnale in cima all'edificio è così elevata dal momento in cui nel modello non sono state assegnate né smorzamento di Rayleigh né smorzamento viscoso.



[Figura 10.31 – Rapporto tra l'accelerazione massima in cima alla Prefettura di Nizza nell'analisi diretta su accelerazione ottenuta nell'analisi in due step per diversi terreni]



L'effetto di SSI valutato come rapporto tra l'accelerazione in cima all'edificio ottenuta dalla soluzione diretta rispetto a quella dell'analisi in due step a_{SSI}/a_{2step} giunge allo stesso risultato, ovvero al 60% di riduzione dell'azione sismica, per terreni in categoria D (classificazione dei sottosuoli secondo l'Eurocodice 8), in entrambi i casi di comportamento lineare e non lineare del terreno.

Inoltre, nel caso non lineare la riduzione del 60% della risposta sismica si prolunga fino a frequenze proprie del terreno di 4 Hz. Per terreni più rigidi la forbice tra i risultati delle due analisi si apre fino a mantenersi costante. A differenza del caso di comportamento lineare del terreno, quando viene preso in conto il comportamento non lineare e l'effetto di SSI, l'edificio della Prefettura di Nizza presenta una riduzione della risposta strutturale, anche per terreni rigidi in categoria A. Entrambe le analisi mostrano come l'effetto d'interazione sia considerevole per terreni di categoria C, categoria alla quale appartiene il deposito di terreno in cui si trova la struttura.

CONCLUSIONI

Nella pratica professionale, il concetto di progettazione di una struttura di ingegneria civile che resiste alle forze orizzontali è stato introdotto progressivamente a partire dagli anni '70 in Europa nei codici europei di progettazione sismica per garantire la sicurezza di una struttura nei confronti delle azioni dinamiche quali terremoti e vento, aventi componente predominante nella direzione orizzontale. Le norme di progettazione avanzano in base al progredire della conoscenza sul comportamento delle strutture, in seguito a eventi catastrofici, e al crescente progresso delle potenzialità informatiche e quindi di calcolo numerico. Oggi, l'Eurocodice 8, codice Europeo in materia di progettazione sismica, non tiene conto dell'Interazione dinamica Terreno-Struttura nel caso di edifici in CA con fondazioni superficiali.

Questa tesi di ricerca utilizza un metodo per investigare l'importanza dell'effetto di SSI ai fini di progetto, a partire dalla valutazione della risposta dinamica del terreno agli eventi sismici, tenuto conto degli effetti di sito, e della risposta dinamica della struttura. L'obiettivo della tesi è analizzare il comportamento sismico dell'edificio della Prefettura di Nizza (Francia) e di confrontarlo con quello di altri edifici in cemento armato intelaiati, in termini di risposta strutturale e dell'effetto di SSI.

Per studiare gli effetti di sito e d'interazione dinamica terreno-struttura, si è sfruttato l'approccio di modellazione della propagazione verticale di onde sismiche a tre componenti in un dominio di terreno a forma di T (*IDT-3C*), sulla cui superficie si trova un edificio. Il modello di propagazione *IDT-3C* consente di superare gli ostacoli della discretizzazione 3D, quali la conoscenza dei parametri geotecnici che rendono difficile la realizzazione di un modello di terreno esteso, e d'altro canto, il numero di nodi nella discretizzazione spaziale che comporta un maggiore tempo computazionale. Inoltre, per un modello di terreno mono-dimensionale, i parametri geotecnici sono facili da caratterizzare (usando un'indagine a foro singolo) e la definizione delle condizioni al contorno risulta agevole (il segnale di input e la condizione assorbente al contorno, sono attribuiti per un singolo elemento).

Il modello *IDT-3C* adottato, è stato applicato al caso studio della Torre della Prefettura di Nizza, un edificio in calcestruzzo armato (CA) costituito da due torri gemelle, realizzate con muri armati, a cui sono collegate solette a sbalzo. L'edificio è stato selezionato poiché è l'unico edificio monitorato della Regione Alpi-Marittime, in quanto è l'unica struttura in CA molto alta costruita su un deposito alluvionale con potenziali effetti di sito.

Prima di eseguire le analisi di propagazione delle onde sismiche, è stato necessario calibrare ogni singola parte del modello, usando il programma di calcolo *Abaqus*, e verificare il corretto funzionamento del modello d'insieme struttura-fondazione-terreno, eseguendo delle analisi preliminari. Al fine di ottimizzare la modellazione e ridurre i tempi di calcolo, sono stati eseguiti dei test per definire l'estensione del dominio di terreno, per valutare l'effetto della presenza dello scavo nella frequenza fondamentale del terreno e per valutare fino a che profondità si risente dell'effetto di SSI.

È stata intrapresa un'analisi parametrica che combina 12 profili di terreno con la struttura della Prefettura di Nizza sia in regime elastico lineare, che nell'ipotesi di comportamento non lineare del terreno, per un totale di 72 analisi. Sono stati modellati terreni con diverse frequenze fondamentali in modo da studiare l'interazione per le principali categorie di sottosuolo definite dall'Eurocodice 8. Come accelerogramma di input è stato adottato un segnale sintetico a banda stretta, con frequenza predominante uguale alla frequenza fondamentale della struttura.

L'effetto di sito è valutato come confronto tra il segnale rilevato in superficie ed il segnale incidente. L'effetto d'interazione è definito come rapporto tra la soluzione diretta del problema di equilibrio dinamico dell'insieme terreno-fondazione-edificio (SSI) e la soluzione ottenuta in due fasi (steps). In quest'ultima, la risposta strutturale è ottenuta a partire dal moto in condizioni *free-field* applicato all'edificio a base fissa. Il rapporto è dato in termini di valori massimi di accelerazione in cima all'edificio a_{SSI}/a_{2step} .

I principali risultati dell'analisi parametrica compiuta sono riassunti come segue:

- Comportamento lineare del terreno

- Gli effetti di sito, stimati dal confronto tra il picco di accelerazione rilevato sulla superficie del suolo e l'ampiezza del segnale incidente, confermano i risultati di letteratura, ovvero sono trascurabili per ammassi rocciosi affioranti e aumentano per terreni sempre più deformabili.
- La risposta sismica strutturale tenuto conto degli effetti di SSI, valutata come picco di accelerazione in cima all'edificio della Prefettura di Nizza, normalizzato rispetto all'ampiezza dell'onda incidente, è massimo per il profilo di terreno con frequenza di vibrazione uguale a quella dell'edificio. Questo risultato è stato confrontato con quello ottenuto per altri cinque edifici intelaiati e per tutti la massima risposta strutturale, in termini di accelerazione in cima all'edificio, si raggiunge per la condizione di risonanza del sistema terreno-struttura ($f_s = f_b$).
- L'effetto di SSI, stimato come il rapporto tra l'accelerazione di picco in cima all'edificio ottenuto dalla soluzione diretta dell'equilibrio per l'intero sistema e dall'analisi in due step, è massimo per la condizione di risonanza tra terreno e struttura, per il caso di segnale sintetico a banda stretta che eccita la rispettiva frequenza fondamentale dell'edificio. Questo risultato è stato ottenuto sia nel caso della Prefettura di Nizza che per altri cinque edifici intelaiati in CA di riferimento.
- Negli edifici intelaiati in calcestruzzo armato usati come confronto, l'influenza dell'effetto di SSI riduce l'accelerazione di picco in cima all'edificio, in condizioni di risonanza, di circa il **20-30%**, mentre del **60%** per la Prefettura di Nizza. Quest'ultimo, nonostante ha una frequenza di vibrare simile a quella di uno degli altri edifici avente 7 piani (1,5 Hz), ha un'altezza decisamente più importante perché costituito da 17 piani fuori terra. Questo risultato suggerisce l'importanza dell'altezza come ulteriore parametro che influenza la SSI.

- Comportamento non lineare del terreno
 - I livelli di deformazione raggiunti dal terreno, nelle analisi con comportamento non lineare, sono compresi tra **0,01-0,1 %**. Il raggiungimento delle deformazioni nel range plastico non lineare tende ad incrementare l'irregolarità della risposta sismica della struttura e modifica la frequenza di vibrare del terreno durante il processo.
 - Gli effetti di amplificazione del segnale, stimati dal confronto tra il picco di accelerazione rilevato sulla superficie del suolo e l'ampiezza del segnale incidente, per i profili di terreno più deformabili, aventi frequenze fondamentali più basse, sono ridotti a causa di una maggiore dissipazione di energia durante l'eccitazione.
 - La risposta sismica strutturale tenuto conto degli effetti di SSI, valutata come picco di accelerazione in cima all'edificio della Prefettura di Nizza normalizzato rispetto all'ampiezza dell'onda incidente, è maggiore per i terreni più rigidi che non riescono a dissipare l'energia entrante. Per la stessa ampiezza del segnale di input, l'effetto di riduzione dell'ampiezza della risposta strutturale, rispetto al caso di comportamento lineare del terreno, è sensibilmente più evidente nei terreni più deformabili (ordine decrescente di f_s) e progressivamente ridotto per i terreni più rigidi, a causa del livello di deformazione raggiunto (allontanamento dalla linearità del comportamento). L'accelerazione di picco decresce per terreni più deformabili, quindi al diminuire della frequenza fondamentale del terreno, poiché il materiale raggiunge livelli di deformazione e di non linearità maggiori.
 - Per terreni con frequenza propria prossima alla frequenza fondamentale della struttura, la risposta strutturale non restituisce il valore massimo tra tutti i profili analizzati, denotando come, per lo stesso livello di sollecitazione sismica, la risposta strutturale massima si abbia per i terreni più rigidi che rimangono in campo lineare.
 - L'andamento del picco di accelerazione in cima all'edificio della Prefettura di Nizza, in funzione della frequenza del profilo di terreno, è simile a quello degli edifici intelaiati in CA confrontati. A differenza dei risultati ottenuti nel caso di comportamento lineare del terreno, in cui si riscontra un andamento simile per tutti gli edifici analizzati, questa similitudine si perde nel caso di comportamento non lineare. Un andamento simile si riscontra però in funzione della frequenza del terreno. La riduzione della risposta strutturale su terreni più deformabili, rispetto al caso di terreno rigido, è giustificata dalla maggiore dissipazione di energia a causa del raggiungimento di deformazioni maggiori. La riduzione della risposta a causa della non linearità del comportamento del terreno si manifesta in profili di terreno con velocità delle onde di taglio crescenti con la profondità, come nei casi analizzati. Questo risultato non è generalizzabile, poiché in caso di inversioni nel profilo delle velocità (strati rigidi posti tra strati più soffici), si possono avere importanti effetti di amplificazione del movimento sismico.
 - L'effetto di SSI è stimato come il rapporto tra l'accelerazione di picco in cima all'edificio ottenuta dalla soluzione diretta dell'equazione di equilibrio dinamico per il sistema terreno-struttura e quella ottenuta in un'analisi in due step a_{SSI}/a_{2step} . L'interazione terreno-

struttura riduce la risposta sismica strutturale in tutti gli edifici analizzati e per tutti i profili di terreno.

- A differenza degli edifici intelaiati, quando si tiene conto dell'effetto di SSI e del comportamento non lineare del terreno, l'edificio della Prefettura di Nizza presenta una riduzione della risposta strutturale, rispetto al caso di comportamento lineare del terreno, anche per terreni rigidi appartenenti alla categoria A di sottosuolo (secondo la classificazione dell'Eurocodice 8).
- Nei casi analizzati, l'influenza dell'effetto di SSI può ridurre l'accelerazione di picco in cima all'edificio, tra il **20%** e il **60%** per strutture intelaiate in calcestruzzo armato fondate su suolo di categoria C, e raggiunge il **60%** per la Prefettura di Nizza in tutto il range di frequenze delle categorie C e D.
- La risposta strutturale della Prefettura di Nizza considerando l'effetto di SSI e tenendo conto del comportamento non lineare del terreno, in funzione del rapporto f_b/f_s risponde in modo differente rispetto agli edifici intelaiati in CA, sebbene presentano anch'essi il valore massimo per il rispettivo minimo rapporto f_b/f_s .

Questa tesi estende lo studio di Fares (2018) ad una struttura reale di spiccata altezza, costituita da muri in CA. Si dimostra come l'effetto di SSI sia ancora più importante per strutture di altezza elevata.

La presente analisi parametrica conferma alcuni risultati di letteratura riguardanti le analisi di SSI ma, risulta ancora difficoltoso generalizzare i risultati per gli edifici in CA con fondazioni superficiali, considerando unicamente il rapporto in frequenza tra struttura e terreno. Ulteriori analisi sarebbero opportune per poter costruire abachi dipendenti da fissati parametri, tra i quali l'altezza dell'edificio.

Questa tesi può evolvere in un'estesa analisi parametrica in cui si osserva come la dimensione e la tipologia della fondazione influenza l'effetto di interazione a parità di edificio. Inoltre, l'analisi parametrica può essere intrapresa per comprendere la risposta di strutture in acciaio o in legno.

Per consentire la verifica del modello numerico, gli esperimenti su strutture strumentate in scala reale e proporzionale potrebbero essere utilizzati per confrontare la risposta strutturale numerica e sperimentale al carico dinamico.

Questa tesi di ricerca ha mostrato il potenziale di una tecnica di modellazione della propagazione verticale delle onde sismiche a tre componenti (1DT-3C) per studiare gli effetti d'interazione terreno-struttura.

BIBLIOGRAFIA

- <https://www.pss-archi.eu/immeubles/FR-06088-5361.html>
- Abaqus User Manual (2014). Abaqus Theory Guide. Version 6.14. USA Dassault Systemes Simulia Corp.
- Bardet, J. P., and Tobita, T. (2001). “A Computer Program for Non-linear Earthquake Response Analyses of Layered Soil DeposSSI.” *Department of Civil Engineering, University of Southern California*.
- Betbeder-Matibet J (2008) Seismic Engineering, John Wiley and Sons, New Jersey.
- Chopra AK, Gutierrez JA (1974) Earthquake response analysis of multistorey buildings including foundation interaction. *Earthq Eng Struct Dyn* 3:65–77.
- CEN European Committee for Standardisation (2003) EN 1998-1: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for building.
- CEN European Committee for Standardisation (2003) EN 1998-5: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.
- Dubar, M., 2003. The Holocene deltas of Eastern Provence and the French Riviera: geomorphological inheritance, genesis and vulnerability, *Géomorphologie: Relief, Processus, Environnement* 9, 263–270.
- Fares R, Santisi d’Avila MP, Deschamps A (accepted in 2018) 1DT-3C wave propagation model for Structure-Soil-Structure Interaction analysis. *Soil Dyn Earthq Eng*.
- Fares R, Santisi d’Avila MP, Deschamps A (2018) Response Spectrum Considering Soil-Structure Interaction for Building with Shallow Foundation, 2–5.
- Fernandez Lorenzo, G. W., Mercerat, D., Santisi d’Avila, M. P., Bertrand, E., Courboux, F., Foundotos, L., and Deschamps, A., 2018. Numerical and Empirical Simulation of Linear Elastic Seismic Response of a Building: The Case of Nice Prefecture, 171-178.
- Gandomzadeh, A. (2011). “Dynamic soil-structure interaction: effect of nonlinear soil behavior.” *Université Paris-Est*.
- Hardin BO, Drnevich VP (1972) Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. *J Soil Mech Found Div ASCE* 98:667–692.
- Hughes TJR (1987) The finite element method - linear static and dynamic finite element analysis. Prentice Hall.

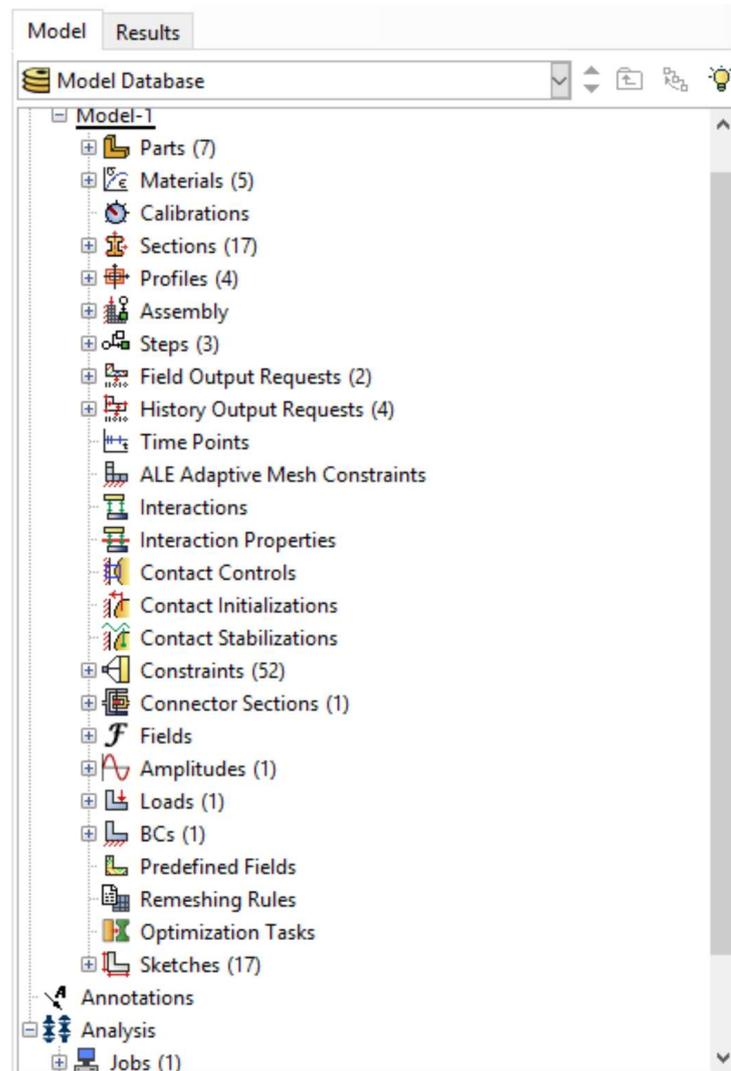
- Iwan WD (1967) On a Class of Models for the Yielding Behavior of Continuous and Composite Systems. *J Appl Mech* 34:612–617.
- Jennings PC, Bielak J (1973) Dynamics of building-soil interaction. *Bull Seismol Soc Am* 63:9–48.
- Joyner WB (1975) A method for calculating nonlinear seismic response in two dimensions. *Bull Seismol Soc Am* 65:1337–1357.
- Joyner WB, Chen ATF (1975) Calculation of nonlinear ground response in earthquakes. *Bull Seismol Soc Am* 65:1315–1336.
- Kaneko, T. (1975). “On Timoshenko’s correction for shear in vibrating beams.” *Journal of Physics D: Applied Physics*, 8(16), 1927.
- Kramer, S. L. (1996). “Geotechnical earthquake engineering. In prentice–Hall international series in civil engineering and engineering mechanics.” *Prentice-Hall, New Jersey*.
- Liu, H., Yang, Z., and Gaulke, M. S., 2005. Structural identification and finite element modeling of a 14-story office building using recorded data, *Engineering Structures* 27, 463–473.
- Mercerat, E. D., and Glinsky, N. (2015). “A nodal discontinuous Galerkin method for non-linear soil dynamics.” *6th International Conference Earthquake Geotechnical Engineering*.
- Mylonakis G, Gazetas G (2000) Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *J Earthq Eng* 04:277–301.
- Oral, E. (2016). “Modélisation multi-dimensionnelle de la propagation des ondes sismiques dans des milieux linéaires et non-linéaires.”
- Richart (1962) Expressions for Shear Modulus and Poisson’s Ratio of Porous Refractory Oxides.
- Saez E, Lopez Caballero F, Modaressi-Farahmand-Razavi A (2011) Effect of the inelastic dynamic soil–structure interaction on the seismic vulnerability assessment. *637 Struct Saf* 33:51–63.
- Saez E, Lopez Caballero F, Modaressi-Farahmand-Razavi A (2013) Inelastic dynamic soil–structure interaction effects on moment-resisting frame buildings. *Eng Struct* 51:166–177.
- Santisi d’Avila, M. P., and Lenti, L. (2012). “Modeling strong seismic ground motion: 3D loading path vs wavefield polarization.” *Geophysical Journal International*.
- Santisi d’Avila, M. P., Semblat, J.-F., and Lenti, L. (2013). “Strong ground motion in the 2011 Tohoku earthquake: A one-directional three-component modeling.” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 103(2B), 1394–1410.
- Santisi d’Avila MS, Lopez-Caballero F (2018) Analysis of nonlinear soil-structure interaction effects: 3D frame structure and 1-Directional propagation of a 3-Component seismic wave. *Comput Struct*.
- Seed, H.B., Ugas, C. & Lysmer, J., 1976. Sitedependent spectra for earthquake-resistant design. *Bulletin Seismological Society of America*, 66, 221-243.

- Seed H. B, and Sun J. I, (1986) “Implications of Site Effects in the Mexico City Earthquake of Sept. 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California” – 31.
- Stewart JP, Fenves GL, Seed RB (1999a) Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. I: Analytical Methods. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 125:26–37.
- Stewart JP, Seed RB, Fenves GL (1999b) Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 125:38–48.
- Stewart JP, Seed RB, Fenves GL (1999b) Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings. *J Geotech Geoenvironmental Eng* 125:38–48.
- Veletsos AS, Meek JW (1974) Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthq Eng Struct Dyn* 3:121– 138.
- Ventura, C. E., Brincker, R., Dascotte, E., and Andersen, P., 2001. FEM updating of the heritage court building structure, in *Proceedings of the IMAC-XIX: A Conference on Structural Dynamics*, 5–8 February 2001, Orlando, FL, 324–330.
- Wolf JP (1985) *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Zienkiewicz OC, Bicanic N, Shen FQ (1989) Earthquake input definition and the transmitting boundary conditions. In: Doltsinis IS (ed) *Advances in Computational Nonlinear Mechanics*. Springer Vienna, pp 109–138.

APPENDICE

ABAQUS/CAE

La presente analisi parametrica è stata realizzata grazie all'utilizzo del software agli elementi finiti Abaqus/CAE. L'utilizzo del programma ha richiesto una prima fase di familiarizzazione con i comandi e con le procedure seguite dal programma. Pertanto, vengono di seguito riassunte le principali voci della *flow chart* di Abaqus/CAE.



[Appendice 1 – Diagramma di FLusso di Abaqus]

Prima di iniziare una qualsiasi analisi in Abaqus/CAE è necessario impostare la directory in modo da indicare al programma la cartella dove verranno scritti i dati relativi alla definizione del modello numerico. Successivamente, si avvia la modellazione seguendo passo dopo passo le voci sopra indicate nella figura *Appendice 1*.

-PARTS: Una *Part* è una idealizzazione agli elementi finiti di un oggetto. Le *Parts* sono blocchi che costituiscono un assemblaggio (più avanti chiamato *Assembly*, così come per le altre voci, per seguire la denominazione posta dagli autori) di un modello Abaqus/CAE e che possono essere sia rigidi che deformabili. Le *Parts* sono riutilizzabili, possono essere usati molteplici volte nell'assemblaggio, ma non sono analizzate direttamente; una *part* è come fare un progetto dei suoi casi.

Si assemblano le *part instances* per creare un *Assembly* che si può discretizzare e analizzare.

Con il comando *PART* si dà inizio alla definizione geometrica del modello. Il dominio di terreno 3D viene definito come una *part* 3D di tipo deformabile. L'elemento ha una forma solida ed è ottenuto come estrusione di una superficie.

All'interno di ogni singola *part* è possibile definire i *Sets*.

- *Sets*: sono regioni rinominate o una raccolta di oggetti su cui si possono compiere svariate operazioni.

Una delle più utili caratteristiche del metodo di definizione dei dati di Abaqus è la disponibilità dei *sets*. Un *set* può essere inteso come un *set* di nodi o un *set* di elementi. Si fornisce un nome (1–80 caratteri, di cui il primo deve essere una lettera) per ogni *set*. Quella particolare denominazione quindi fornisce un significato di riferimento per tutti i membri del *set*. Scegliendo significativamente il nome del *set* si rende più semplice identificare quale dato appartiene a quale parte del modello.

In ciascuna *part* sono stati creati almeno un *set* su cui si chiederà l'*History Output* (spiegato più avanti).

All'interno della sezione *Part*, è importante anche la definizione della *Section Assignments*.

- *Section Assignments*: è il dato che specifica le proprietà delle regioni in un *Assembly* di Abaqus/CAE o in un *set* di elementi di un modello Abaqus/Standard, Abaqus/Explicit, o Abaqus/CFD. La definizione di una *section* può contenere informazioni come il nome del materiale, il rapporto di Poisson, i dati di rigidità a taglio, e altri vari parametri.

Opzionalmente è possibile assegnare all'elemento le caratteristiche ingegneristiche (*Engineering Features*) quali *Inertias*, *Cracks*, *Springs/Dashpots*.

Nella costruzione del modello, alla base dei principi del F.E.M., è necessario che esso sia diviso nelle sue *parti* più semplici, pertanto, per una adeguata discretizzazione, è importante la definizione della *mesh*.

- *Mesh*: è intesa come la composizione di elementi finiti definiti su un modello. Si può definire una *mesh* su una *part* o su un *Assembly*. *Meshing* è l'attività di discretizzare la geometria in una rappresentazione agli elementi finiti.

Per una corretta discretizzazione è opportuno definire i *Local Seeds*, ovvero il numero di elementi in cui è diviso l'elemento o la dimensione del sub-elemento. I *Local Seeds* sono tracce che si posizionano tra i bordi di un *Assembly* non discretizzato in Abaqus/CAE, per indicare la densità

della *mesh* desiderata. Di default, la densità della *mesh* è impostata in modo uguale per tutti gli elementi; se necessario, è possibile modificare la distribuzione di una porzione selezionata di elementi, in modo da generare la *mesh* in modo soddisfacente. Si può impedire questa redistribuzione limitando le selezioni.

Spesso risulta opportuno discretizzare la *part* in modo da favorire la realizzazione della *mesh*. Pertanto, si entra all'interno della sezione *Parts/Features* e si clicca sul comando *Create Partition*.

- *Partition*: è una operazione usata per dividere una *Part* di Abaqus/CAE o un *Assembly* in svariate regioni, in quanto le regioni hanno diversi usi, per esempio, l'applicazione di carichi o l'assegnazione della qualità della *mesh*.

-MATERIALS: Per ogni *parts* deve essere definito il tipo di materiale: le informazioni che si possono assegnare sono molteplici, pertanto ci si limita ad assegnare la *Densità* (ρ), il *Modulo Elastico* (E), lo *Smorzamento* (C), necessari per definire la propagazione delle onde tra i materiali e, qualora si voglia analizzare il comportamento non lineare del materiale in campo plastico, la *Curva Plastica* che identifica il legame costitutivo.

-SECTIONS: La *Section Assignment* non può essere eseguita se prima non si definisce la *Section*, in cui si definisce la categoria (solido, piastra, trave, fluido, altro) ed il tipo. Per la modellazione del dominio di terreno, ad esempio, si è adottata una *Section* di categoria *Solido* e di tipo *Omogeneo*; dopo di ciò si aprirà una finestra in cui sarà necessario selezionare il tipo di materiale desiderato, scegliendolo tra quelli creati precedentemente nell'archivio.

-PROFILE: Una definizione di proprietà ingegneristiche di una sezione di una trave che sono correlate con la sua forma della sezione trasversale e dimensioni (per esempio, area della sezione trasversale e momenti di inerzia). Quando si definisce una sezione trave, si deve selezionare un profilo di riferimento.

Per gli elementi trave (come nel caso degli edifici di riferimento con struttura a telaio in CA costituiti di elementi *Beam*) è necessario prima di definire la *Section*, stabilire le dimensioni della sezione trasversale, e ciò può essere fatto attraverso il comando *Create Profile*, selezionando la forma desiderata e assumendo le rispettive dimensioni (altezza, larghezza, spessore).

-ASSEMBLY: Una raccolta di *part instances* opportunamente posizionate. Un modello contiene solo un *Assembly*, definita ogni singola *part* il passo successivo consiste nell'assemblare le diverse *part* al fine di renderle collaboranti. Le *parts* vengono ricreate sottoforma di *part instances*.

- *Part Instances*: è una copia riutilizzabile della *part* originale Abaqus/CAE, che mantiene le sue associazioni con la *part* originale; se la si modifica, la *part instance* è inoltre modificata allo stesso tempo. Quando si assembla il modello, si lavora con *part instances*, non con le *parti* originali.

All'interno della voce *Assembly* è possibile aggiungere ulteriori informazioni tra le *parts* quali *sets*, superfici, connettori e caratteristiche ingegneristiche.

-STEPS: Una sequenza che fornisce un modo conveniente per catturare le variazioni nel caricamento e nelle condizioni al contorno del modello, variazioni nel modo in cui le *parts* del modello interagiscono con ogni altra, e alcuni altri cambiamenti che possono verificarsi nel modello durante il corso dell'analisi. Inoltre, gli step consentono di cambiare la procedura di analisi, i dati in uscita, e vari controlli. Si possono definire step per impostare un'analisi di perturbazioni lineari di stati base non lineari.

In ogni modello deve essere presente almeno uno step, in particolare l'*Initial Step*.

- *Initial Step*: una condizione che si stabilisce per definire i valori iniziali della soluzione, stato, o campo delle variabili, così come le tensioni o la temperatura. Si possono definire le condizioni iniziali creando predefiniti campi nel modulo dei carichi.

Oltre all'*initial step* è importante definire lo "Step-1" necessario qualora si voglia conoscere la frequenza propria dell'elemento ed i rispettivi modi di vibrare. Si definisce impostando *Lanczos* come *Eigensolver*, il numero di modi di vibrare richiesti, la minima e la massima frequenza di interesse.

Successivamente è opportuno definire lo "Step-2" definito in termini di *Dynamic, Implicit*.

In genere un'analisi dinamica non lineare in Abaqus/Standard usa un tempo di integrazione implicito per calcolare la risposta transitoria o quasi-statica di un sistema. La procedura può essere impiegata per un ampio range di applicazioni e per diverse strategie di soluzioni numeriche, così come per la quantificazione dello smorzamento numerico richiesto per ottenere la convergenza e per il modo in cui l'algoritmo di incremento di tempo automatico procede per giungere alla soluzione.

All'interno della voce STEP è importante definire il *Time Period*, ossia il massimo numero di incrementi, le dimensioni dell'incremento stesso, ed il parametro α del tempo di integrazione, utilizzato nella presente analisi parametrica per ridurre gli errori alle alte frequenze.

-FIELD-OUTPUT: I risultati delle variabili che sono scritti nell'archivio degli output relativamente di rado. Tipicamente, si richiede il campo degli output dal modello intero o da una ragione estesa del modello; Abaqus/Standard ed Abaqus/Explicit scrivono ogni componente della variabile nell'archivio degli output alla frequenza selezionata. Nel modulo di visualizzazione di Abaqus/CAE si può visualizzare il campo degli output nella forma di un profilo indeformato, o nella forma di grafico simbolico e si può realizzare un resoconto del campo degli output.

-HISTORY-OUTPUT: I risultati delle variabili che sono scritti, relativamente non di frequente, nell'archivio degli output tanto frequente quanto per ogni incremento. Si possono utilizzare output storici nel modulo di visualizzazione di Abaqus/CAE per generare grafici X-Y.

Per esempio, nel modello dell'analisi diretta, in cui sono presenti sia il dominio di terreno che la struttura, gli output richiesti sono posizionati in corrispondenza dei seguenti nodi:

- alla base della colonna di terreno;
- sulla superficie del dominio di terreno posto a debita distanza dai bordi e dall'edificio;
- alla base dell'edificio posto in corrispondenza della superficie libera;

- in cima all'edificio.

Le informazioni richieste sono le Accelerazioni Traslazionali, le Velocità Traslazionali e gli Spostamenti Traslazionali. Attraverso l'elaborazione dei risultati ottenuti è stato possibile ricavare le Funzioni di Trasferimento del terreno e dell'edificio, in modo da valutare le rispettive frequenze fondamentali.

-CONSTRAINTS: In una modellazione delle interazione, una relazione tra particolari gradi di libertà che sono vincolati durante la simulazione; per esempio, vincoli generali, vincoli lineari, e accoppiamento cinematico. Le *Constraints* sono meccanismi di accoppiamento rigido come le MPCs (*Constraints Multi-points*) e le equazioni.

- Le *Constraints* possono essere definite all'interno di una *part* o di un *Assembly*. Possono essere definite all'interno di una *part instance* se la *mesh* è definite all'interno della *part instance*. Le *Constraints* dovrebbero essere definite al livello dell'*Assembly* se vincolano il moto di una *part instance* relativamente rispetto ad un'altra.

- Le *Constraints* sono traslate e ruotate secondo I dati di posizionamento dati per una *part instance*.

Le *Constraints* utilizzate nei presenti modelli sono le *Equation Constraints* (vincoli lineari *multipoint* che possono essere assegnati in forma di equazione), e le *Tie constraints*: due superfici possono essere legate insieme. Ogni nodo sulla prima superficie (superficie dipendente) avrà gli stessi valori per i suoi gradi di libertà così come quelli del punto sulla seconda superficie (superficie maestra) a cui è legato. Nel caso di elementi di superficie legati alla superficie di un elemento trave, le distanze di *offset* tra le superfici degli elementi e la superficie della trave sono usate nella definizione delle *constraints*, le quali tengono conto dei gradi di libertà rotazionali della trave.

-AMPLITUDES: Di default, i valori dei carichi, delle condizioni al contorno, e dei campi predefiniti sia che variano linearmente nel tempo durante lo step (funzione ramp) o che sono applicati immediatamente e rimangono costanti durante lo step (funzione step). Ad ogni modo molti problemi richiedono una definizione più elaborata. Per esempio, possono essere usate diverse curve *Amplitudes* per specificare le opportune variazioni di tempo per carichi differenti. L'esempio tipico è la combinazione dei carichi transitori meccanici e termici: di solito, le variazioni termiche ed i carichi meccanici agiscono con differenti variazioni temporali durante lo step. Possono essere usate svariate curve *Amplitudes* per specificare ognuna di queste variazioni temporali.

Nella presente analisi parametrica, all'interno della voce AMPLITUDE è stato importato il segnale sismico diviso in due colonne, in una prima colonna è presente il tempo di campionamento del segnale e nella seconda colonna il corrispondente valore del accelerogramma.

-LOADS: Qualunque tipo di forza; momento; trazione/compressione distribuita o concentrate; flussi o, più in generale, influenze –compresi i campi predefiniti imposti su una struttura o su un corpo– che causano deformazioni, spostamenti o variazioni dello stato di una struttura rispetto alla sua condizione originaria non caricata.

Nella presente analisi parametrica, nel modello completo ad esempio, l'azione è applicata sottoforma di carico concentrato su ciascun nodo alla base della colonna di terreno, inserendo accuratamente il valore del CF1 (Forza Concentrata nella direzione 1, di maggiore inerzia) e selezionando il segnale desiderato nella casella *Amplitude*.

-BC (Boundary Conditions): Un valore prescritto come soluzione per una variabile di base, così come per spostamenti, rotazioni e temperature.

- Possono essere usati per specificare i valori di tutte le variabili di base (spostamenti, rotazioni, curve di deformazione, pressioni di un fluido, pressioni dell'acqua contenuta nei pori, temperature, potenziali elettrici, pressioni acustiche, o flussi di materiale di connessione) ai nodi;
- Possono essere assegnati come dati di input di modello (all'interno dello step iniziale in Abaqus/CAE) per definire condizioni al contorno di valore nullo;
- Possono essere assegnati come dati di input storici (all'interno dello step di analisi) per aggiungere, modificare, o rimuovere condizioni al contorno di valore nullo o non nullo;
- Possono essere definiti dall'utente attraverso subroutines DISP per Abaqus/Standard e VDISP per Abaqus/Explicit.

-JOBS: Un processo che si avvia per l'esecuzione su ogni computer o rete. Si avvia un'analisi del modello Abaqus nella forma di job. Il solutore può essere avviato per controllare la coerenza dei dati inseriti attraverso il comando *Data Check*, in cui vengono segnalati gli eventuali errori ampiamente descritti nel riquadro delle note, oppure si può direttamente lanciare l'analisi (comando *Submit*) in cui la fase di controllo e verifica del modello è inclusa nella soluzione del modello. Il tempo richiesto per il *Data Check* è breve in relazione al tempo computazionale completo, pertanto è consigliato effettuare questa verifica prima di lanciare qualsiasi modello, per ottimizzare i tempi di lavoro in caso di modellazione non adeguata.

Modèle de propagation 1DT-3C pour l'analyse des effets d'interaction sol-structure dans le bâtiment de la Préfecture de Nice

M.P. SANTISI D'AVILA a, R. FARES b,
P. GRANDE c, A. DESCHAMPS d

- a. Université Côte d'Azur, Laboratoire J. A. Dieudonné, msantisi@unice.fr
- b. Centre Energie Atomique, EMSI, reine.fares@cea.fr
- c. Université Côte d'Azur, Laboratoire J. A. Dieudonné, s238682@studenti.polito.it
- d. Université Côte d'Azur, GéoAzur, deschamps@geoazur.unice.fr

Résumé :

Les effets de l'interaction sol-structure lors d'une sollicitation sismique ont été simulés numériquement grâce à un modèle par éléments finis de la propagation verticale des trois composantes du mouvement du sol le long d'un domaine de sol multicouche en forme de T. Le domaine de sol est 3D pour les couches proches de la surface, où l'interaction n'est pas négligeable, et 1D plus en profondeur. Cette représentation permet de gagner en temps de modélisation et surtout en temps de calcul. Le comportement non linéaire du sol est pris en compte pour des séismes forts. En considérant que l'effet de la non-linéarité du sol est prédominant, pour simplifier la modélisation, le comportement de la structure est considéré linéaire.

La réponse structurelle est estimée en tenant compte de l'interaction sol-structure et comparée au résultat obtenu en utilisant un modèle de bâtiment à base fixe, sollicité par un mouvement sismique évalué dans l'hypothèse de sol à surface libre. L'étude présentée compare le comportement de 6 bâtiments en béton armé, en utilisant 12 profils de sol différents. La réponse de chaque bâtiment est analysée en particulier dans le cas de résonance entre sol et structure et fait ressortir un comportement similaire pour tous les bâtiments si on considère comme paramètre le rapport entre la fréquence du bâtiment et la fréquence caractéristique du sol. Cinq des bâtiments analysés ont des structures poteau-poutre, de même taille de fondation mais de différente hauteur.

Le bâtiment de la Préfecture de Nice est aussi modélisé et son comportement est comparé à celui des autres bâtiments. Sa structure composée de voiles en béton armé, sa grande hauteur et les dimensions de ses fondations, sont telles que l'effet d'interaction avec le sol est beaucoup plus remarquable. Les résultats numériques confirment l'effet d'interaction sol-structure déjà montré par les enregistrements obtenus par des capteurs à la base du bâtiment.

Les comparaisons effectuées en termes d'interaction sol-structure estimée montrent que le rapport entre la fréquence du bâtiment et la fréquence du sol n'est pas un paramètre suffisant pour caractériser le niveau d'interaction attendu pour un bâtiment donné et pouvoir corriger la réponse structurelle maximale attendue.

Mots clefs : Interaction sol-structure, propagation des ondes, éléments finis