



Ricerca finanziata nell'ambito dei progetti

PRIN 2005

“Monitoraggio e valutazione della sicurezza nelle dighe in terra e negli argini fluviali”

Unità Politecnico di Bari

PRIN 2006

“Effetti sismici sulle costruzioni in sottterraneo”

Unità Università di Bologna

RELUIS

“Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica”

Unità Politecnico di Bari

RAPPORTO DI RICERCA

“Modellazione numerica del comportamento dinamico di gallerie superficiali in terreni argillosi”

Redatto da:

Prof. Ing. Angelo Amorosi

Politecnico di Bari, Dip. di Ingegneria Civile ed Ambientale

Dott. Ing. Daniela Boldini

Università di Bologna, Dip. Ingegneria Chimica, Mineraria e delle Tecnologie Ambientali

Dott. Ing. Mauro Sasso

Università di Bologna, Dip. Ingegneria Chimica, Mineraria e delle Tecnologie Ambientali

SOMMARIO

SOMMARIO	2
1. Introduzione	3
2. Soluzioni Analitiche	5
2.1 Risposta della galleria a deformazioni in direzione longitudinale	6
2.2 Risposta della galleria a deformazioni in direzione trasversale	10
3. Breve descrizione dei codici utilizzati e suggerimenti	19
3.1 <i>EERA</i>	19
3.2 <i>QUAKE/W</i>	25
3.3 <i>PLAXIS</i>	32
4. Definizione dei casi ideali di riferimento	56
4.1 Profondità del bedrock	56
4.2 Accelerogramma di riferimento	56
4.3 Proprietà dinamiche dei terreni	60
5. Analisi parametriche preliminari di Risposta Sismica Locale	64
5.1 Codice di calcolo <i>QUAKE/W</i>	64
5.2 Codice di calcolo <i>PLAXIS</i>	124
6. Analisi di Risposta Sismica Locale	157
6.1 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso a	158
6.2 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso b	207
6.3 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso c	256
6.4 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso d	305
6.5 Conclusioni	354
7. Analisi di Risposta Sismica Locale - casi IARG 2007	356
7.1 Descrizione dei casi di studio	357
7.2 Risultati delle analisi numeriche per il terreno tipo 1	362
7.3 Risultati delle analisi numeriche per il terreno tipo 2	404
8. Analisi del comportamento dinamico di gallerie superficiali in terreni argillosi mediante approcci numerici disaccoppiati ed accoppiati	446
8.1 Introduzione	446
8.2 Descrizione dei casi di studio	446
8.3 Approccio disaccoppiato	448
8.4 Approccio accoppiato	450
9. Conclusioni	487
10. Bibliografia	489

1. Introduzione

Lo studio del comportamento delle strutture in sotterraneo soggette ad azioni sismiche va affrontato in maniera diversa rispetto a quanto viene fatto comunemente per le strutture in elevazione. Mentre il comportamento di queste ultime è regolato dalle caratteristiche inerziali della struttura stessa, la risposta dinamica delle strutture in sotterraneo è governata dalla risposta deformativa del terreno circostante e dalla loro interazione. Questa differenza è una conseguenza della trascurabile inerzia della costruzione in sotterraneo rispetto a quella del terreno che la circonda.

In relazione ai danni prodotti dalle vibrazioni del terreno al passaggio delle onde sismiche, gli stati deformativi che può subire una galleria in seguito ad esso possono essere sintetizzati secondo gli schemi riportati in Figura 1.1 (Owen e Scholl, 1981), dove si assimila la struttura in sotterraneo ad una trave elastica sottoposta alle deformazioni imposte dal terreno circostante. Con riferimento all'asse della galleria risulta quindi necessario analizzare il comportamento dell'opera secondo due direzioni:

- direzione longitudinale: la galleria è sollecitata secondo la sua direzione longitudinale dalle deformazioni di compressione ed estensione che si sviluppano secondo il suo asse e dalle deformazioni flessionali che si originano dalle vibrazioni delle particelle di terreno in direzione perpendicolare al suo asse;
- direzione trasversale: la galleria è sollecitata nel piano trasversale dall'azione di onde di taglio con direzione di propagazione pressoché perpendicolare al suo asse che portano all'ovalizzazione della sezione strutturale (Wang, 1993).

Il comportamento di una galleria in presenza di sisma può essere analizzato sia ricorrendo a soluzioni in forma chiusa basate su approcci di tipo analitico sia effettuando delle analisi dinamiche complete mediante, ad esempio, un codice di calcolo non lineare agli Elementi Finiti (*FEM*). Nel primo caso gli effetti locali sono tenuti in conto attraverso specifiche analisi di propagazione locale, finalizzate alla definizione delle caratteristiche del sisma alla quota della galleria (approccio disaccoppiato). Le analisi *FEM*, invece, permettono di valutare il comportamento della galleria tenendo conto in maniera più realistica dell'interazione terreno-rivestimento, del comportamento non lineare del terreno e dell'accelerogramma di progetto nella sua interezza e non solo attraverso parametri sintetici (approccio accoppiato).

Il problema della propagazione monodimensionale è stato analizzato adottando l'approccio lineare equivalente implementato nel codice *EERA* (Bardet et al., 2000). Le sollecitazioni nel

rivestimento della galleria sono state calcolate, limitatamente alla sola direzione trasversale, facendo riferimento alle equazioni proposte da Wang (1993) sia per condizioni di *full-slip* sia per quelle di *no-slip* tenendo conto della differente rigidezza del terreno e della struttura.

Le analisi *FEM* sono state condotte in condizioni di deformazione piana con il codice *PLAXIS*. Nell'ottica di un confronto con i risultati ottenuti dall'approccio disaccoppiato, in un primo gruppo di analisi è stato utilizzato per il terreno un modello costitutivo di tipo visco-elastico. In una seconda serie di analisi è stato introdotto come ulteriore ingrediente la plasticità, facendo riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Tutte le analisi numeriche sono state condotte in condizioni non drenate e lo smorzamento viscoso è stato introdotto secondo la formulazione di Rayleigh.

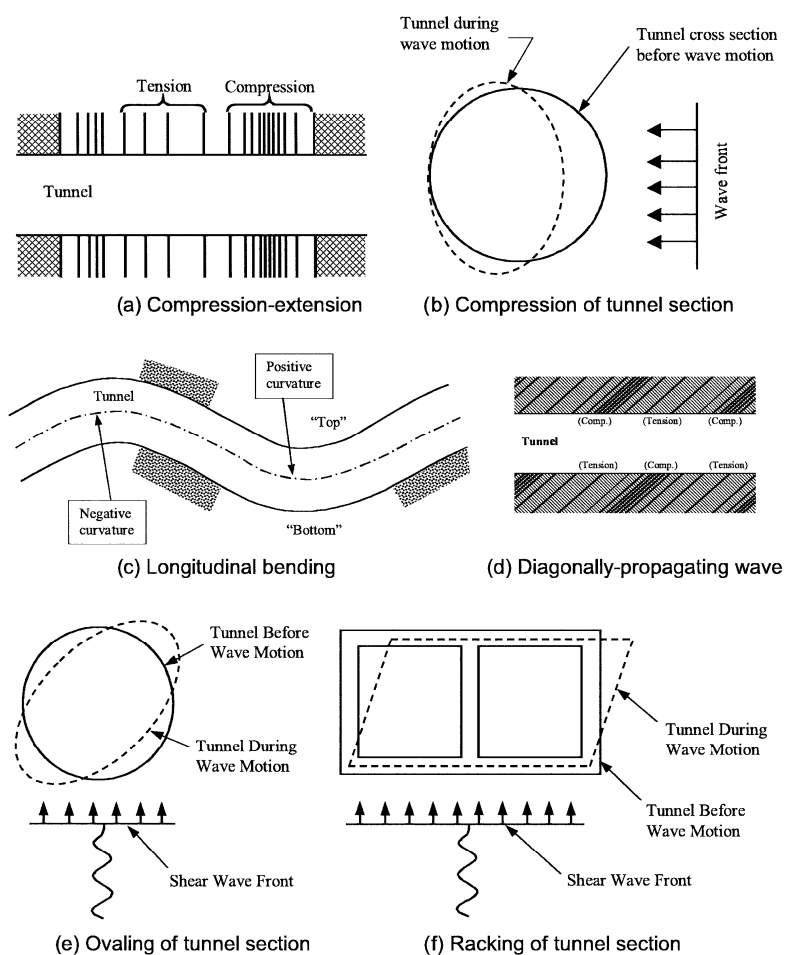


Figura 1.1 – Tipi di deformazione della galleria dovuti a onde sismiche (Owen e Scholl, 1981).

2. Soluzioni Analitiche

Nel due successivi sottoparagrafi verrà analizzata nel dettaglio la risposta della galleria, assimilata ad una struttura di forma circolare, secondo le due direzioni longitudinale e trasversale. Si farà riferimento alle sole onde di taglio in quanto è ben noto come a queste sia associato il contenuto energetico più elevato del treno di onde sismiche (Power et al., 1996) e le coperture in gioco nel problema in esame fanno escludere l'eventuale influenza delle onde di superficie (Wang, 1993).

Gli approcci proposti in letteratura per valutare le deformazioni in direzione longitudinale e trasversale indotte da un'azione sismica prendono in considerazione due condizioni: quella cosiddetta di *free-field*, in cui vengono valutate le deformazioni nel terreno in assenza di struttura (deformazioni che poi vengono applicate alla struttura di rivestimento della galleria stessa), e quella in cui si tiene esplicitamente conto dell'interazione terreno-struttura. La valutazione delle deformazioni nelle condizioni di *free-field* si basano su alcune ipotesi comuni: si assume che il treno di onde sismiche sia costituito da onde piane che arrivino in corrispondenza della galleria in tempi diversi nell'ipotesi che possano essere trascurati nell'analisi gli effetti di propagazione tridimensionale e di dispersione delle ampiezze nonché i fenomeni di incoerenza (*ground motion incoherence*). Nel problema longitudinale si fa tipicamente riferimento ad una onda armonica, rappresentativa del sisma in esame, che si propaga secondo un dato angolo di incidenza rispetto all'asse della galleria in un mezzo elastico, isotropo ed omogeneo (Newmark, 1968; Kuesel, 1969) (Figura 2.1).

Le soluzioni analitiche che prendono in considerazione l'interazione terreno-struttura schematizzano la galleria come una trave su suolo alla Winkler (St. John e Zahrah, 1987) assumendo due coefficienti di reazione diversi in direzione longitudinale e trasversale.

Le prime soluzioni sono più adatte a valutare le sollecitazioni in rivestimenti di gallerie che abbiano una rigidità a compressione e a flessione trascurabile rispetto a quella del terreno. Le soluzioni del secondo gruppo, invece, devono essere utilizzate nel caso in cui le rigidità del terreno e della struttura in sotterraneo siano confrontabili. In generale, può essere opportuno valutare i risultati di entrambi gli approcci facendo riferimento a quelli più a favore di sicurezza.

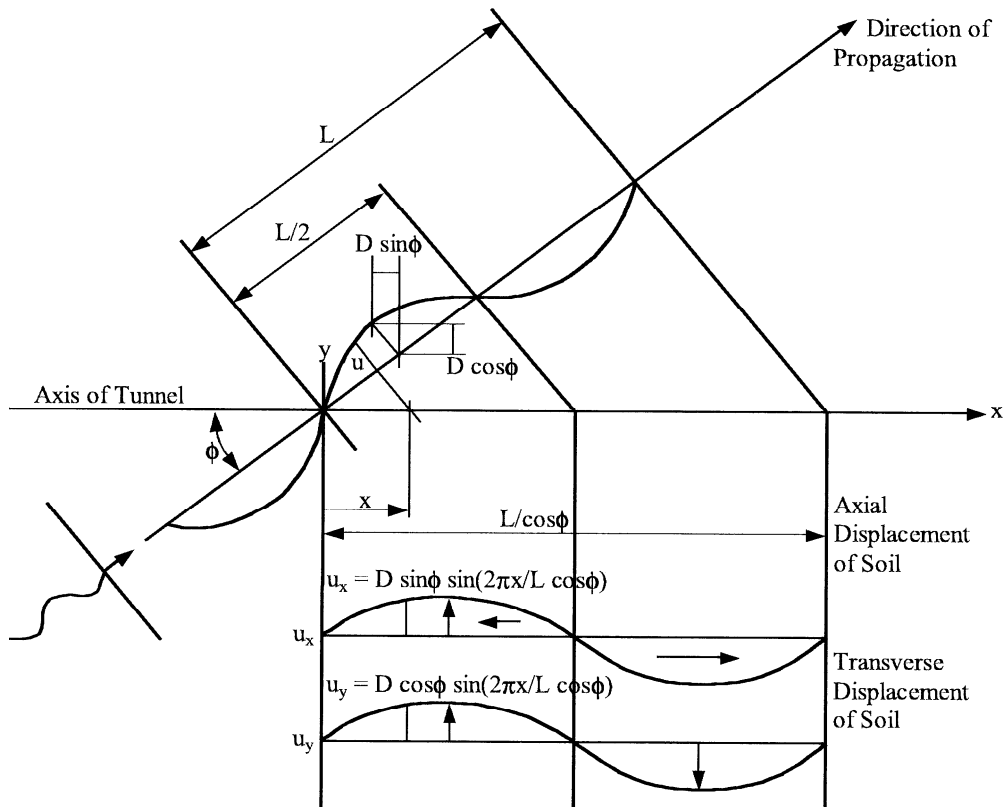


Figura 2.1 – Interazione fra onda armonica semplice e galleria (Wang, 1993).

2.1 Risposta della galleria a deformazioni in direzione longitudinale

Sulla base delle soluzioni in forma chiusa calcolate da Newmark (1968) e Kuesel (1969), St. John e Zahrah (1987) propongono di calcolare la deformazione assiale ε^a e la deformazione flessionale in direzione longitudinale ε^b assimilando la galleria ad una trave elastica come (Figura 2.1.1):

$$\varepsilon^a = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi \quad (2.1.1)$$

$$\varepsilon^b = r \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi \quad (2.1.2)$$

dove r è il raggio della galleria, V_s è la velocità di picco della particella di terreno, C_s è la velocità apparente di propagazione delle onde di taglio, a_s è l'accelerazione di picco della

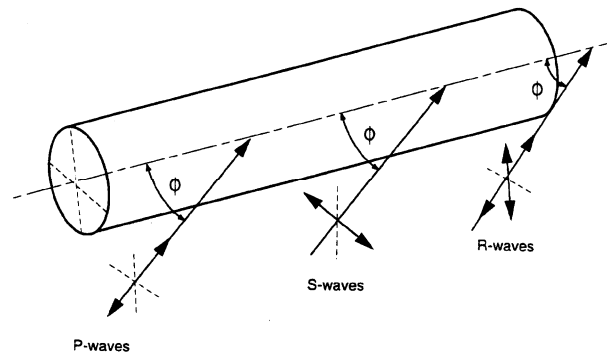


Figura 2.1.1 – Deformazioni longitudinali assiali e flessionali associate ad onde sismiche (Power et al., 1996).

particella di terreno e ϕ è l'angolo di incidenza del treno di onde piane rispetto all'asse della galleria¹.

Come si può osservare dalle Equazioni (2.1.1) e (2.1.2), il valore della deformazione assiale è massimo per $\phi = 45^\circ$, mentre il valore della deformazione flessionale è massimo per $\phi = 0^\circ$.

A favore di sicurezza, Power et al. (1996) suggeriscono di calcolare la deformazione totale in direzione longitudinale, ε^{ab} , come somma della massima deformazione assiale e della massima deformazione flessionale:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b = \frac{V_s}{2C_s} + r \frac{a_s}{C_s^2} \quad (2.1.3)$$

Il contributo delle deformazioni flessionali alle deformazioni totali in direzione longitudinale è importante solo per gallerie di diametro elevato.

Nel secondo approccio le deformazioni calcolate in regime di *free-field* vengono modificate per tenere conto della rigidità relativa terreno-struttura. L'interazione fra la galleria ed il terreno viene schematizzata attraverso due sistemi di molle elastiche in direzione longitudinale e trasversale. I coefficienti che tengono conto della rigidità delle molle nelle

¹ Sia nell'approccio appena illustrato che in quello che tiene conto della interazione, di seguito sintetizzato, risulta di considerevole importanza la corretta selezione di C_s con riferimento al problema trattato. Infatti, per gallerie profonde interagenti con terreni anche relativamente rigidi, appare opportuno considerare il ruolo della formazione rigida di base (*bedrock*) nel processo di propagazione delle onde dalla sorgente alla galleria, dunque adottare valori di C_s più vicini a quelli della formazione rocciosa di base che del terreno interagente con l'opera. Nel caso, invece, di gallerie relativamente superficiali, per le quali lo spessore di terreno relativamente deformabile è rilevante ed il *bedrock* è profondo, appare opportuno adottare valori della velocità di propagazione delle onde di taglio più simili a quelli del terreno circostante l'opera. (es.: Hashash et al, 2001).

due direzioni sono funzione della lunghezza dell'onda incidente e sono forniti dalla seguente espressione (St.John e Zahrah, 1993):

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G_m (1 - \nu_m) d}{(3 - 4\nu_m) L} \quad (2.1.4)$$

dove con K_a ci si riferisce al coefficiente in direzione assiale e con K_t al coefficiente in direzione trasversale. G_m e ν_m indicano, rispettivamente, il modulo di taglio ed il coefficiente di Poisson del terreno, d il diametro della galleria ed L la lunghezza d'onda.

Secondo questo approccio, la massima deformazione assiale ε_{max}^a , data da un'onda S incidente secondo un angolo $\phi = 45^\circ$, è pari a:

$$\varepsilon_{max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right) A_a}{1 + \frac{E_l A_c}{K_a} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \quad (2.1.5)$$

avendo indicato con E_l il modulo elastico del rivestimento della galleria, con A_c la sua sezione trasversale e con A_a l'ampiezza massima dello spostamento del terreno in condizioni di *free-field*. Assumendo che lo spostamento sia dato da un'onda sinusoidale ideale si ha:

$$A_a = \frac{L}{2\pi} \frac{V_s}{C_s} \text{sen}\phi \cos\phi \quad (2.1.6)$$

La massima deformazione flessionale ε_{max}^b , data da un'onda S incidente secondo un angolo $\phi = 0^\circ$, è invece pari a:

$$\varepsilon_{max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 A_b}{1 + \frac{E_l I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \quad (2.1.7)$$

dove I_c rappresenta il momento di inerzia della sezione della galleria. In questo caso l'ampiezza dello spostamento del terreno A_b , sempre assumendo un'onda ideale di tipo sinusoidale, può essere calcolata come:

$$A_b = \frac{L^2}{4\pi^2} \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi \quad (2.1.8)$$

Anche in questo caso, a favore di sicurezza, Power et al. (1996) suggeriscono di calcolare la deformazione totale in direzione longitudinale ε^{ab} come somma della massima deformazione assiale e della massima deformazione flessionale:

$$\varepsilon^{ab} = \varepsilon_{\max}^a + \varepsilon_{\max}^b \quad (2.1.9)$$

Sia per le condizioni di *free-field* che nel caso in cui si tenga conto dell'interazione terreno-struttura, lo sforzo assiale massimo è legata alla massima deformazione assiale secondo l'equazione:

$$N_{\max} = E_l A_c \varepsilon_{\max}^a \quad (2.1.10)$$

Il momento massimo nella struttura e la massima forza di taglio sono invece dati da:

$$M_{\max} = \frac{E_l I_c \varepsilon_{\max}^b}{r} \quad (2.1.11)$$

$$V_{\max} = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^3 E_l I_c A}{1 + \frac{E_l I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} = \left(\frac{2\pi}{L}\right) M_{\max} \quad (2.1.12)$$

Il regime fessurativo viene valutato, nell'ipotesi di assenza di armatura longitudinale, secondo Clough e Penzien (1993) nell'ipotesi di deformazione di fessurazione del calcestruzzo ε_{rc} pari a 0.0001 secondo le espressioni:

$$L_0 = \frac{2}{\beta} \operatorname{arccosh} \left(\frac{\varepsilon^{ab}}{\varepsilon^{ab} - \varepsilon_{rc}} \right) \quad (2.1.13)$$

$$\Delta = 2 \frac{|\varepsilon^{ab}|}{\beta} \tanh \left(\frac{\beta L_0}{2} \right) \quad (2.1.14)$$

che esprimono rispettivamente la spaziatura delle fessure di trazione e la loro apertura in funzione della rigidità relativa terreno/struttura β posta pari a:

$$\beta = \sqrt{\frac{3G_m}{E_t A_c}} \quad (2.1.15)$$

2.2 Risposta della galleria a deformazioni in direzione trasversale

Il problema rappresentato dalla risposta della galleria a deformazioni nel suo piano trasversale è stato studiato da Wang (1993) in condizioni di *free-field* sia facendo riferimento alla sola deformazione del terreno indisturbato che prendendo in considerazione la deformazione intorno ad una cavità rappresentante la sezione di scavo della galleria (ma senza considerare alcun tipo di rivestimento) (Figura 2.21). Nel primo caso la deformazione diametrale è legata alla sola deformazione di taglio massima del terreno γ_{max} :

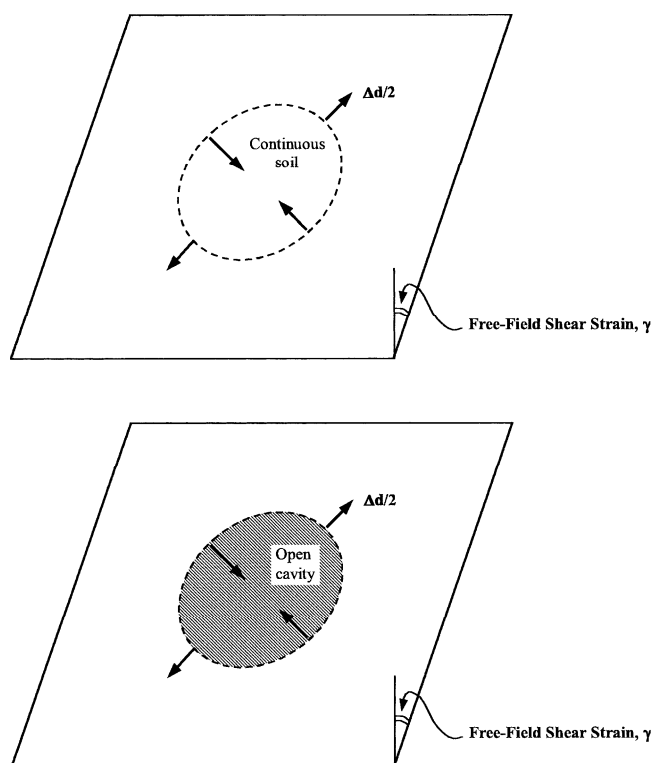


Figura 2.2.1 – Deformazione distorsionale in condizioni di *free-field* nel caso di terreno indisturbato ed in presenza di una cavità (Wang, 1993).

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{\max}}{2} \quad (2.2.1)$$

Nel secondo caso la deformazione diametrale risulta essere una funzione anche del coefficiente di Poisson del mezzo:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max}(1 - \nu_m) \quad (2.2.2)$$

La deformazione distorsionale diametrale risultante dalla seconda ipotesi (Equazione 2.2.2) è maggiore fino a due-tre volte di quella che si ottiene nel primo caso ed è adatta a descrivere la risposta della galleria nel caso di rigidità relativa rivestimento-terreno molto bassa.

Considerando ora il problema dell'interazione fra terreno e rivestimento della galleria, è utile definire le rigidità relative a compressione C e a flessione F che vengono espresse attraverso due rapporti dati rispettivamente dalle seguenti espressioni (Merrit et al., 1985):

$$C = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r}{E_l t(1 + \nu_m)(1 - 2\nu_m)} \quad (2.2.3)$$

$$F = \frac{E_m(1 - \nu_l^2)r^3}{6E_l I(1 + \nu_m)} \quad (2.2.4)$$

in cui t è lo spessore del rivestimento ed I è il momento di inerzia della sezione strutturale in direzione longitudinale per unità di lunghezza della galleria.

In letteratura sono disponibili soluzioni proposte da Wang (1993) e da Penzien (2000). Entrambe fanno riferimento a due condizioni limite di interazione fra terreno e galleria: quella cosiddetta di *full-slip*, in cui, in assenza di attrito tra il mezzo e la struttura, si assume che possa avvenire scorrimento relativo tra i due elementi, e quella di *no-slip*, ovvero di perfetta aderenza tra galleria e terreno.

Nel caso di condizione di *full-slip*, Wang (1993) propone la seguente espressione per il calcolo della deformazione diametrale:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 F \gamma_{\max} \quad (2.2.5)$$

dove K_1 è un coefficiente che dipende dal rapporto di rigidezza flessionale e dal coefficiente di Poisson del mezzo (Figura 2.2.2):

$$K_1 = \frac{12(1-\nu_m)}{2F + 5 - 6\nu_m} \quad (2.2.6)$$

Seguendo le convenzioni dei segni illustrate in Figura 2.2.3, la forza circonferenziale massima ed il momento massimo che agiscono nella sezione trasversale della galleria risultano pari a (Wang, 1993):

$$N_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (2.2.7)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{\max} \quad (2.2.8)$$

Con riferimento alle condizioni di *no-slip*, Wang (1993) propone la seguente espressione per il calcolo della forza circonferenziale massima (Figura 2.2.4):

$$N_{\max} = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{\max} \quad (2.2.9)$$

dove (Figura 2.2.2):

$$K_2 = 1 + \frac{F \left[(1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C \right] - \frac{1}{2}(1-\nu_m)^2 + 2}{F \left[(3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C \right] + C \left[\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right] + 6 - 8\nu_m} \quad (2.2.10)$$

Il momento massimo è lo stesso di quello calcolato per le condizioni di *full-slip*.

L'importanza del rapporto di rigidezza flessionale F sulla risposta della struttura in direzione trasversale è messo in evidenza dalla seguente espressione che descrive l'ovalizzazione normalizzata del rivestimento rispetto a quella che si sarebbe avuta in condizioni di *free-field* (Wang, 1993) (Figura 2.2.5):

$$\frac{\Delta d_{\text{rivestimento}}}{\Delta d_{\text{free-field}}} = \frac{2}{3} K_1 F \quad (2.2.11)$$

Le equazioni alternative proposte da Penzien (2000) assumono che la variazione di diametro del rivestimento sia proporzionale alla variazione di diametro del cavo in condizioni di *free-field*. Nel caso di condizioni di *full-slip* ed assumendo la convenzione dei segni riportata in Figura 2.2.6, si ha:

$$\pm \Delta d_{\text{rivestimento}}^n = \pm R^n \Delta d_{\text{free-field}} \quad (2.2.12)$$

dove:

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha^n + 1)} \quad (2.2.13)$$

$$\alpha^n = \frac{12E_l I (5 - 6\nu_m)}{d^3 G_m (1 - \nu_l^2)} \quad (2.2.14)$$

La forza circonferenziale, il momento e la forza di taglio risultanti sono pari a:

$$N(\theta) = -\frac{12E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.2.15)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}^n}{d^2 (1 - \nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.2.16)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}^n}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \text{sen} 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.2.17)$$

In maniera del tutto analoga Penzien (2000) propone le seguenti espressioni per valutare il comportamento della galleria in direzione trasversale per condizioni *no-slip*:

$$\pm \Delta d_{\text{rivestimento}} = \pm R \Delta d_{\text{free-field}} \quad (2.2.18)$$

dove:

$$R = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{(\alpha+1)} \quad (2.2.19)$$

$$\alpha = \frac{24E_1 I (3-4\nu_m)}{d^3 G_m (1-\nu_1^2)} \quad (2.2.20)$$

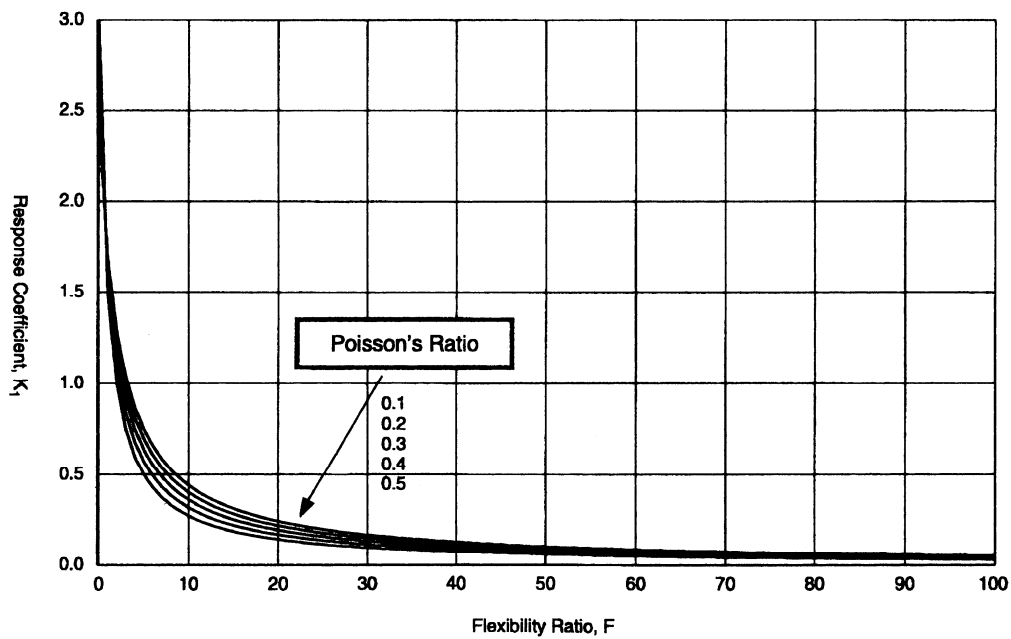
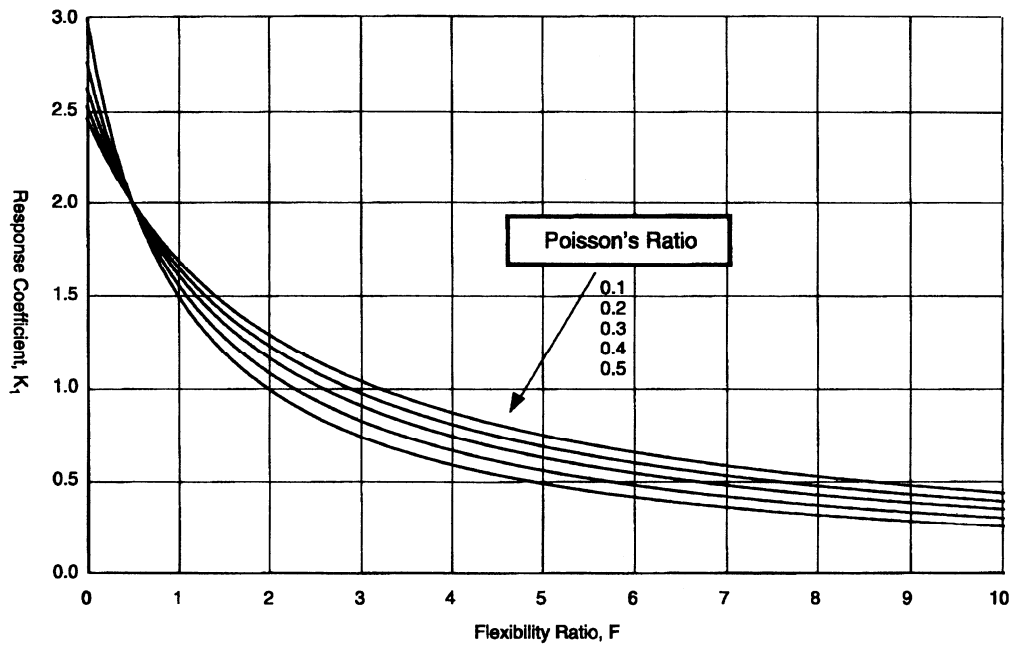
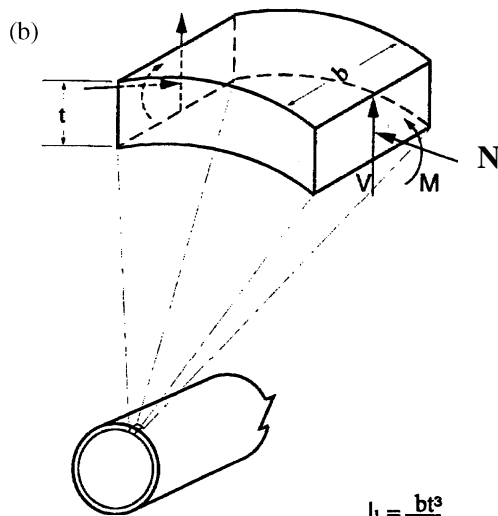
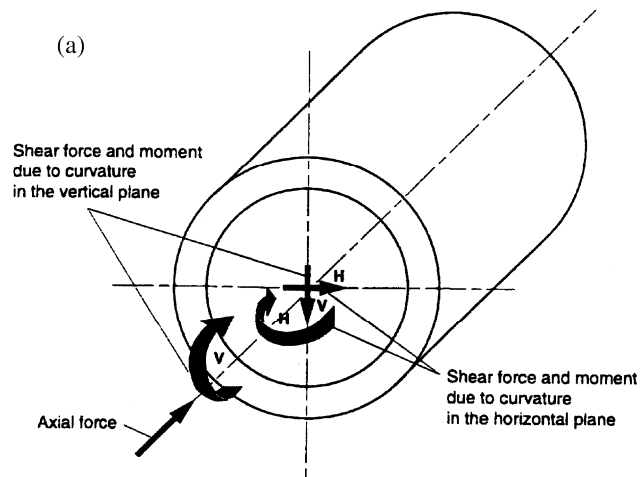


Figura 2.2.2 – Valori assunti dal coefficiente K_1 in funzione del rapporto di rigidezza a flessione nelle condizioni di *full-slip* e galleria circolare (Wang, 1993).



$$I_1 = \frac{bt^3}{12}$$

$$A_1 = bt$$

$$b_1 = 1 \text{ unit}$$

Figura 2.2.3 – Forze e momenti indotti da onde sismiche, (a) forze e momenti indotti da onde con direzione di propagazione parallela all'asse della galleria, (b) forze circolari e momenti causati da onde con direzione di propagazione perpendicolare all'asse della galleria (Power et al., 1996).

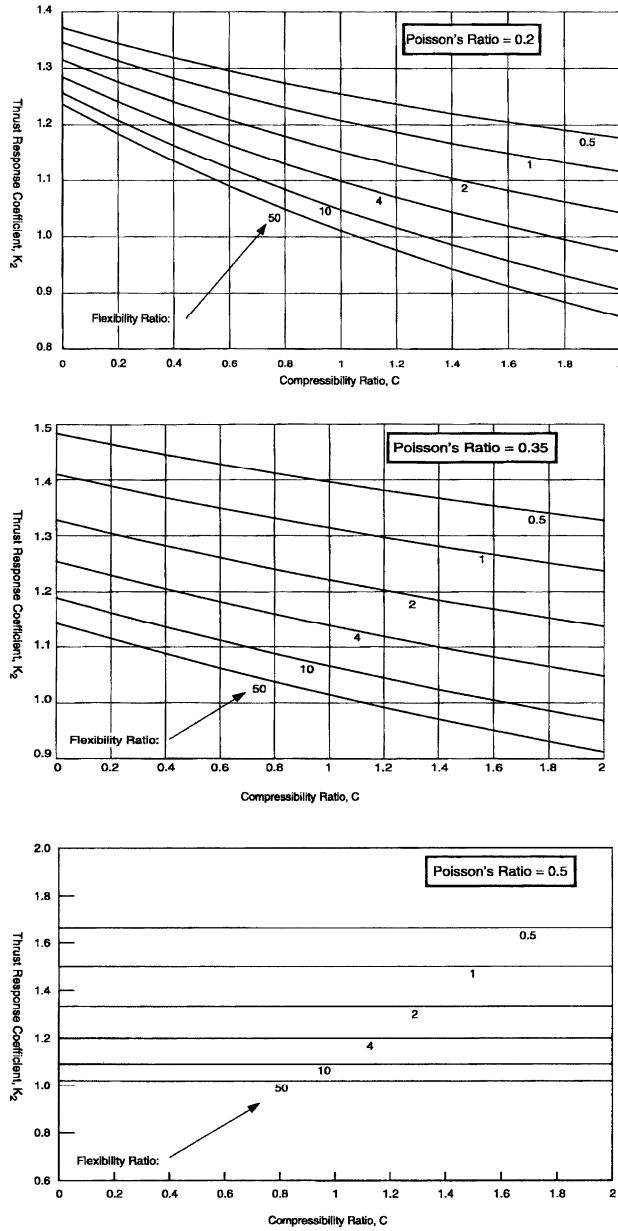


Figura 2.2.4 – Valori assunti dal coefficiente K_2 in funzione del rapporto di rigidezza a compressione nelle condizioni di *no-slip* e per galleria circolare (Wang, 1993).

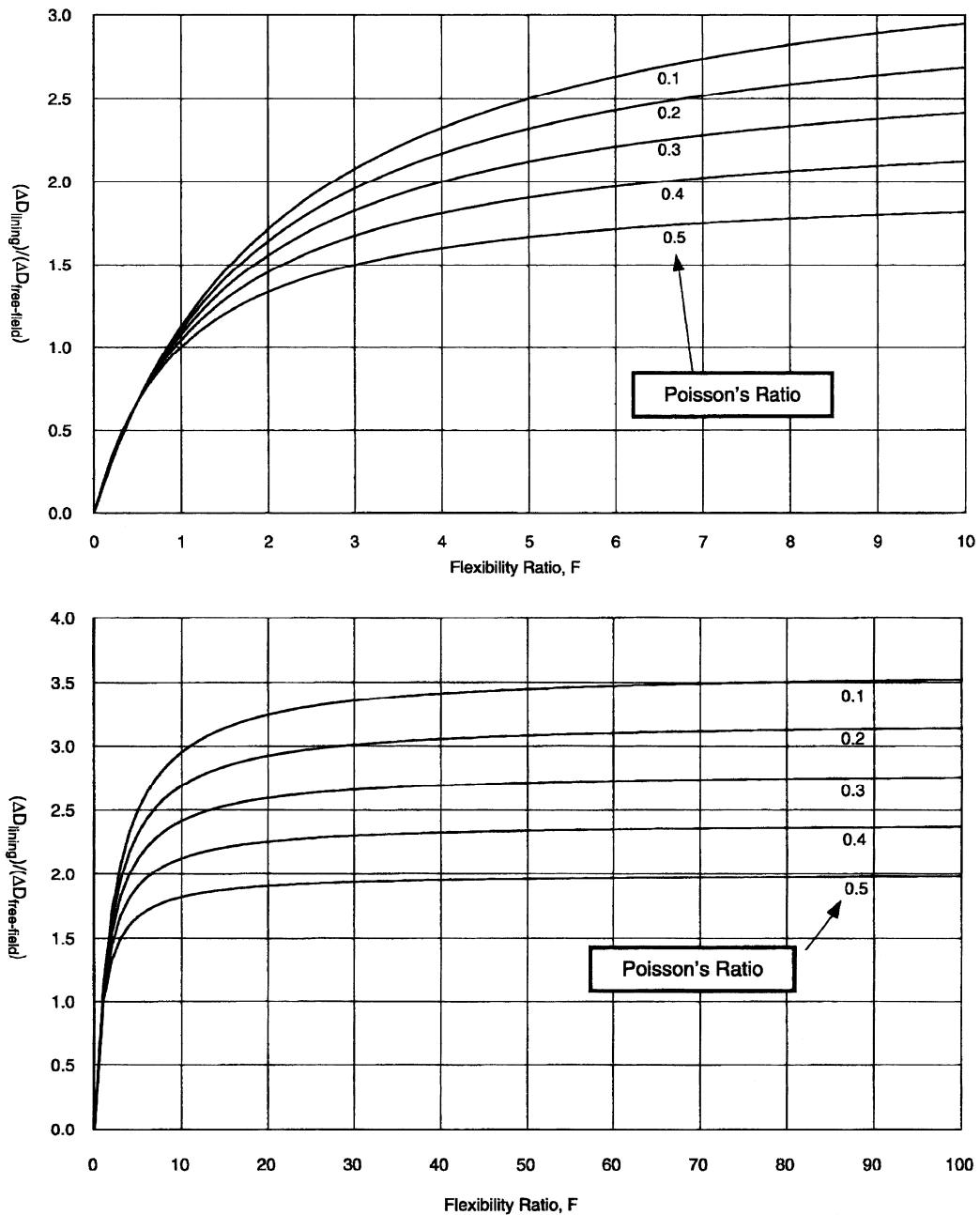


Figura 2.2.5 – Valori dell’ovalizzazione normalizzata del rivestimento in funzione del rapporto di rigidezza a flessione nelle condizioni di *full-slip* e per galleria circolare (Wang, 1993).

Le forze ed il momento risultante sono pari in questo caso a:

$$N(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.2.21)$$

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}}{d^2 (1 - \nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.2.22)$$

$$V(\theta) = -\frac{24E_l I \Delta d_{\text{rivestimento}}}{d^3 (1 - \nu_l^2)} \sin 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.2.23)$$

Per ognuno degli approcci descritti, la forza circonferenziale N ed il momento flettente M possono essere combinati per fornire la sollecitazione agente in direzione trasversale in condizioni di pressoflessione:

$$\sigma = \frac{N}{A_l} + \frac{M}{I} Y \quad (2.2.24)$$

In base alle indicazioni riportate in letteratura (Hoeg, 1968; Schwartz e Einstein, 1980) si suggerisce di assumere, a favore di sicurezza, i risultati ottenuti nelle condizioni di *no-slip*, qualora questi forniscano valori della forza circonferenziale superiori a quelli calcolati nelle condizioni di *full-slip*.

In un recente articolo Hashash et al. (2005) suggeriscono, inoltre, di prendere a riferimento le espressioni proposte da Wang (19993) rispetto a quelle meno cautelative riportate in Penzien (2000) sulla base di risultati numerici ottenuti mediante un codice di calcolo agli Elementi Finiti.

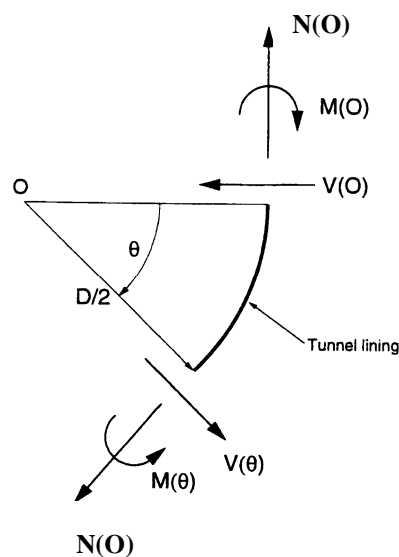


Figura 2.2.6 – Convenzione dei segni utilizzata nelle formule di Penzien (2000).

3. Breve descrizione dei codici utilizzati e suggerimenti

Il problema della propagazione monodimensionale di un'onda sismica attraverso uno strato omogeneo di terreno coesivo è stato analizzato adottando l'approccio lineare equivalente implementato nel codice *EERA* (Bardet *et al.*, 2000).

L'analisi di propagazione sismica in condizioni bidimensionali del problema in esame è stata svolta con l'ausilio del codice di calcolo agli elementi finiti *QUAKE/W* (GeoStudio, 2004) in termini di tensioni totali e con il codice *PLAXIS* (*PLAXIS* versione 8.2 update pack 8) in termini di tensioni efficaci.

3.1 EERA

Il codice di calcolo *EERA* valuta la risposta sismica di un deposito di terreno, schematizzandolo come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici.

Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore H , del modulo di taglio massimo G_{max} o dalla corrispondente velocità massima V_{max} , dal valore dello smorzamento D , dal peso dell'unità di volume γ (o dalla densità di massa $\rho = \gamma / g$) e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G/G_0 - \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D - \gamma$) con la deformazione di taglio γ .

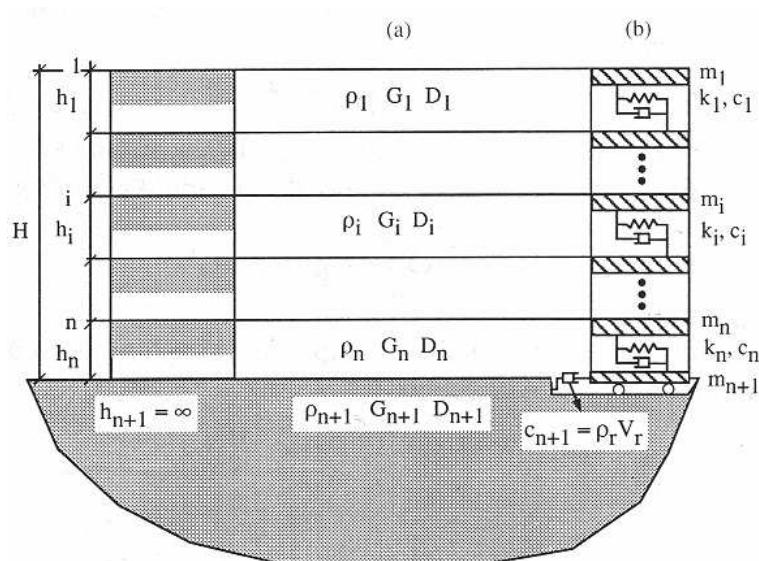


Figura 3.1.1 - Modello a strati continui adottato da *EERA*.

Il codice esegue un'analisi visco-elastica lineare equivalente che consiste in una serie di analisi lineari, con aggiornamento successivo dei valori della rigidezza a taglio $G(\gamma)$ e dello smorzamento $D(\gamma)$ fino al soddisfacimento di un criterio di convergenza sulle deformazioni.

La procedura lineare equivalente include le seguenti fasi: assunto l'accelerogramma associato al terremoto di riferimento e ottenuto da esso, mediante le trasformate dirette (FFT), il corrispondente spettro di Fourier, la funzione di trasferimento consente di ottenere lo spettro lungo la superficie di separazione tra due generici strati contigui. Da esso, con un'operazione inversa (IFFT), si ottiene il corrispondente l'accelerogramma nel dominio del tempo e mediante doppia integrazione nel tempo, si ricavano gli spostamenti orizzontali alla profondità considerata e, derivandoli rispetto a z , si valuta la variazione temporale della deformazione di taglio insieme al suo valore massimo, Figura 3.1.2.

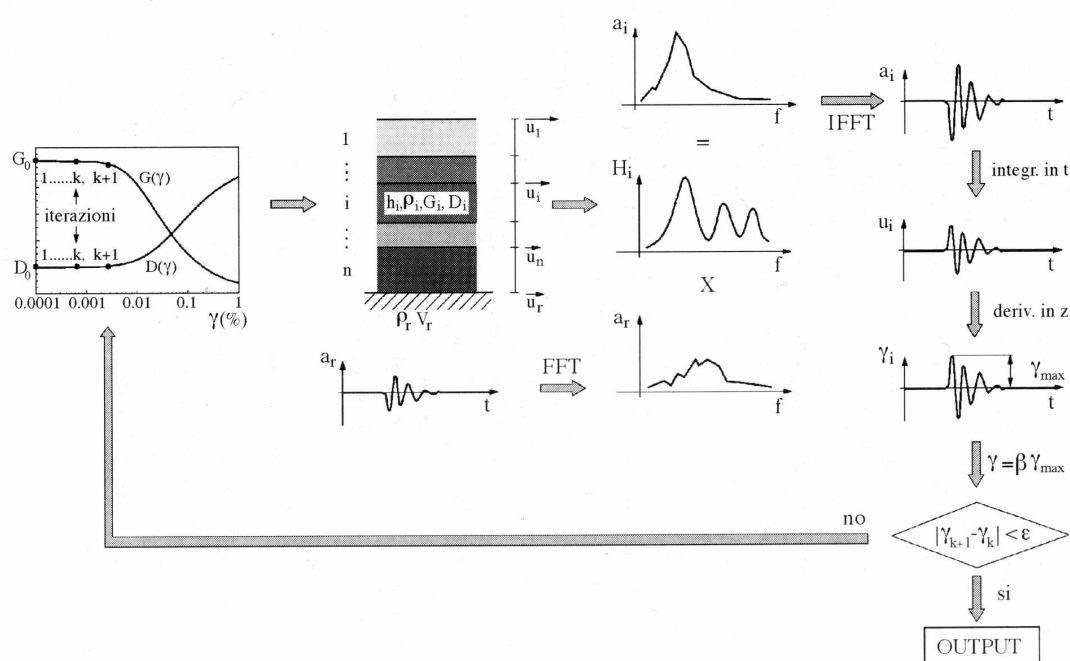


Figura 3.1.2 - Rappresentazione schematica dell' algoritmo per l'analisi lineare equivalente utilizzato dal codice EERA. (Lanzo e Silvestri, 1999).

La deformazione di taglio effettiva, da utilizzare per il passo successivo, è fornita dalla seguente relazione:

$$\gamma_{eff}^{(i)} = R_{\gamma} \gamma_{max}^{(i)} \quad (3.1.1)$$

avendo indicato con R_{γ} il rapporto, uguale per tutti gli strati, tra la deformazione effettiva e quella massima; questo rapporto dipende dalla magnitudo M del sisma considerato secondo la relazione:

$$R_\gamma = \frac{M-1}{10} \quad (3.1.2)$$

Si confronta tale deformazione di taglio calcolata con quella adottata nella valutazione di $G(\gamma)$ e $D(\gamma)$ effettuata nella fase precedente: se la differenza tra la deformazione assunta e quella calcolata è minore di una tolleranza prefissata (3.1.3), l'analisi si arresta; in caso contrario con il nuovo valore di γ ed utilizzando le curve $G/G_{max}-\gamma$ e $D-\gamma$ definite dall'utente all'inizio dell'analisi, si ricavano i corrispondenti nuovi valori di G e D e si ripete la procedura descritta fino a quando è soddisfatto il criterio di convergenza descritto.

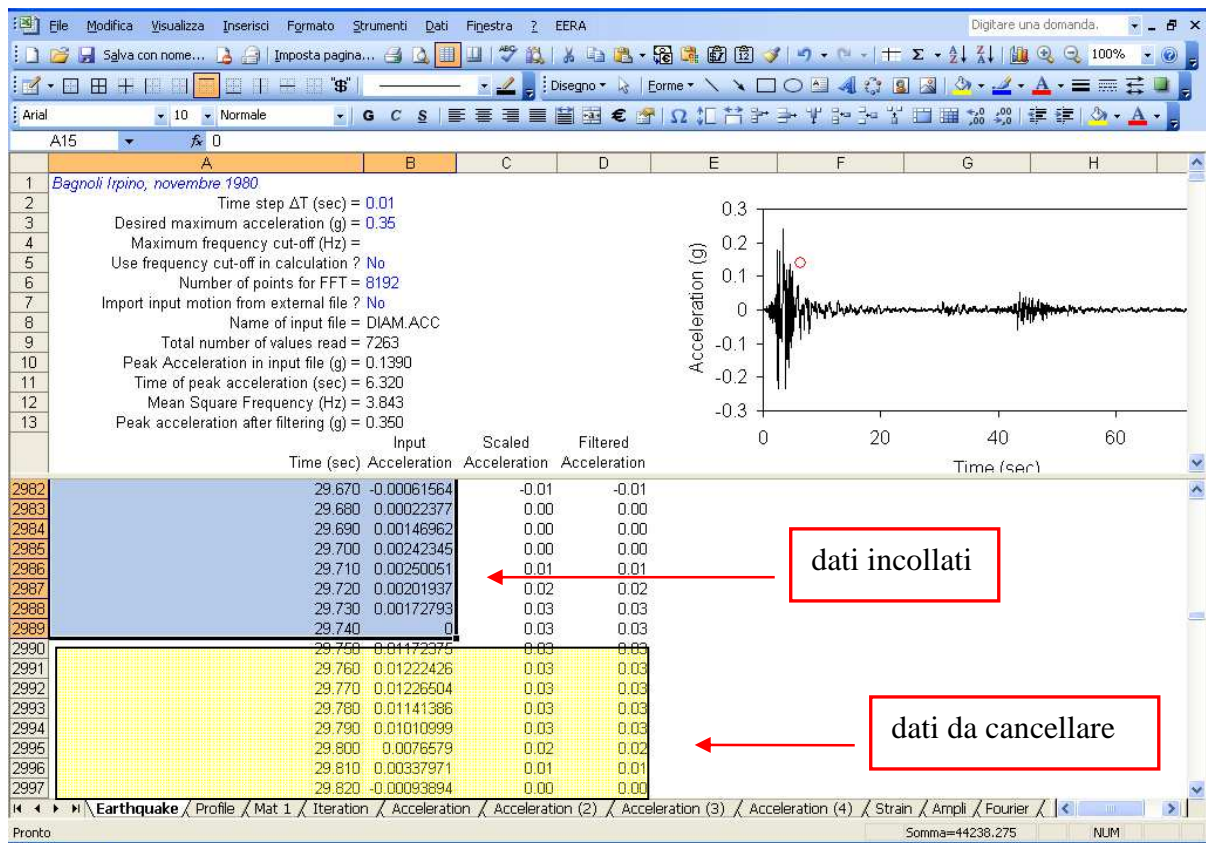
$$\gamma_{eff}^{(i+1)} - \gamma_{eff}^{(i)} < \varepsilon \quad (3.1.3)$$

L'accuratezza del calcolo numerico dipende dal numero N di strati utilizzati per schematizzare il deposito. Una regola per ottimizzare la discretizzazione è quella di prevedere almeno 3 - 4 punti per descrivere la generica semilunghezza d'onda della vibrazione di un elemento di spessore h e velocità V_s . Ciò comporta che, se f_{max} è la frequenza fondamentale dell'input sismico, lo spessore massimo h_{max} da assegnare all'elemento deve essere:

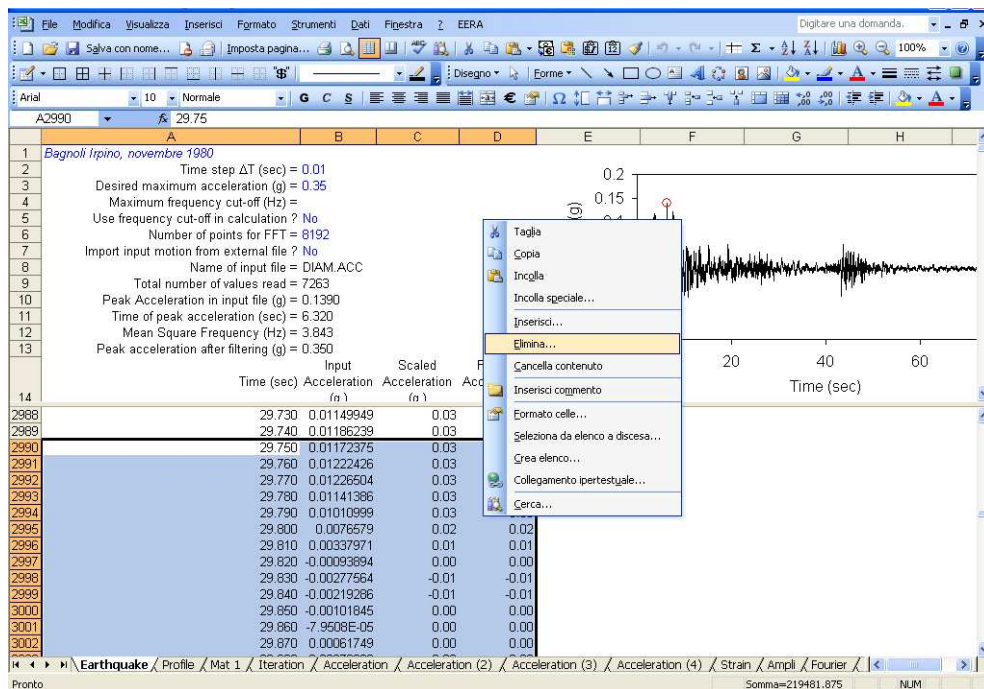
$$h_{max} = \frac{\lambda}{6 \div 8} = \frac{V_s}{(6 \div 8)f_{max}} \quad (3.1.4)$$

SUGGERIMENTI:

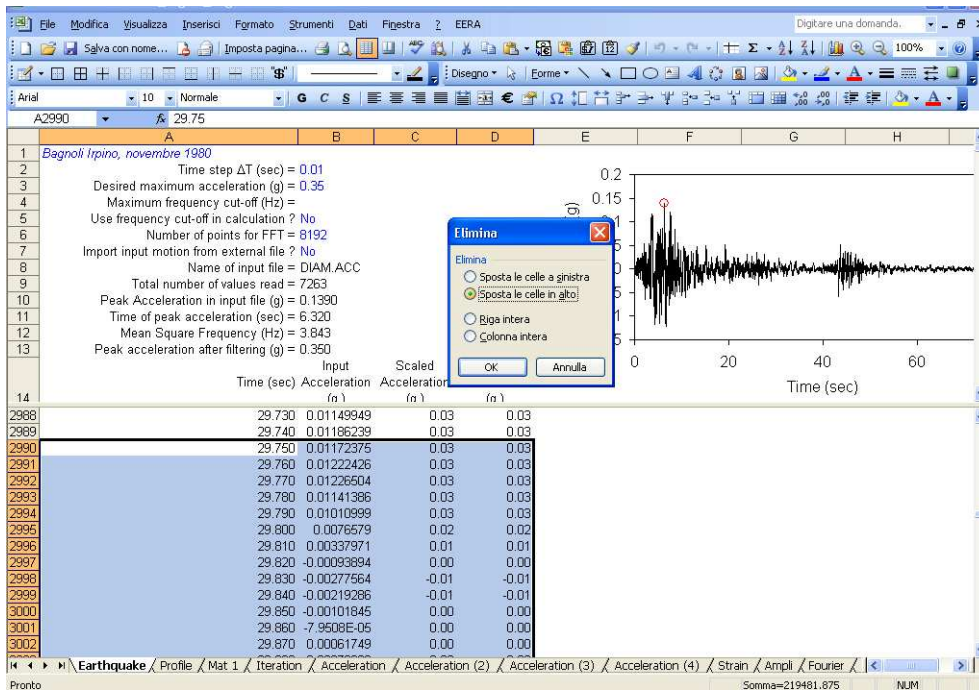
1. occorre prestare particolare attenzione quando nella scheda **Earthquake** si inseriscono i dati accelerometrici; infatti se i dati incollati sono inferiori a quelli già presenti, Figura 3.1.3a, occorre cancellare le caselle sottostanti nel seguente modo: selezionare i dati da cancellare, Figura 3.1.3b; cliccare sul tasto destro del mouse e selezionare *Elimina*, Figura 3.1.3b; selezionare l'opzione *sposta le celle in alto*, Figura 3.1.3c. Infatti operando diversamente, cioè cancellando semplicemente i dati, si verifica un cattivo funzionamento del codice di calcolo.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.1.3 - Codice di calcolo EERA: inserimento dati accelerometrici, suggerimenti.

2. nella scheda **Profile** occorre prestare particolare attenzione nel definire il tipo di input ossia se l'accelerogramma deve essere applicato al basamento roccioso (*Inside*) o all'affioramento (*outcrop*), Figura 3.1.4.

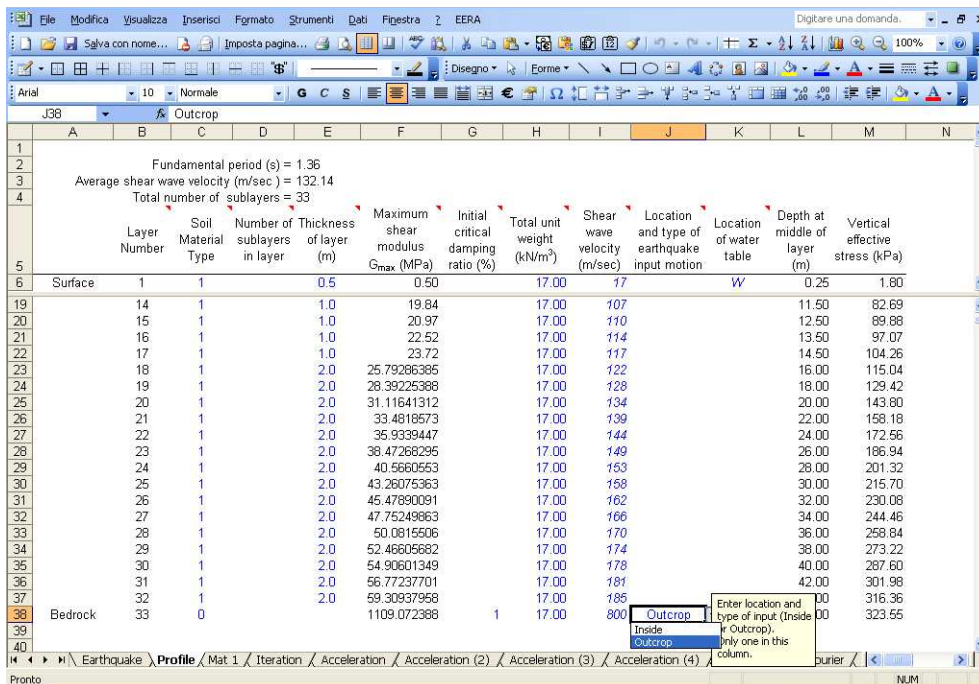


Figura 3.1.4 - Codice di calcolo EERA: tipo di input.

- dopo aver eseguito il calcolo occorre controllare, nella scheda **Iteration**, che la convergenza ottenuta (*Convergence achieved*) al termine del numero di iterazioni prestabilito (*Number of iterations*) sia inferiore al livello fissato, in genere <1%. In caso contrario occorre aumentare il numero di iterazioni in modo tale che sia rispettata la condizione indicata.

Iteration Number	Sublayer Number	Type	Depth (m)	Maximum Strain (%)	Maximum Strain (sec)	Shear Modulus	G/G _{max}	Damping (%)	Convergence on Shear Modulus (%)	Convergence on Damping (%)	Maximum stress (kPa)	Depth at top of sublayer (m)	Maximum acceleration (g)
6	1	1	0.25	1.749741	5.76	0.500816	1	1	0	0	8.762972		
7	2	1	0.75	1.022147	5.77	2.003262	1	1	0	0	20.47628		
8	3	1	1.25	0.867579	5.77	3.20418	1	1	0	0	27.79878		
9	4	1	1.75	0.802878	5.76	4.160754	1	1	0	0	33.40576		
10	5	1	2.5	0.728281	5.75	5.630275	1	1	0	0	41.00425		
11	6	1	3.5	0.714383	7.1	7.32161	1	1	0	0	52.30437		
12	7	1	4.5	0.747526	7.1	8.983486	1	1	0	0	67.15392		
13	8	1	5.5	0.74513	7.11	10.81519	1	1	0	0	80.58725		
14	9	1	6.5	0.743079	7.11	12.22752	1	1	0	0	90.86012		
15	10	1	7.5	0.716172	7.11	13.7265	1	1	0	0	98.30534		
16	11	1	8.5	0.68135	7.12	15.31213	1	1	0	0	104.3293		
17	12	1	9.5	0.66536	7.13	16.64302	1	1	0	0	110.7359		
18	13	1	10.5	0.638219	7.14	18.38461	1	1	0	0	117.3341		
19	14	1	11.5	0.627383	7.15	19.84027	1	1	0	0	124.4744		
20	15	1	12.5	0.625547	7.16	20.9684	1	1	0	0	131.1673		
21	16	1	13.5	0.609071	7.15	22.5211	1	1	0	0	137.1696		
22	17	1	14.5	0.602427	7.02	23.72202	1	1	0	0	142.9078		
23	18	1	16	0.602986	7.02	25.79286	1	1	0	0	155.5273		
24	19	1	18	0.591672	7.04	28.39225	1	1	0	0	167.9891		
25	20	1	20	0.580543	7.06	31.11641	1	1	0	0	180.6442		
26	21	1	22	0.58213	7.07	33.48186	1	1	0	0	194.908		
27	22	1	24	0.575708	4.61	35.93394	1	1	0	0	206.8747		
28	23	1	26	0.57544	4.6	38.47268	1	1	0	0	221.3872		

Figura 3.1.5 - Codice di calcolo **EERA**: controllo valore convergenza.

In Figura 3.1.5, ad esempio, il valore della convergenza ottenuta è eccessivamente grande; occorre pertanto incrementare il numero di iterazioni e rilanciare il calcolo.

- è buona norma definire una scheda **Acceleration**, una **Fourier** ed una **Spectra**, per lo strato di base, nel caso in cui l'accelerogramma è applicato alla base (*Inside*), e per lo strato immediatamente superiore a quello di base, nel caso in cui l'accelerogramma è applicato all'affioramento (*outcrop*), in modo tale che al termine del calcolo siano subito disponibili le caratteristiche del moto sismico che hanno eccitato il terreno. Ciò è utile ad esempio quando il moto sismico definito nella scheda **Earthquake** è stato filtrato e/o amplificato, oppure è stata necessaria la deconvoluzione del moto sismico applicato all'affioramento roccioso.

3.2 QUAKE/W

Il codice *QUAKE/W* integra le equazioni del moto nel dominio del tempo e consente di eseguire analisi lineari equivalenti secondo un approccio simile a quello implementato in *EERA*. I dati di input sono rappresentati dalle curve di variazione del modulo di rigidezza al taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D (assegnato in valore assoluto) con la deformazione ciclica di taglio, γ , e dal profilo di rigidezza a taglio iniziale con la profondità. Lo stato tensionale iniziale è definito mediante l'applicazione della gravità con un'analisi elastica preliminare in condizioni statiche, assumendo la distribuzione delle pressioni interstiziali risultante da una analisi di filtrazione svolta con *SEEP/W* (GandoStudio, 2004). Il moto sismico è assegnato mediante un accelerogramma applicato ai nodi del contorno di base del modello. Al fine di ridurre l'effetto di riflessione delle onde in corrispondenza dei contorni laterali, il codice consente l'applicazione di smorzatori viscosi ai nodi dei contorni verticali della maglia che applicano una resistenza al moto proporzionale alla velocità dello stesso.

Sono indicati sommariamente nel seguito gli *step* necessari per eseguire un'analisi dinamica con il codice di calcolo *QUAKE/W*:

Step necessari per un'analisi con QUAKE/W

1. **Set** → **Page** : definire l'area di lavoro
2. **Set** → **Scale** : definire la scala di rappresentazione
3. **Set** → **Grid** : definire la spaziatura della griglia
4. **Sketch** → **Axes** : disegnare gli assi di riferimento
5. **Sketch** → **Lines, Circles, Arcs, Text** : definire la geometria del problema

In situ Static Analysis (definizione dello stato tensionale iniziale)

Definita l'area di lavoro, la scala di rappresentazione, la geometria ecc., occorre definire lo stato tensionale iniziale, punto di partenza di una analisi dinamica agli elementi finiti con il codice di calcolo *QUAKE/W*:

1. **KeyIn** → **Analysis Setting** → **Project ID** : assegnare un titolo e commento al progetto
2. **KeyIn** → **Analysis Setting** → **Type** : definire il tipo di analisi e condizioni iniziali → initial static e PWP from initial water table

3. **KeyIn → Material Properties** : definire le proprietà meccaniche dei terreni → tipo di materiale elastico lineare, coefficiente di poisson reale e <0.5 , E valore reale costante o medio se E varia con la profondità
4. **KeyIn → Body Load** : definire il peso dell'unità di volume dei terreni (solo quello verticale)
5. **Draw → Regions** : generare gli elementi finiti; scegliere il tipo di materiale, gli elementi (secondary nodes), numero di elementi finiti
6. **Draw → Initial water table** : definire la posizione della falda
7. **Draw → Node boundary condition** (per analisi statica contorni verticali $u_x=0$)
8. **Tools → Verify** : verifica della corretta definizione dei dati
9. **Tools → Solve** : risolvere il problema
10. **File → Save** : salvare il progetto con il nome xxx_IN.gsz

Dynamic Analysis (analisi dinamica)

A questo punto occorre definire l'analisi dinamica:

1. **File → Save As** : salva lo stesso problema con un altro nome xxx.gsz
2. **KeyIn → Analysis Setting → Type** : cambiare il tipo di analisi e condizioni iniziali → Dynamic, Stress e PWP from file → Use External file : xxx_IN.gsz
3. **KeyIn → Horizontal Earthquake Records** : importare e modificare l'accelerogramma (se il sisma è stato registrato all'*outcrop* roccioso occorre eseguire preventivamente un'analisi *EERA*; occorre considerare come accelerogramma quello al *layer* immediatamente prima del *bedrock* ottenuto dalla deconvoluzione del sisma registrato all'*outcrop*)
4. **KeyIn → Stress Function → Ks Correction**
5. **KeyIn → Stress Function → Ka Correction**
6. **KeyIn → Stress Function → Cyclic Number**
7. **KeyIn → Stress Function → Pore Pressure**
8. **KeyIn → Stress Function → G Reduction**: definire la funzione di variazione del rapporto G/G_{max} in funzione del livello di deformazione tangenziale
9. **KeyIn → Stress Function → Damping Ratio** : definire la funzione di variazione del rapporto di smorzamento in funzione del livello di deformazione tangenziale

} per definire la sovrappressione interstiziale generata durante il sisma

10. **KeyIn** → **Material Properties** : definire le proprietà meccaniche dei terreni → tipo di materiale lineare equivalente, coefficiente di poisson reale e <0.5 , G costante o G variabile con la profondità
11. **KeyIn** → **Analysis Setting** → **Time** : definire la sequenza temporale di integrazione
12. **Draw** → **History Nodes** : definire i nodi in cui visualizzare la history motion completa
13. **Draw** → **Node Boundary Condition** : definire le condizioni al contorno dinamiche (contorno verticale libero alla traslazione orizzontale e bloccato a quella verticale + damping)
14. **File** → **Save** : salvare il progetto
15. **Tools** → **Solve** : risolvere il problema

Occorre prestare particolare attenzione quando si definiscono la funzione di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_{max} e la funzione di variazione del rapporto di smorzamento D , in funzione del livello di deformazione tangenziale nonché le proprietà dei materiali.

Per quanto riguarda la funzione di variazione del rapporto G/G_{max} occorre porre pari a zero il valore del *Curve Segments* quando i valori di G/G_{max} sono stati “copiati ed incollati” da una applicazione *EERA* al fine del confronto dei risultati; diversamente questo parametro può assumere un generico valore.

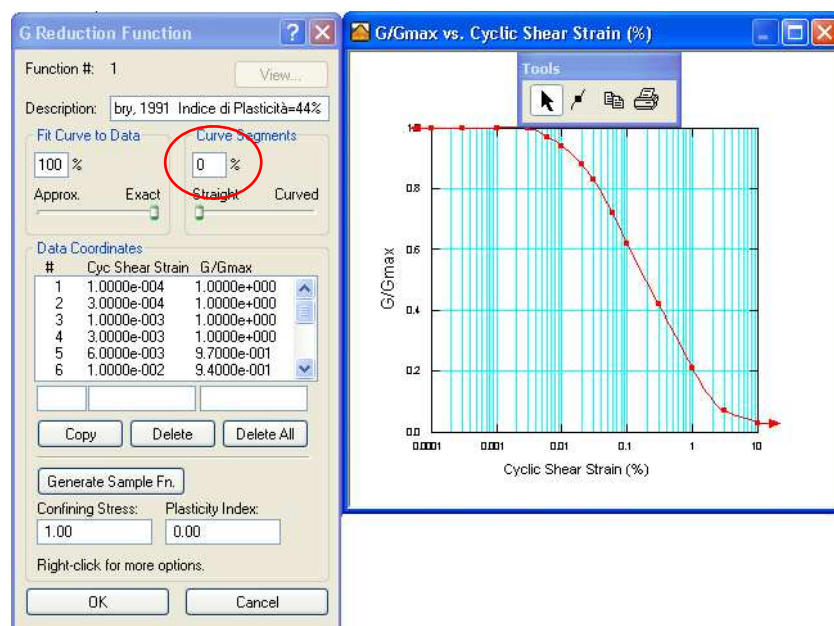


Figura 3.2.1 - Codice di calcolo *QUAKE/W*: funzione di variazione del modulo di taglio normalizzato G/G_{max} .

Per quanto riguarda la funzione di variazione del rapporto di smorzamento occorre porre pari a zero il valore del *Curve Segments* quando i valori di *D* sono stati “copiati ed incollati” da una applicazione *EERA* al fine del confronto dei risultati; diversamente questo parametro può assumere un generico valore.

ATTENZIONE: il valore di *D* da inserire non è espresso in percentuale come per il codice di calcolo *EERA*.

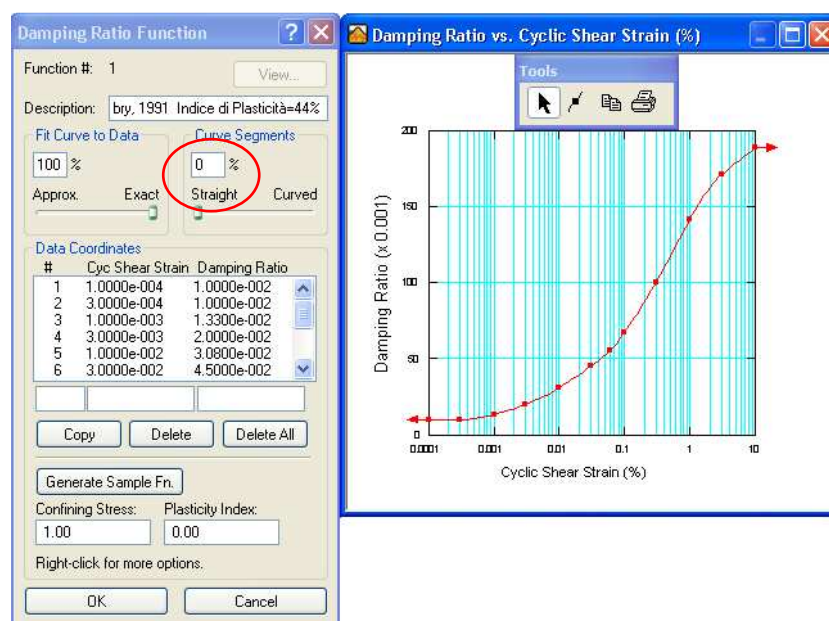


Figura 3.2.2 - Codice di calcolo *QUAKE/W*: funzione di variazione del rapporto di smorzamento *D*.

Per quanto riguarda le proprietà dei materiali, particolare attenzione occorre prestare quando si vuole utilizzare un profilo di rigidezza a taglio variabile con la profondità; infatti il codice di calcolo *QUAKE/W* è affetto da un errore.

QUAKE/W utilizza la seguente relazione per descrivere la variazione della rigidezza a taglio con la profondità:

$$G(z) = K_G \times (p')^n \quad (3.2.1)$$

ove K_G ed n sono i due parametri numerici che occorre definire in fase di input, Figura 3.2.3, mentre p' è la pressione efficace media calcolata nella analisi statica iniziale (*In situ Static Analysis*).² Occorre definire inoltre un valore della rigidezza diversa da zero alla quota $z=0$, $G(\min)$.

² Ricordando la relazione proposta da Viggiani, 1992

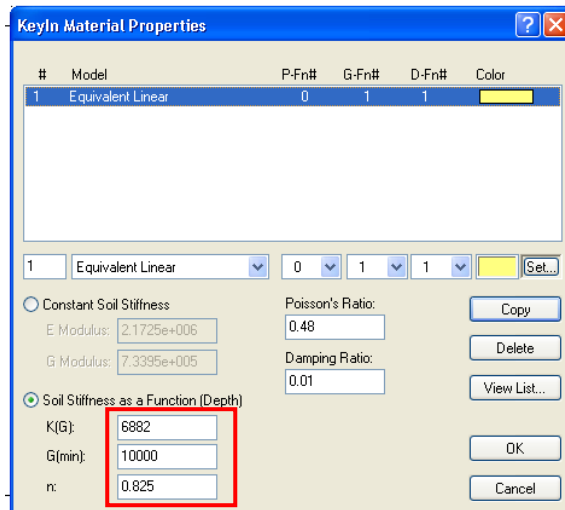
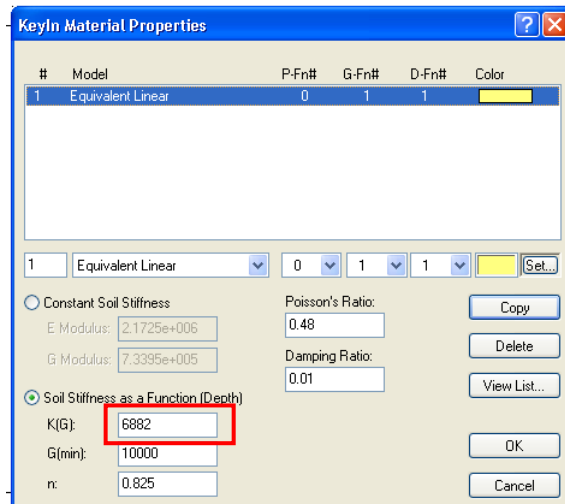


Figura 3.2.3 - Codice di calcolo *QUAKE/W*: parametri numerici che occorre definire per descrivere la variazione della rigidità a taglio con la profondità.

In realtà il software anziché leggere il valore di K_G nella posizione prestabilita, Figura 3.2.4a, lo legge dalla posizione relativa al modulo di rigidità a taglio per suolo con rigidità costante, Figura 3.2.4b.

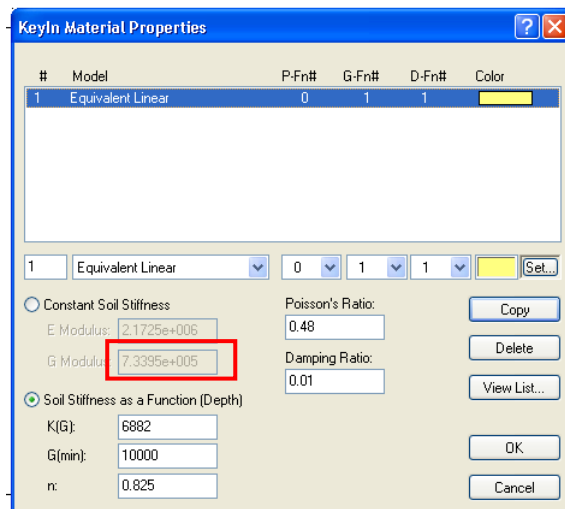


(a)

$$G(z) = S \times \left(\frac{P'}{P'_R} \right)^n \times R^m$$

si ricava immediatamente:

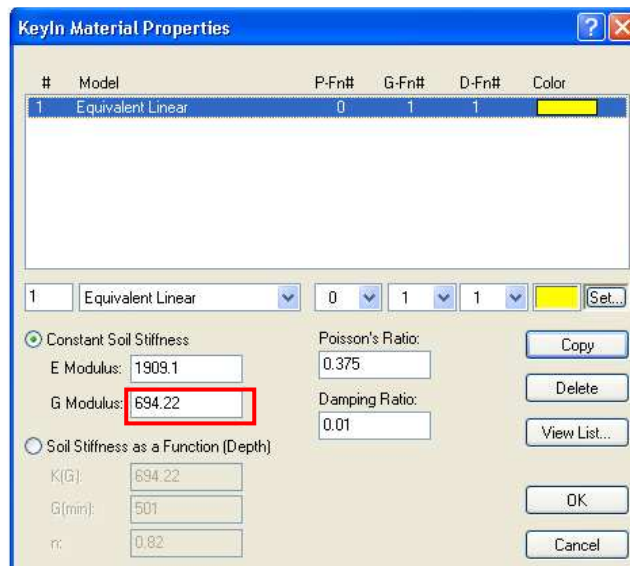
$$K_G = S \times R^m.$$



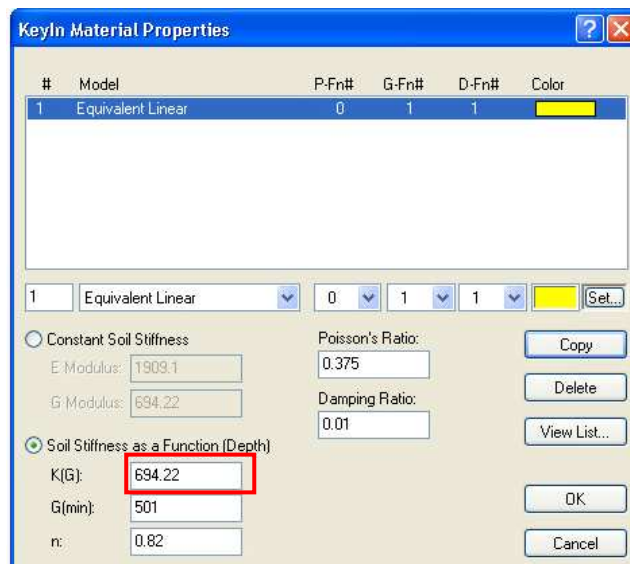
(b)
 Figura 3.2.4 - Codice di calcolo *QUAKE/W*: errore codice.

Infatti modificando il valore di K_G nella relativa casella prestabilita il risultato ottenuto non cambia poiché in realtà non sta cambiando il valore inserito in *G Modulus*.

Pertanto anziché inserire il valore di K_G nella posizione prestabilita, occorre cliccare su *Constant Soil Stiffness* ed inserire il valore di K_G in corrispondenza di *G Modulus*, Figura 3.2.5a. Successivamente occorre cliccare su *Soil Stiffness as a Function* ed inserire i valori di K_G , $G(\min)$ ed n , Figura 3.2.5b.



(a)



(b)

Figura 3.2.5 - Codice di calcolo *QUAKE/W*: errore codice.

Per quanto riguarda il *Damping Ratio*, occorre inserire il valore dello smorzamento iniziale ossia quello alle piccole deformazioni.

Per quanto riguarda l'output, occorre far notare che:

1. con "Eq. Shear Modulus" si intende il valore del modulo di elasticità lineare E' e non di G !!
2. per visualizzare correttamente i risultati ottenuti occorre selezionare come tipo di moto quello assoluto poiché per *default* è selezionato quello relativo, Figura 3.2.5.

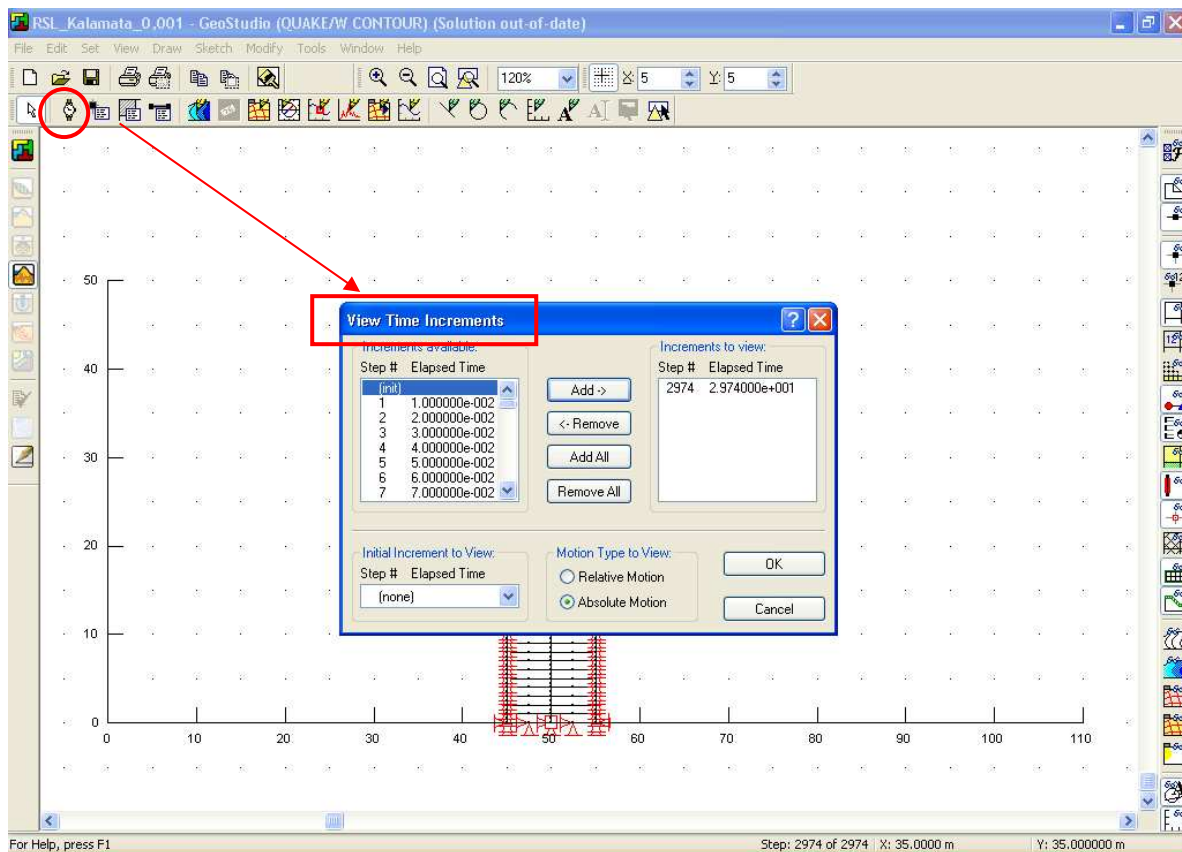


Figura 3.2.5 - Codice di calcolo *QUAKE/W*: errore codice.

3.3 PLAXIS

3.3.1 Breve descrizione del codice di calcolo *PLAXIS*

PLAXIS è un codice di calcolo agli elementi finiti utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (*plane strain*) o a condizioni assialsimmetriche (*axisymmetric*).

Questo codice di calcolo e i modelli in esso utilizzati, sono stati sviluppati con estrema cura. Tuttavia l'accuratezza ottenuta è correlata all'esperienza dell'utente riguardo, la modellazione del problema, la conoscenza dei modelli del terreno e dei loro limiti, la selezione dei parametri del modello e l'abilità nel giudicare la attendibilità dei risultati del calcolo.

Per effettuare un'analisi agli elementi finiti attraverso *PLAXIS*, l'utente deve creare un modello agli elementi finiti, specificare le proprietà dei materiali ed imporre le condizioni al contorno. Ciò viene fatto nel *programma Input* il quale contiene tutti gli strumenti per creare e modificare un modello geometrico, per generare la corrispondente mesh agli elementi finiti e per generare le condizioni iniziali. Inizialmente è necessario inserire il nome e la descrizione

del progetto, il tipo di modello³ e il numero di elementi finiti⁴, i dati sull'accelerazione, le unità fondamentali di lunghezza, forza e tempo ed impostare le dimensioni dell'area di disegno.

La generazione di un modello agli elementi finiti comincia con la creazione di un modello geometrico che è la rappresentazione del problema da studiare. Un modello geometrico si compone di punti, linee e *clusters*. Oltre a questi componenti di base si possono assegnare al modello geometrico oggetti strutturali o condizioni speciali in modo da simulare rivestimenti di galleria, setti, piastre, interazioni terreno-struttura o sollecitazioni.

Dopo aver creato i componenti geometrici del modello l'utente può introdurre carichi distribuiti, carichi lineari o carichi concentrati e spostamenti imposti applicati ai contorni del modello così come al suo interno.

L'utente poi è chiamato a definire le caratteristiche dei materiali ed assegnare i set di parametri alle corrispondenti componenti geometriche. In particolare occorre definire il modello costitutivo del terreno, il tipo di comportamento del terreno (drenato o non drenato), le proprietà generali del terreno come il peso dell'unità di volume e la permeabilità, i parametri di rigidezza e resistenza del modello di terreno selezionato e quelli che mettono in relazione le proprietà dell'interfaccia con quelle del terreno. Tutti i dati relativi ai materiali sono immagazzinati in un archivio dei materiali dal quale i materiali possono essere assegnati ai *clusters* di terreno o ai corrispondenti oggetti strutturali del modello geometrico.

Quando il modello geometrico è completamente definito e le proprietà dei materiali sono state assegnate a tutti i *clusters* ed agli oggetti strutturali, la geometria deve essere divisa in elementi finiti (discretizzazione) prima di poter eseguire il calcolo. Un insieme di elementi finiti viene chiamato *mesh*. *PLAXIS* consente una generazione completamente automatica di mesh agli elementi finiti, basata su una robusta procedura di triangolazione, che da luogo a *mesh* "non strutturate" la cui prestazione numerica è di solito migliore rispetto alle *mesh* regolari ("strutturate"). L'utente può inoltre infittire globalmente o localmente la mesh in modo da ottimizzarne le prestazioni.

La parte finale della procedura di input comporta la definizione delle condizioni iniziali attraverso la generazione delle pressioni neutre e delle tensioni efficaci iniziali.

³ *PLAXIS* può essere usato per eseguire analisi agli elementi finiti in condizioni bidimensionali. Il modello può essere implementato sia per condizioni di deformazione piane (*plane strain*) sia per condizioni assialsimmetriche (*axisymmetry*). La selezione dell'una o dell'altra comporta la generazione di un modello agli elementi finiti bidimensionale con due soli gradi di libertà alla traslazione per ciascun nodo (direzione *x* e direzione *y*).

⁴ L'utente può selezionare elementi triangolari a 6 o a 15 nodi per modellare gli strati di terreno e gli altri *clusters* di volume. Il triangolo a 15 nodi fornisce un'interpolazione del quarto ordine per gli spostamenti e l'integrazione numerica adopera dodici punti di Gauss (*stress points*). Il triangolo a 6 nodi fornisce un'interpolazione del secondo ordine e l'integrazione numerica adopera tre punti di Gauss.

Le pressioni neutre e le pressioni idrauliche al contorno possono essere generate con riferimento ai livelli di falda o in base all'analisi del moto di filtrazione⁵. Condizioni al contorno aggiuntive per le sovrappressioni neutre sono richieste per le analisi di consolidazione. Infatti per *default*, tutti i contorni della geometria sono "aperti", il che implica che l'acqua possa fluire attraverso i contorni ovvero sovrappressioni neutre nulle sul contorno. Su alcuni contorni questa condizione può non essere corretta come per esempio sui contorni verticali che rappresentano un asse di simmetria o se la base del modello geometrico è posizionata su uno strato impermeabile. In questi casi non vi è alcun flusso attraverso questi contorni. In questi casi è possibile utilizzare lo strumento *Closed consolidation boundary* (contorno di consolidazione chiuso) per "chiudere" i contorni.

Le tensioni iniziali possono essere generate utilizzando la procedura K_0 (K_0 - procedure) oppure utilizzando la procedura di generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità (*gravity loading*)⁶, disattivando rilevati o strutture, ed oggetti inizialmente non attivi (come carichi, piastre, geotessili, ancoraggi, interfacce o *cluster* di terreno al di sopra del piano di campagna iniziale).

Dopo la generazione del modello agli elementi finiti, può essere eseguito l'effettivo calcolo agli elementi finiti ed è pertanto necessario definire quale tipo di calcolo debba essere effettuato e quali tipi di sollecitazioni o fasi di costruzione debbano essere attivati durante i calcoli; ciò viene fatto nel programma *Calculations*.

PLAXIS consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti distinguendo tra calcoli di tipo Plastico (*plastic*), Analisi di consolidazione (*consolidation*), Analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza (*phi-c reduction*) e Analisi dinamiche (*dynamic*). Un calcolo di tipo plastico dovrà essere selezionato per eseguire un'analisi di deformazione elasto-plastica in cui non sia necessario prendere in considerazione la dissipazione delle sovrappressioni neutre nel tempo. Diversamente si dovrà selezionare un'analisi di consolidazione⁷. Un'analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza dovrà essere selezionata quando si desidera calcolare un fattore di sicurezza globale per il problema in studio⁸.

⁵ Ciò richiede l'introduzione delle condizioni al contorno per la quota piezometrica.

⁶ Di regola, si deve utilizzare la K_0 -procedure soltanto con un piano di campagna orizzontale e con tutti gli strati di terreno ed i livelli di falda ad esso paralleli; per tutti gli altri casi si deve adottare la procedura *Gravity loading*.

⁷ PLAXIS consente di effettuare analisi di consolidazione elasto-plastiche. In generale, un'analisi di consolidazione senza ulteriori sollecitazioni viene eseguita dopo un calcolo plastico non drenato. Durante un'analisi di consolidazione è anche possibile applicare dei carichi.

⁸ Un'analisi di stabilità può essere eseguita dopo ogni singola fase di calcolo, e quindi per ogni fase di costruzione.

Nella pratica ingegneristica, un progetto è suddiviso in fasi esecutive; analogamente, un processo di calcolo in *PLAXIS* è anch'esso suddiviso in *fasi di calcolo*. Esempi di fasi di calcolo sono l'attivazione di un particolare carico, la simulazione di uno stadio della costruzione, l'introduzione di un periodo di consolidazione, il calcolo del fattore di sicurezza, ecc.. Ogni fase di calcolo è suddivisa in un numero di *step* (passi) di calcolo; ciò è necessario in quanto il comportamento non lineare del terreno richiede che le sollecitazioni vengano applicate per incrementi successivi (chiamati *step di carico*). In *PLAXIS*, procedure robuste ed automatiche sono dedicate alla suddivisione in adeguati *step* di carico. Ogni fase di calcolo dovrà essere definita indicando il tipo di calcolo e la fase di partenza, il numero di *step* di calcolo, i parametri di controllo delle procedure iterative, la modalità di carico.

A questo punto può essere avviato il processo di calcolo e tutte le fasi definite saranno eseguite in successione purché non si verifichi la rottura del terreno. Durante un'analisi di deformazione, le informazioni sul processo d'iterazione vengono mostrate in una finestra separata. Esse comprendono i valori correnti dei moltiplicatori di carico totali e tutta una serie di parametri caratteristici del processo iterativo che consentono un rapido controllo sull'evoluzione della procedura di calcolo.

Un ampio gruppo di strumenti sono disponibili in *PLAXIS* per visualizzare i risultati di un'analisi agli elementi finiti; questi strumenti possono essere selezionati dal *programma Output*. Le principali grandezze di output di un calcolo agli elementi finiti sono:

- spostamenti totali e spostamenti incrementali;
- deformazioni totali, componenti cartesiane di deformazione, deformazioni incrementali e incrementi delle componenti cartesiane di deformazione;⁹
- tensioni efficaci e tensioni totali¹⁰, componenti cartesiane delle tensioni totali ed efficaci, pressioni neutre¹¹, sovrappressioni interstiziali, ecc.;
- forze e spostamenti, tensioni e deformazioni negli elementi strutturali.

⁹ con il termine incrementale si intende l'incremento della grandezza nello step corrente.

¹⁰ Le tensioni efficaci possono essere rappresentate come direzioni principali di tensioni, tensioni medie p' o tensioni tangenziali relative τ_{rel} . Quest'ultima fornisce un'indicazione della prossimità del punto d'integrazione all'involuppo di rottura. Infatti essa è definita come:

$$\tau_{rel} = \frac{\tau^*}{\tau_{max}}$$

ove τ^* è il massimo valore della tensione tangenziale (cioè il raggio del cerchio di Mohr) e τ_{max} è il massimo valore della tensione tangenziale per il caso in cui il cerchio di Mohr viene allargato fino a divenire tangente all'involuppo di rottura di Coulomb mantenendo costante la tensione principale intermedia.

¹¹ sono le pressioni totali dell'acqua cioè pressioni stazionarie + sovrappressioni neutre.

Per tutti i tipi di grafici, i dati numerici possono essere visualizzati in tabelle di output. Inoltre è disponibile un comando che permette di esaminare la distribuzione di una certa grandezza nel terreno lungo una particolare sezione trasversale del modello. Infine possono essere visualizzate informazioni generali sul progetto, (nome del file, directory in cui si trova, titolo), sul tipo di modello (stato piano di deformazione, assialsimmetria), sulla mesh agli elementi finiti generata (il tipo di elemento di base, il numero di elementi, i nodi, i punti d'integrazione, la dimensione media degli elementi), le proprietà dei materiali e i parametri del modello, ecc.

Il programma *Curves* può essere utilizzato per disegnare curve carico-cedimento, tempo-cedimento, diagrammi tensione-deformazione, percorsi di sollecitazione o percorsi di deformazione di punti preselezionati della geometria; queste curve visualizzano lo sviluppo di certe grandezze durante le vari fasi di calcolo, e questo fornisce un approfondimento del comportamento globale e locale del terreno. I punti per i quali le curve possono essere generate devono essere preselezionati nel programma *Calculations* prima di avviare il processo di calcolo. Si fa distinzione tra *nodi* e *punti d'integrazione*: in generale, i nodi sono adottati per la generazione di curve carico-cedimento invece i punti d'integrazione sono utilizzati per i diagrammi tensione-deformazione e per i percorsi di sollecitazione. Si possono selezionare un massimo di 10 nodi e 10 punti d'integrazione. Durante il processo di calcolo, le informazioni relative a questi punti sono salvate in *file* di dati relativi alle curve. Le informazioni contenute in questi *file* sono quindi utilizzate per la generazione delle curve. Non è possibile generare curve per i punti che non siano stati preselezionati, poiché le informazioni richieste non sono disponibili nei *file* dei dati relativi alle curve. Mediante una serie di comandi disponibili nel programma *Calculations*, l'impaginazione e la visualizzazione di curve e grafici può essere personalizzata. Inoltre può essere visualizzata una tabella che mostra i valori numerici di tutti i punti di una curva del grafico corrente. Nel menu della tabella, sono disponibili comandi per la stampa e la copia di tutti i dati, o una parte selezionata di essi, nel blocco appunti di Windows® (*Clipboard*). I dati copiati possono essere incollati in un programma di foglio elettronico per un'ulteriore elaborazione.

3.3.2 Parametri/condizioni aggiuntive per l'esecuzione di analisi dinamiche

L'utilizzo del codice per l'esecuzione di analisi dinamiche richiede che vengano definiti una serie di parametri/condizioni aggiuntive rispetto a quelle necessarie per le analisi statiche. In particolare in fase di definizione del modello agli elementi finiti con il sottoprogramma *Input* occorre prestare particolare attenzione a:

1. estensione del modello in direzione orizzontale e contorni viscosi lungo i bordi verticali;
2. carichi e spostamenti variabili nel tempo;
3. suddivisione del modello in strati orizzontali;
4. definizione delle proprietà dei materiali con particolare attenzione ai parametri che controllano lo smorzamento viscoso alla Rayleigh ed alla rigidità a taglio del materiale; (strato drenato analisi non drenate)
5. definizione del reticolo di elementi finiti.

In fase di calcolo con il sottoprogramma *Calculation* occorre prestare particolare attenzione a:

6. valori da attribuire al numero di *additional steps* e *dynamic substeps*;
7. definizione ed attivazione del carico dinamico.

Nel seguito si descriveranno in dettaglio i vari punti indicati.

ESTENSIONE DEL MODELLO IN DIREZIONE ORIZZONTALE E CONTORNI VISCOSI LUNGO I BORDI VERTICALI

I contorni verticali del modello devono essere posizionati sufficientemente lontani dalla regione di interesse, al fine di evitare il disturbo dovuto alla riflessione delle onde incidenti. Infatti l'analisi di risposta sismica locale di un deposito di terreno è in genere eseguita considerando il deposito orizzontale ed uniforme, infinitamente esteso in direzione orizzontale, poggiante su un basamento roccioso orizzontale (*bedrock*) e investito da onde sismiche che si propagano verticalmente (condizioni monodimensionali). La condizione di estensione infinita, equivale ad assumere che le onde che si propagano dal *bedrock* verso la superficie, non subiscano alcuna riflessione ai bordi.

La condizione di allontanamento dei bordi verticali dalla regione di interesse in *PLAXIS*, non è però da sola sufficiente a garantire l'assenza di perturbazioni della soluzione numerica ottenuta. Occorre applicare ai bordi del modello dei contorni viscosi (*absorbent boundaries*) alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) la cui funzione è quella di assorbire parte dell'energia posseduta dalle onde incidenti.

Le componenti normali e di taglio assorbite mediante smorzatori in direzione orizzontale sono pari a:

$$\sigma_n = -C_1 \cdot \rho \cdot V_P \cdot \dot{u}_x \quad (3.3.2.1)$$

$$\tau = -C_2 \cdot \rho \cdot V_S \cdot \dot{u}_y \quad (3.3.2.2)$$

ove ρ è la densità del materiale, V_P e V_S rispettivamente velocità delle onde di pressione e di taglio, C_1 e C_2 coefficienti che controllano l'effetto dei contorni assorbenti, \dot{u}_x e \dot{u}_y componente orizzontale e verticale della velocità nel generico nodo appartenente al contorno assorbente.

I valori da attribuire a C_1 e C_2 sono quelli Standard ossia $C_1=1$ e $C_2=0.25$.

Per quanto riguarda l'estensione del modello in direzione orizzontale, le analisi parametriche svolte con diverse larghezze del modello e con smorzatori viscosi (valori di C_1 e C_2 standard), rivelano che la soluzione ottenuta nel dominio di interesse non risente della riflessione delle onde ai bordi, assumendo una larghezza L del modello pari ad otto volte l'altezza H .

$$L = 8 \cdot H \quad (3.3.2.3)$$

La descrizione delle analisi parametriche svolte ed i relativi risultati sono riportati al Capitolo 5.2.

Per quanto concerne gli smorzatori viscosi in *PLAXIS* sono disponibili due opzioni:

- *Standard Absorbent Boundaries* per vibrazioni prodotte da una singola sorgente (ad esempio la battitura di un palo). Questa opzione genera contorni assorbenti sul bordo verticale sinistro e su quello destro ed in corrispondenza della base, Figura 3.3.2.1, per condizioni di deformazione piana (*plane strain*), mentre per modelli assialsimmetrici i contorni assorbenti sono posizionati sul bordo destro e in corrispondenza della base del modello, Figura 3.3.2.2;
- *Standard Earthquake Boundaries* nel caso di un terremoto. Questa opzione genera contorni assorbenti sul bordo verticale sinistro e su quello destro del modello e impone uno spostamento alla base del modello con $u_x = 0.01$ m e $u_y = 0.01$ m, Figura 3.3.2.3.

Nelle seguenti figure i contorni assorbenti sono indicati con una linea più spessa delle altre. In Figura 3.3.2.3 le frecce posizionate in corrispondenza della base del modello indicano lo spostamento dinamico ivi applicato.

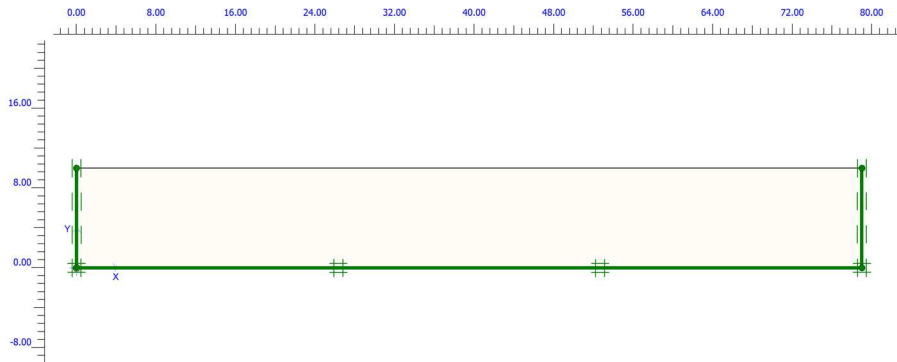


Figura 3.3.2.1 - Standard Absorbent Boundaries per condizioni di deformazione piana.

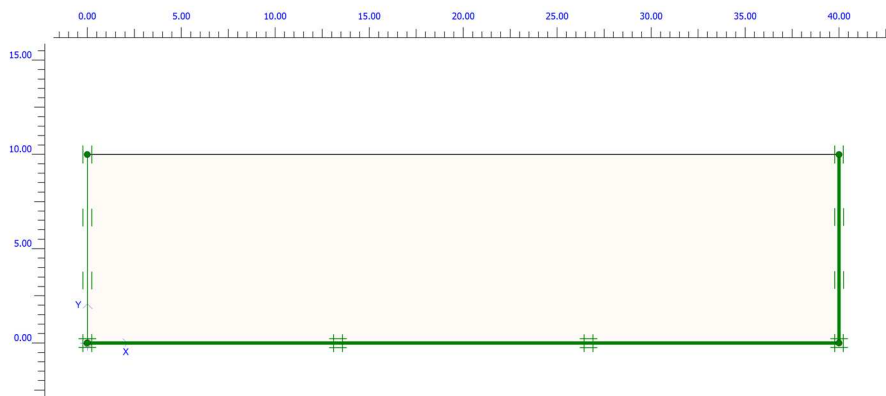


Figura 3.3.2.2 - Standard Absorbent Boundaries per condizioni di assialsimmetria.

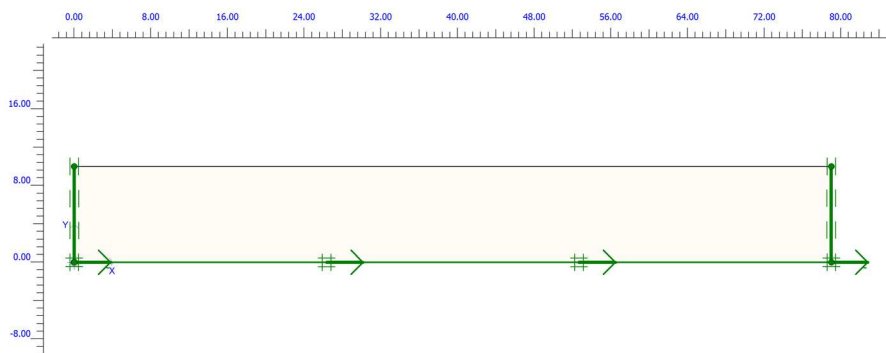


Figura 3.3.2.3 - Standard Earthquake Boundaries.

Occorre far notare che oltre alle prescritte condizioni al contorno per l'analisi dinamica occorre definire anche le condizioni di vincolo ai bordi. Selezionando *Standard fixities* dal sottomenu *Loads* si impongono al modello un insieme di condizioni al contorno generali; in particolare, i bordi verticali ricevono il vincolo alla traslazione orizzontale ($u_x=0$) mentre la base del modello riceve un vincolo totale ($u_x=0$; $u_y=0$). Questi vincoli sono facilmente riconoscibile nelle precedenti figure.

CARICHI E SPOSTAMENTI VARIABILI NEL TEMPO

In *PLAXIS* un carico o spostamento dinamico è inserito nel modello come per il caso statico, cioè utilizzando carichi concentrati o distribuiti e/o spostamenti imposti. Questi carichi possono successivamente essere trasformati in dinamici, cioè in carichi e/o spostamenti variabili nel tempo, utilizzando l'opzione *Set dynamic load system* nel menù *Load*. Occorre prestare molta attenzione al valore di input del carico e/o dello spostamento imposto: infatti in *PLAXIS* il carico/spostamento effettivamente applicato è dato dal prodotto del valore di input del carico/spostamento per il moltiplicatore del carico dinamico, *Dynamic Load Multiplier*, che è attivato in fase di calcolo e che definisce la variazione del corrispondente carico/spostamento con il tempo.

$$\text{Carico/Spostamento applicato}(t) = \text{Valore di input} \cdot \text{Moltiplicatore dinamico}(t) \quad (3.3.2.4)$$

In pratica il valore di input funge da fattore di scala.

In *PLAXIS* il terremoto (*Earthquake*) è simulato attraverso uno spostamento imposto alla base del modello. Tale spostamento viene automaticamente generato dal programma, nel momento in cui si seleziona il comando *Standard Earthquake Bounduaries*. Occorre però prestare particolare attenzione perché il valore di input dello spostamento generato in tal modo è pari a 0.01 m.

Pertanto se l'accelerogramma è definito in m/s^2 , è di fondamentale priorità, appena lo spostamento applicato è stato generato, scalare il valore di input da 0.01 m a 1 m.

Se l'accelerogramma è definito in g è consigliabile trasformare le accelerazioni in m/s^2 , moltiplicando i valori dell'accelerazione per $9.81 m/s^2$ per mezzo di foglio di calcolo elettronico, applicando poi tale storia di carico variabile nel tempo come moltiplicatore dello spostamento di input che dovrà essere pari a 1 m. Oppure si potrebbe scalare il valore dello spostamento imposto a 9.81 m ottenendo lo stesso effetto ma tale via potrebbe generare confusione.

Ricordiamo che i risultati ottenuti con il codice di calcolo sono espressi in m per gli spostamenti, in m/s per le velocità e m/s^2 per le accelerazioni.

DISCRETIZZAZIONE DEL MODELLO IN STRATI ORIZZONTALI

Per garantire la massima affidabilità di un'analisi di risposta sismica locale è necessario tener conto delle inevitabili disomogeneità del terreno e quindi della variazione tra strato e strato dei parametri di rigidità e smorzamento. Occorre osservare che, anche nell'ambito di un

banco litologicamente omogeneo le caratteristiche di rigidezza e smorzamento sono variabili con la profondità poiché dipendono dallo stato tensionale alla generica profondità.

In Figura 3.3.2.4 sono poste a confronto la funzione di amplificazione relativa al modello di terreno eterogeneo con quella relativa al modello di terreno omogeneo, con velocità delle onde di taglio costante in tutto lo strato e pari al valore medio. Il confronto mostra che l'effetto dell'eterogeneità sulla funzione di amplificazione si traduce in un avvicinamento delle frequenze fondamentali del deposito ed in un aumento dei picchi di amplificazione, rispetto al caso di sottosuolo omogeneo (Lanzo e Silvestri, 1999). Pertanto ridurre un sottosuolo ad uno strato di elevata potenza con proprietà di rigidezza variabili con la profondità ad un banco omogeneo equivalente può significare sottostimare anche notevolmente i potenziali effetti di amplificazione del moto sismico (Lanzo e Silvestri, 1999).

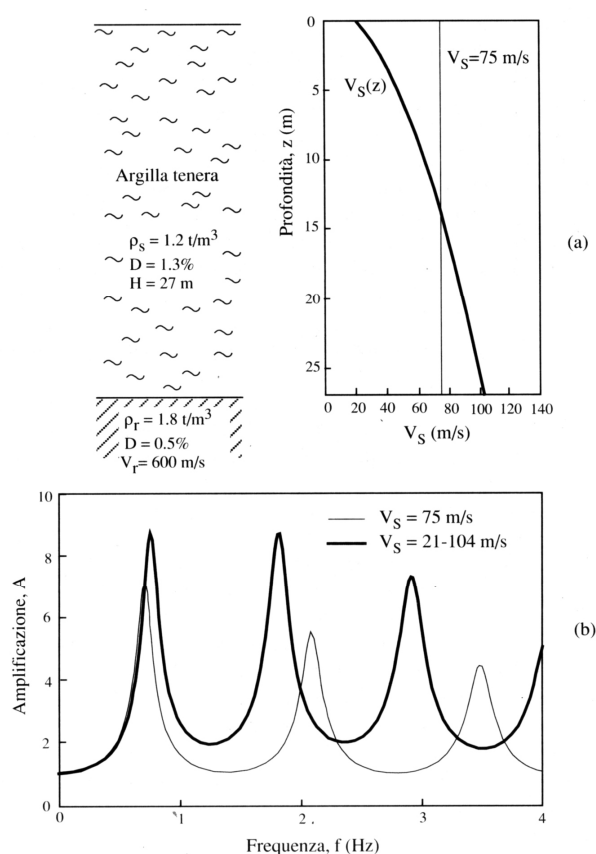


Figura 3.3.2.4 - Caso di città del Messico: profili di velocità (a) e confronto tra funzioni di amplificazione (b) relative alle ipotesi di sottosuolo omogeneo ed eterogeneo. (Lanzo e Silvestri, 1999).

Per tener conto in *PLAXIS* della variazione della rigidezza e dello smorzamento con la profondità, occorre:

1. suddividere il modello in strati orizzontali di spessore in genere crescente dalla testa alla base del modello
2. attribuire ad ogni strato un valore costante della rigidità e dello smorzamento pari al valore medio che compete a quello strato.

Nella Figura 3.3.2.5 è riportato un esempio di suddivisione del modello in strati orizzontali.

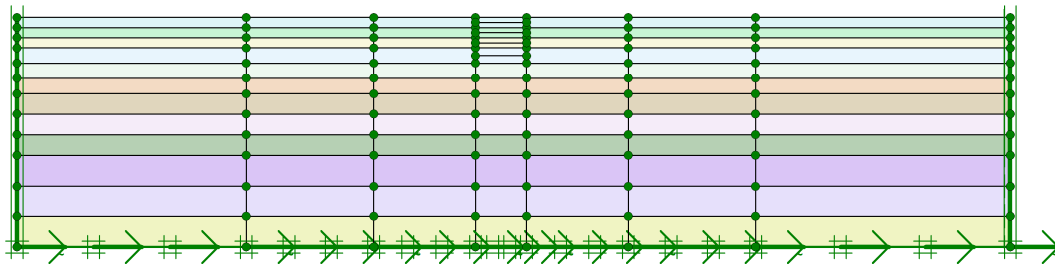


Figura 3.3.2.5 - Suddivisione del modello in strati orizzontali per tener conto della variazione della rigidità e dello smorzamento con la profondità.

DEFINIZIONE DELLE PROPRIETÀ DEI MATERIALI CON PARTICOLARE ATTENZIONE AI PARAMETRI CHE CONTROLLANO LO SMORZAMENTO VISCOSO ALLA RAYLEIGH ED ALLA RIGIDEZZA A TAGLIO DEL MATERIALE

Le analisi dinamiche con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono parametri aggiuntivi rispetto alle analisi statiche in particolare quali dati di *input* occorre definire:

1. la velocità delle onde di compressione V_P e di taglio V_S o alternativamente il modulo di Young E' e il coefficiente di Poisson ν' o la rigidità a taglio G e il coefficiente di Poisson ν' .
2. lo smorzamento viscoso del materiale.

In *PLAXIS* lo smorzamento è assunto proporzionale alla massa ed alla rigidità del sistema attraverso la relazione:

$$[C] = \alpha_R [M] + \beta_R [K] \quad (3.3.2.5)$$

ove α_R e β_R sono i coefficienti di *Rayleigh* che controllano lo smorzamento viscoso. Essi possono essere determinati attraverso la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (3.3.2.6)$$

ove ξ (o alternativamente D) rappresenta il coefficiente di smorzamento, $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze prevalenti. Quest'ultimo è quel campo di frequenze per il quale si ha il più alto contenuto energetico.

In *PLAXIS* i valori della rigidità e dello smorzamento vengono introdotti in *Material data sets*.

Occorre prestare particolare attenzione ai valori da attribuire alla rigidità ed allo smorzamento poiché essi devono essere appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma.

I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari o visco-elasto-plastiche agli elementi finiti, si propone di adottare la seguente strategia di calibrazione dei parametri dinamici:

- a) definire i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input ;
- b) eseguire una analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) selezionare per ogni materiale ed , in particolare, per ogni substrato, un valore medio della rigidità e dello smorzamento da utilizzare per le analisi dinamiche agli elementi finiti, a partire dai profili di rigidità a taglio e di smorzamento con la profondità ricavati dall'analisi *EERA*;
- d) valutare il campo di frequenze prevalenti per il quale si ha il più alto contenuto energetico;
- e) valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh utilizzando la relazione (3.3.2.6).

N.B.: nel caso in cui vengano eseguite analisi visco-elastiche o visco-plastiche in condizioni non drenate è necessario che lo strato posizionato in corrispondenza della base del modello abbia un comportamento drenato; infatti in caso contrario l'analisi potrebbe non convergere o portare a risultati non corretti.

DEFINIZIONE DEL RETICOLO DI ELEMENTI FINITI.

Nel definire il reticolo di elementi finiti, occorre prestare particolare attenzione alla dimensione degli elementi finiti. Infatti l'accuratezza della soluzione ottenuta per via numerica è proporzionale al numero di elementi introdotti nella discretizzazione, la cui crescita condiziona però i tempi di calcolo. Una regola per ottimizzare la discretizzazione è quella di prevedere almeno 3-4 punti per descrivere la generica semilunghezza d'onda della vibrazione di un elemento di spessore h e velocità V_s .

Tale condizione comporta che se f_{max} è la massima frequenza significativa dell'input sismico, lo spessore massimo h_{max} da assegnare all'elemento deve essere:

$$h_{max} = \frac{\lambda}{6 \div 8} = \frac{V_s}{(6 \div 8) f_{max}} \quad (3.3.2.7)$$

Pertanto nella zona di maggior interesse è necessario rispettare tale condizione; se l'infittimento della mesh non consente di ridurre la dimensione degli elementi al di sotto di tale valore occorre forzare gli elementi a rispettare tale condizione, suddividendo ulteriormente il generico substrato in strati di spessore minore (un esempio è riportato in Figura 3.3.2.6)

Per consentire inoltre una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dalla zona di maggior interesse verso i bordi laterali del modello, occorre suddividere il modello in strati verticali (un esempio è riportato in Figura 3.3.2.7)

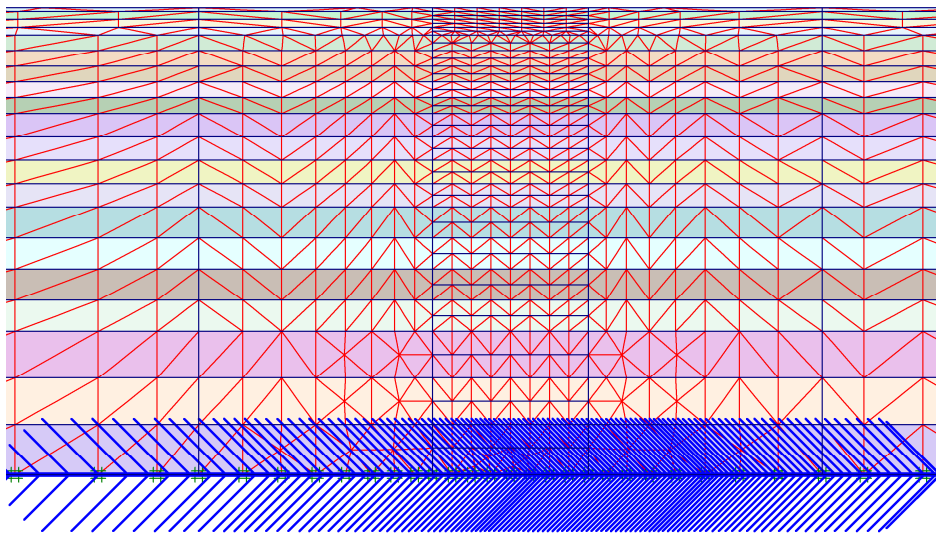
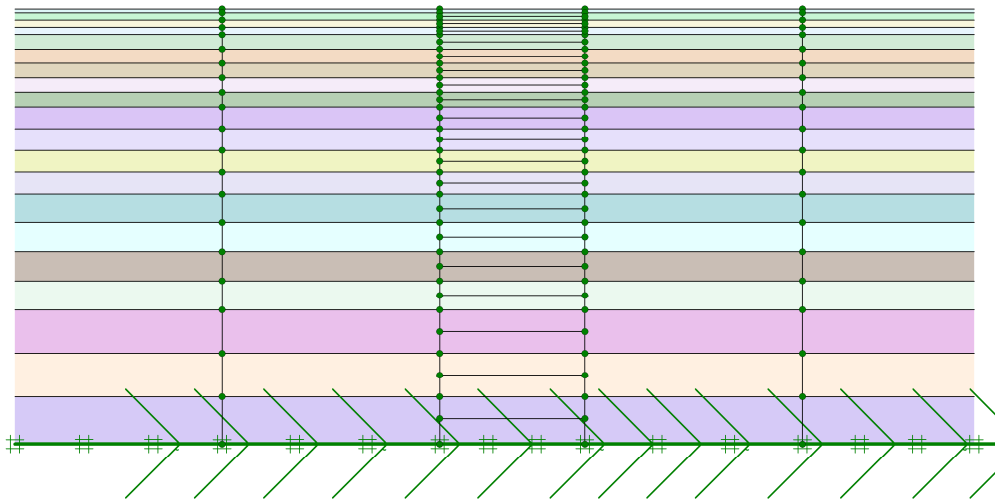
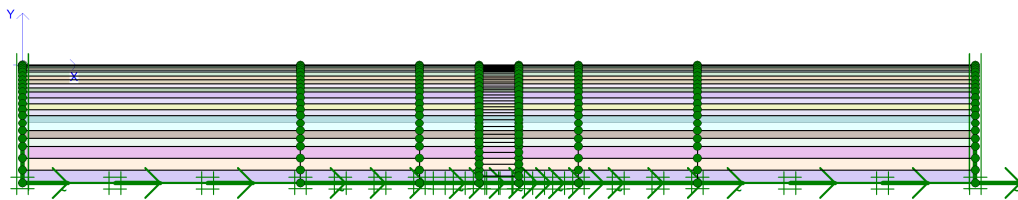
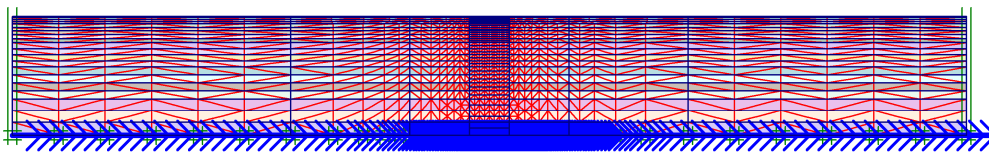


Figura 3.3.2.6 - Esempio di infittimento della mesh nella zona di maggior interesse: modello (a) e discretizzazione in elementi finiti (b).



(a)



(b)

Figura 3.3.2.7 - Esempio di suddivisione del modello in strati verticali (a) e graduale transizione della dimensione degli elementi finiti verso i contorni laterali (b).

VALORI DA ATTRIBUIRE AL NUMERO DI ADDITIONAL STEPS E DYNAMIC SUBSTEPS

In *PLAXIS* il passo di tempo con cui vengono forniti i risultati in uscita è pari a:

$$\delta t = \left(\frac{\text{durata sisma [s]}}{\text{additional steps}} \right) [\text{s}] \quad (3.3.2.8)$$

Poiché il numero massimo di *additional steps* utilizzabile in *PLAXIS* è limitato a 1000, ad una maggiore durata del sisma consegue un maggiore passo temporale con cui *PLAXIS* restituisce i risultati. Questo comporta inevitabilmente una perdita di informazioni in *output* assimilabile ad un effetto filtro che si risente maggiormente alle alte frequenze. Di fatto più alta è la frequenza, maggiore è il numero di informazioni contenuto all'interno del passo temporale δt e che saranno “tagliate” in *output*. Conseguentemente più grande è il passo temporale δt con cui *PLAXIS* restituisce i risultati, maggiore sarà questo effetto filtro. Ciò è facilmente riscontrabile osservando i risultati riportati nella Figura 3.3.2.8.

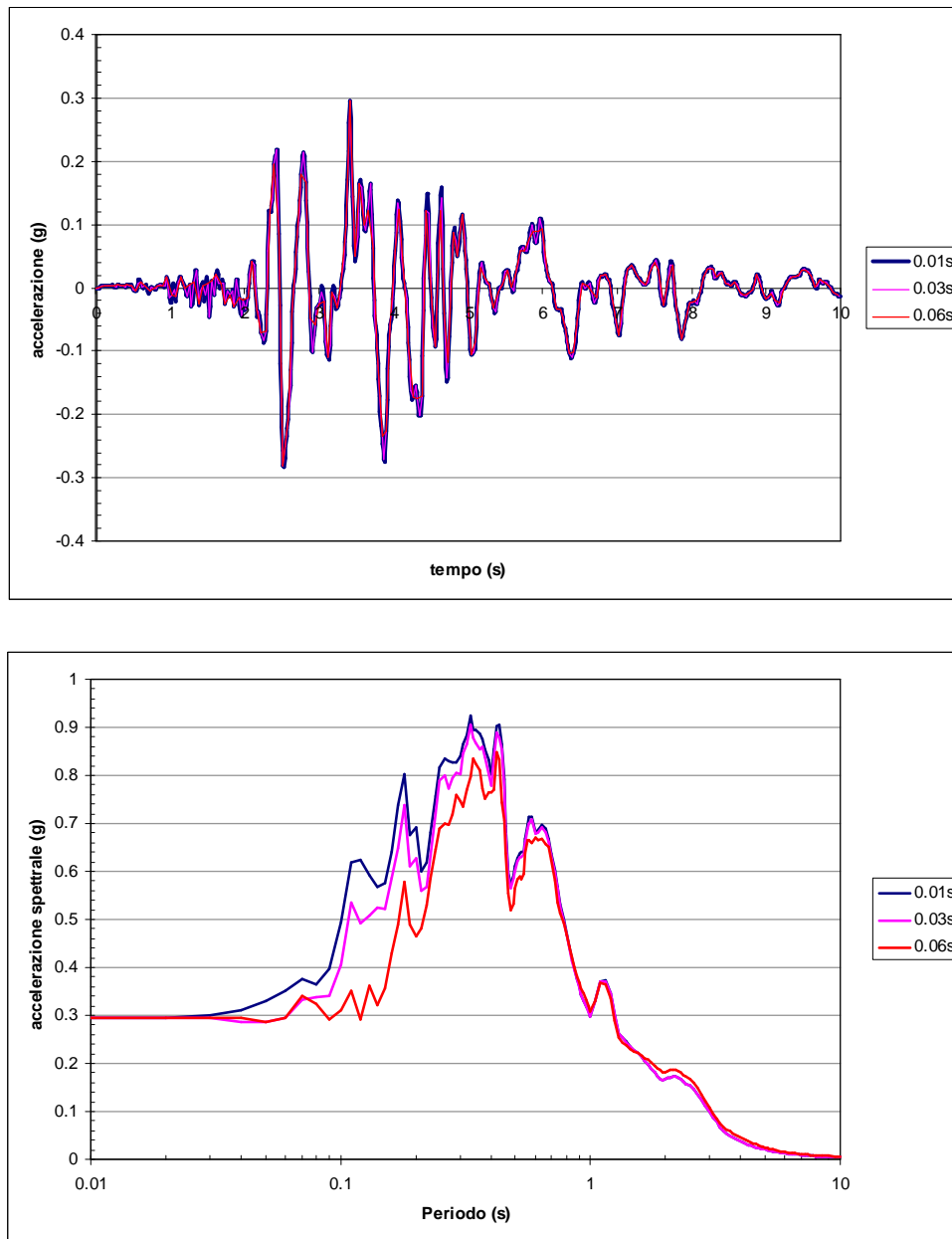


Figura 3.3.2.8 - Effetto filtro operato in output per differenti scelte dell'intervallo di lettura dell'accelerogramma.

E' da sottolineare che questo è solo un problema di restituzione grafica dei risultati poiché *PLAXIS* in realtà legge l'accelerogramma con un passo temporale (in seguito denominato come *time step*) inferiore e quindi con maggiore accuratezza, pari a

$$\delta t = \left(\frac{\text{durata sisma [s]}}{\text{additional steps} \cdot \text{dynamic sub steps}} \right) [\text{s}] \quad (3.3.2.9)$$

e facilmente controllabile agendo sul numero di *dynamic substeps*.

Per esempio se l'accelerogramma ha una durata di 30 s, utilizzando il massimo valore di *additional steps*, pari a 1000, il passo temporale con cui *PLAXIS* restituirà i risultati sarà di 0.03 s ma fissando a 3 in numero di *dynamic substeps*, il passo di tempo con cui è eseguita l'analisi è pari a $time\ step = 0.01s$.

Occorre a questo punto fare due osservazioni:

1. Se il *time step* con cui *PLAXIS* esegue l'analisi non corrisponde con l'intervallo di campionamento dell'accelerogramma, in particolare è maggiore, allora il codice di calcolo esegue una interpolazione dei dati per definire il corrispondente valore della accelerazione. Onde evitare che si “attivi” tale interpolazione, il cui effetto sul risultato è difficilmente prevedibile e controllabile, occorre scegliere il numero di *dynamic substeps* in modo tale che il *time step* si almeno pari al passo di campionamento dell'accelerogramma.
2. L'accuratezza con cui *PLAXIS* esegue l'analisi dinamica dipende dall'intervallo di tempo critico $\delta t_{critical}$ (*critical time step*), quest'ultimo funzione delle proprietà meccaniche del materiale (E , ν) e della dimensione degli elementi finiti. E' possibile ricavare indirettamente questo valore: infatti, tenendo conto dell'intervallo di tempo critico, *PLAXIS* calcola automaticamente il numero di *dynamic substeps* necessari per ottenere una sufficiente accuratezza. Tale valore di *default* è indicato cliccando il pulsante *Define* nel riquadro *Iterative Procedure* della scheda *Parameters* del sottoprogramma *Calculation*, Figura 3.3.2.9. ATTENZIONE: se aprendo la scheda *Parameters* l'opzione *Manual setting* è già spuntata, per visualizzare il numero standard di *dynamic substeps*, occorre cliccare su *Standard setting* per annullare ogni variazione precedentemente operata sui parametri della procedura iterativa (*Iterative Procedure*), cliccare nuovamente su *Manual setting* e poi sul pulsante *Define*. Noto il numero *standard* di *dynamic substeps*, ponendo $\delta t = \delta t_{critical}$ è possibile ricavare indirettamente l'intervallo di tempo critico utilizzando la (3.3.2.9).

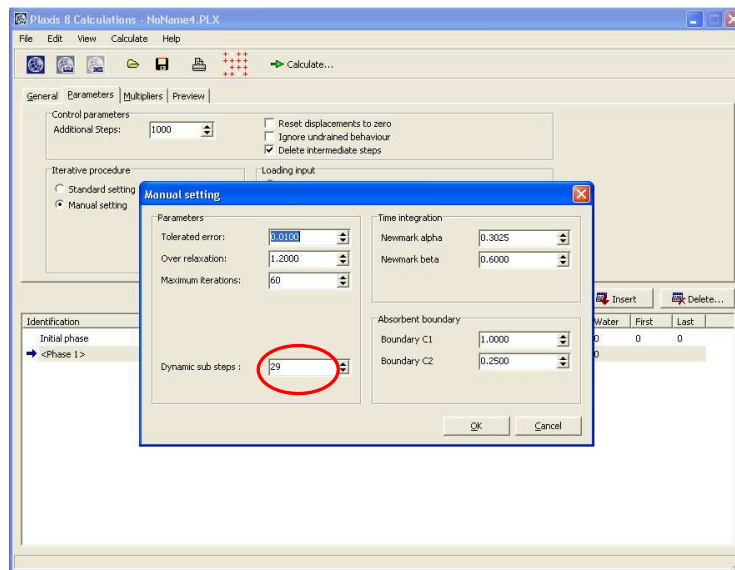
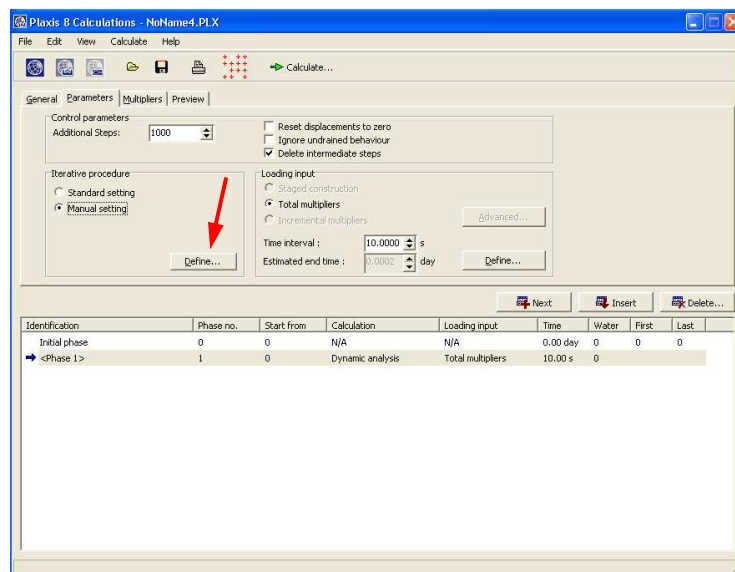
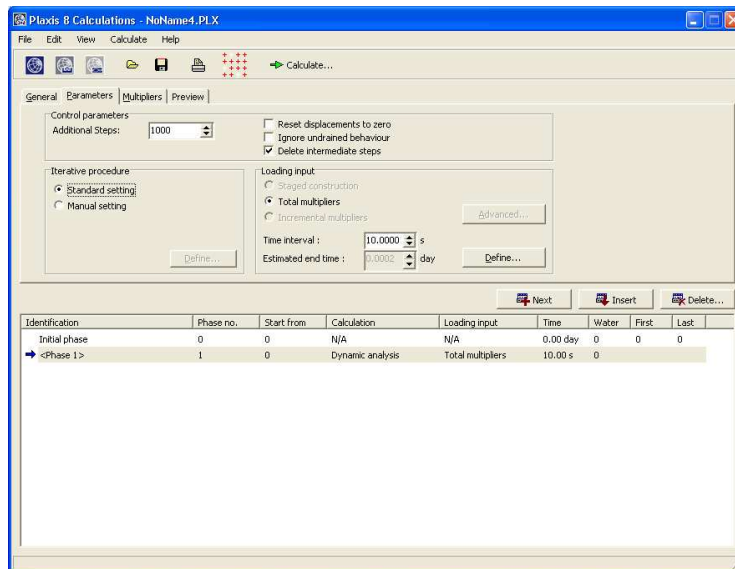



Figura 3.3.2.9 - Numero standard di *dynamic substeps*.

Quando il *time step* δt è molto più grande di $\delta t_{critical}$ la soluzione numerica può mostrare sostanziali deviazioni ed il calcolo è inattendibile. Tuttavia se la velocità delle onde di taglio (funzione della rigidità del materiale) nel modello esibisce notevoli differenze e/o il modello contiene elementi molto piccoli, il valore di $\delta t_{critical}$ risulta eccessivamente piccolo; solo in questi casi è possibile utilizzare un valore di $\delta t \geq \delta t_{critical}$. Occorre far notare che in quest'ultimo caso né sul manuale né in letteratura è riportato un criterio utile per la scelta del *time step* δt , per cui occorre eseguire almeno due o tre analisi con *time step* via via più piccoli per essere certi della scelta operata. In altre parole i risultati ottenuti per *time step* più piccoli devono essere sostanzialmente identici a quelli ottenuti per il *time step* scelto.

DEFINIZIONE ED ATTIVAZIONE DEL CARICO DINAMICO

Il carico dinamico è definito attraverso Moltiplicatori dinamici (*dynamic Multipliers*). Questi moltiplicatori, operando come fattori di scala sul valore del carico dinamico definito nel programma Input, determinano l'intensità del carico dinamico che agisce in ogni istante sul modello.

$$\text{Carico/Spostamento applicato}(t) = \text{Valore di input} \cdot \text{Moltiplicatore dinamico}(t)$$

Nel programma *Calculation* occorre attivare il carico dinamico specificando il relativo moltiplicatore dinamico; per far ciò si utilizza il pulsante *dynamic button*  posto alla destra dei moltiplicatori di carico nella scheda *Multipliers* del sottoprogramma *Calculation*.

A questo punto è possibile definire un carico armonico (*Harmonic load multiplier*), specificando ampiezza, frequenza e angolo di fase iniziale, oppure un generico carico variabile nel tempo specificando il relativo file, Figura 3.3.2.10. In quest'ultimo caso il file dovrà necessariamente essere in formato ASCII o SMC. Occorre inoltre indicare se il carico applicato è definito come uno spostamento, una velocità o accelerazione. Negli ultimi due casi le velocità e le accelerazioni sono convertite automaticamente in spostamenti dal programma, considerando il *time step* e il metodo di integrazione.

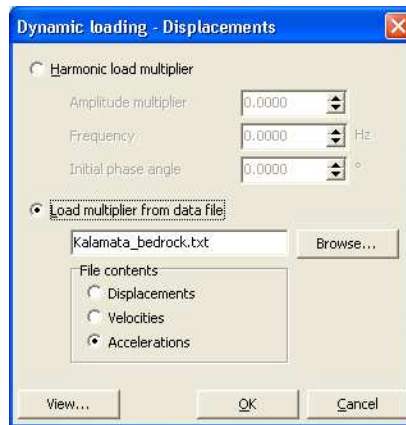


Figura 3.3.2.10 - Scelta del moltiplicatore dinamico.

SMC file

Il formato SMC è quello generato dall' U.S. Geological Survey National Strong-motion Program per la registrazione dei terremoti. Tali file sono disponibili in banche dati gestite dal National Geophysical Data Center (NGDC) del National Oceanic Atmospheric Administration (NOAA). Occorre prestare attenzione quando si utilizzano tali file poiché l'unità di misura delle accelerazioni è il cm/s^2 il valore dello spostamento imposto alla base del modello nel programma *Input* dovrà essere pari a 0.01 m, Figura 3.3.2.11.

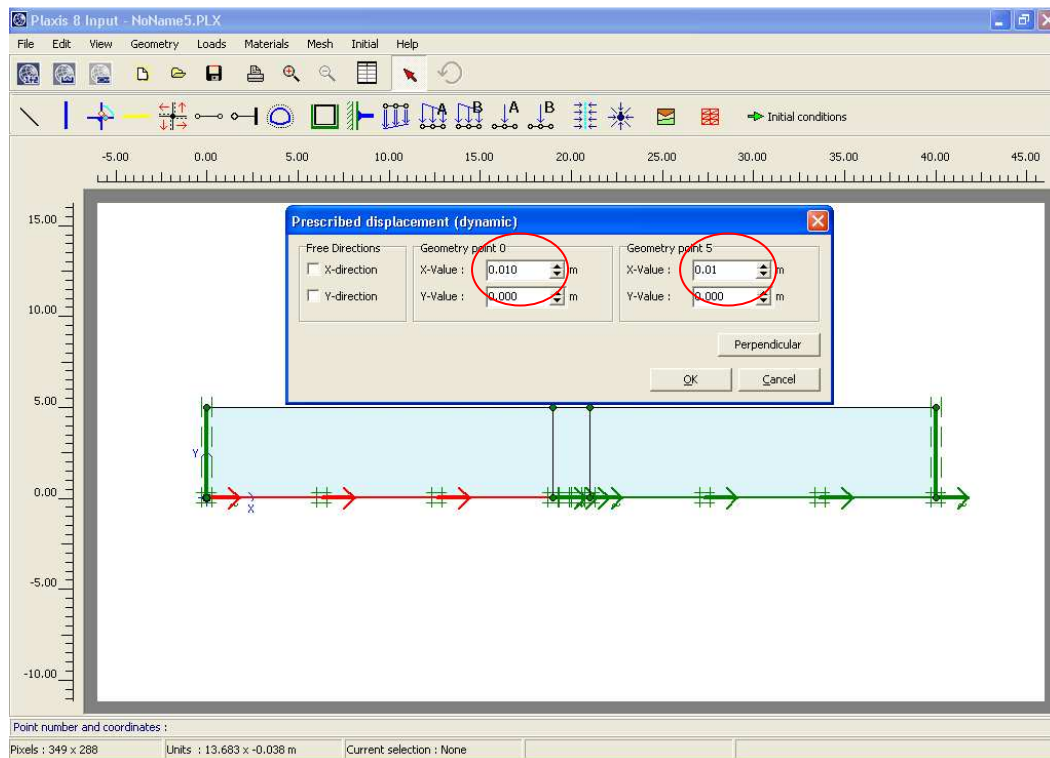


Figura 3.3.2.11 - Spostamento imposto alla base del modello nel caso in cui le accelerazioni sono definite in cm/s^2 .

ASCII file

Questo file può essere creato utilizzando un qualsiasi editor di testi.

Il file deve essere organizzato in due colonne separate da uno spazio; nella prima colonna occorre indicare il tempo e nella seconda il relativo valore del moltiplicatore (accelerazione, velocità o spostamento), in modo tale che per ogni linea sono definiti un paio di valori. Un esempio è indicato nella seguente Figura 3.3.2.12b.

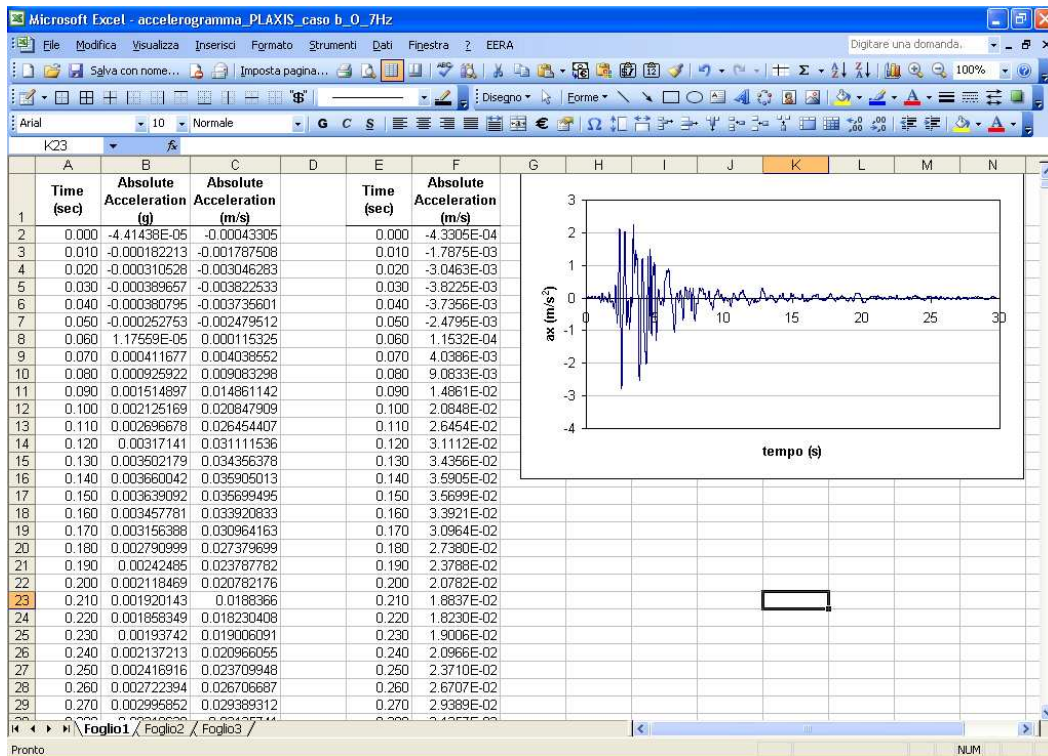
Poiché la procedura di calibrazione dei parametri dinamici richiede che venga utilizzato il codice di calcolo *EERA* e poiché in *PLAXIS* non è possibile operare la deconvoluzione dell'accelerogramma qualora esso sia stato registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base, è consigliabile operare nel seguente modo:

- a) nel codice di calcolo *EERA* definire una *worksheet Acceleration* in corrispondenza del basamento della formazione rocciosa di base (*bedrock*) in modo tale che sia possibile leggere direttamente la storia temporale delle accelerazioni in corrispondenza del basamento roccioso dopo le eventuali operazioni di deconvoluzione, filtraggio, ecc.
- b) da tale *worksheet* copiare la colonna del tempo (*Time*) e della accelerazione (*Absolute Acceleration*) in un nuovo foglio elettronico EXCEL, su due colonne adiacenti, senza lasciare vuota una colonna, Figura 3.3.2.12a; poiché le accelerazioni sono fornite in *g* occorre trasformarle in m/s^2 , definendo le due nuove colonne tempi-accelerazione, Figura 3.3.2.12a.
- c) selezionare solo le due colonne di dati (senza intestazione) e copiarle nel BLOCCO NOTE di Windows, Figura Figura 3.3.2.12b; salvare il file con formato “.txt” e codifica ANSI.

Questo file dovrà essere utilizzato come moltiplicatore di carico.

Occorre far notare che:

1. è consigliabile che la colonna delle accelerazioni sia nel formato scientifico con quattro cifre decimali;
2. prestare molta attenzione all'unità di misura delle accelerazioni e dei tempi che dovrà essere rispettivamente **m/s^2** e **secondi**.



(a)



(b)

Figura 3.3.2.12 - Esempio generazione di file ASCII.

N.B.: se le accelerazioni sono definite in m/s^2 , lo spostamento imposto in input alla base del modello, dovrà avere intensità pari ad 1 m, Figura 3.3.2.13.

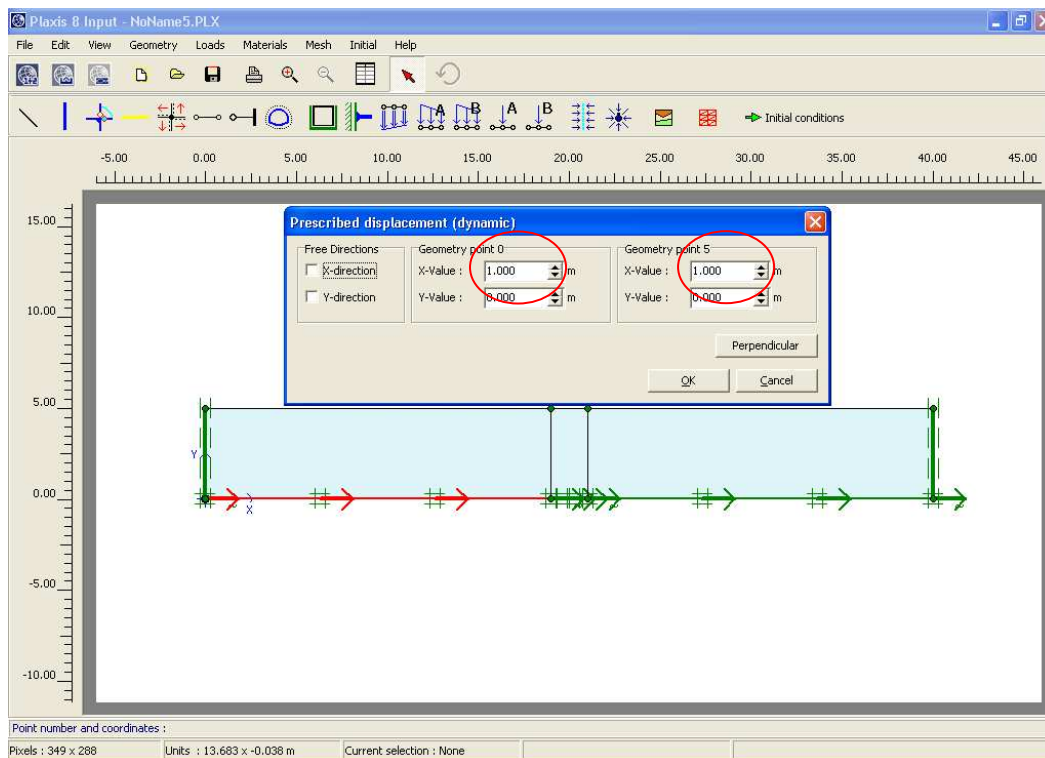


Figura 3.3.2.13 - Spostamento imposto alla base del modello nel caso in cui le accelerazioni sono definite in m/s^2 .

Scelto il tipo di file, ASCII o SMC, occorre visualizzare e controllare l'accelerogramma cliccando sul pulsante *View...*, Figura 2.6.3, per essere certi che tale accelerogramma, che verrà applicato al modello, sia quello desiderato, Figura 3.3.2.14.

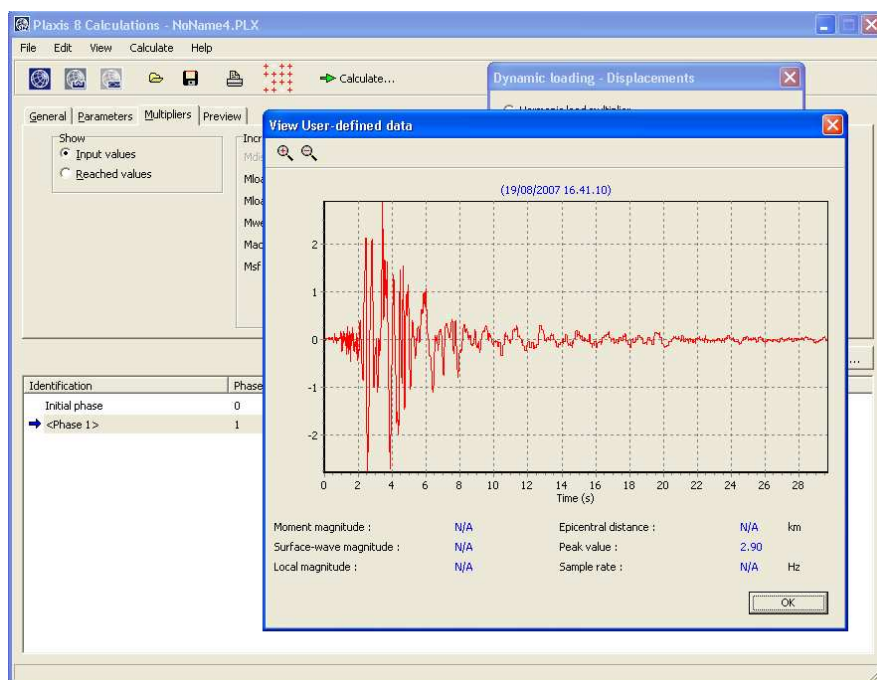


Figura 3.3.2.14 - Andamento nel tempo dei moltiplicatori del carico dinamico (accelerogramma).

ATTENZIONE: lanciato il calcolo può capitare che l'accelerogramma non venga applicato; se infatti durante il calcolo l'andamento della curva carichi-cedimenti visibile nel riquadro *Calculation progress* è completamente piatta, ciò è sintomo di un problema di lettura dell'accelerogramma in fase di calcolo. In questo caso il problema può essere risolto in tal modo: arrestare il calcolo; tornare al programma *Input*; cambiare il verso dello spostamento dinamico imposto (ponendo pari a -1 m il valore dello spostamento); tornare al programma *Calculation* e rilanciare ex-novo il calcolo. A questo punto l'accelerogramma viene letto. Arrestare nuovamente il calcolo, ritornare in *Input* e ricambiare il verso dello spostamento. Rilanciare il calcolo con il verso corretto.

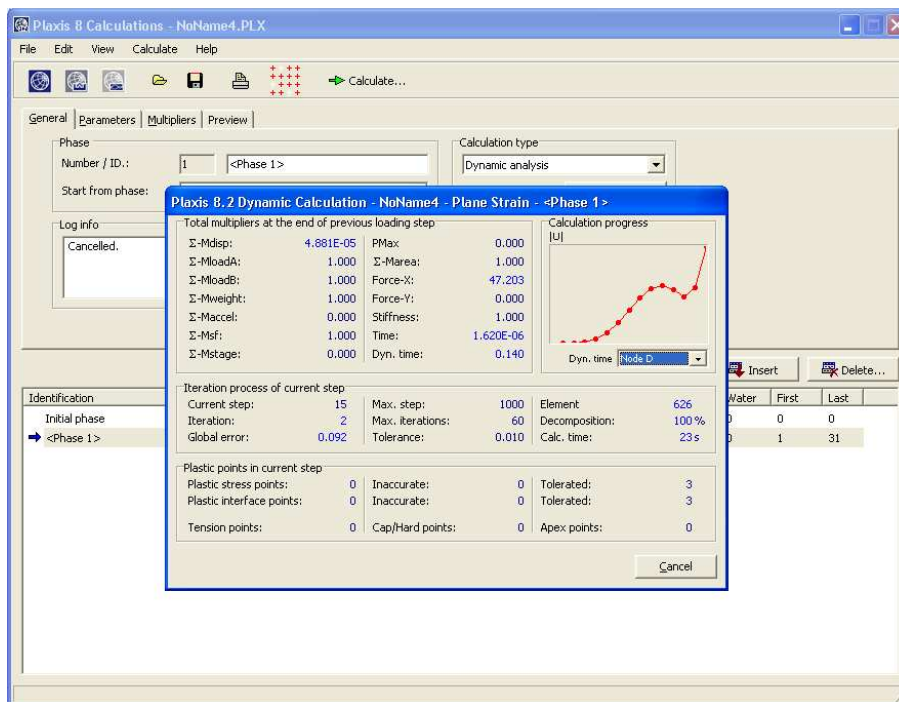


Figura 3.3.2.15 - Esempio di output durante un calcolo.

4. Definizione dei casi ideali di riferimento

Le analisi effettuate sono state realizzate con riferimento ad una serie di casi ideali di riferimento che si differenziano in termini di profondità del *bedrock*, accelerogramma applicato al *bedrock* e proprietà dinamiche dei terreni.

4.1 Profondità del *bedrock*

Sono state definite due possibili profondità del *bedrock*:

1. *bedrock* posizionato a 60 m di profondità dal piano campagna, coincidente con la profondità alla quale la velocità delle onde di taglio per il terreno tipo 1 (§4.3.1) raggiunge gli 800 m/s;
2. *bedrock* posizionato a 45 m di profondità dal piano campagna.

4.2 Accelerogramma di riferimento

Per quanto concerne l'accelerogramma selezionato per lo studio della risposta sismica locale e del comportamento delle gallerie superficiali interessate da un evento sismico, si è utilizzato quello registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986. Tale accelerogramma ha una durata di 29.74 s ed un picco massimo di 0.24g. Nelle analisi è stata considerata la sola componente orizzontale della registrazione scalando l'accelerazione massima orizzontale al valore 0.35g.

Per il confronto tra le soluzioni ottenuti con i tre codici menzionati, sono state fatte due ipotesi (Figura 4.2.1):

1. l'accelerogramma selezionato è direttamente applicato al tetto della formazione rocciosa di base (*bedrock*), Figura 4.2.2;
2. l'accelerogramma selezionato è applicato in corrispondenza dell'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*).

Per la seconda ipotesi è stato necessario operare la *deconvoluzione*¹² dell'accelerogramma per ottenere il corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Poiché sono stati considerati diversi casi di riferimento, gli accelerogrammi utilizzati verranno mostrati volta per volta a seconda del caso studiato; infatti le caratteristiche del moto sismico al *bedrock*, ottenuto dalla deconvoluzione dell'accelerogramma registrato all'affioramento, dipendono dalle proprietà

¹² a tal fine è stato utilizzato il codice di calcolo *EERA*; si veda capitolo 3 per maggiori informazioni.

dinamiche dei materiali coinvolti dal sisma e tali proprietà sono state modificate nel corso del lavoro svolto.

Con riferimento agli accelerogrammi utilizzati per le analisi occorre precisare che una serie di analisi preliminari utili per testare i codici di calcolo utilizzati, sono state eseguite considerando l'accelerogramma registrato nella stazione di Bagnoli Irpino durante l'evento sismico del 23 novembre 1980, Figura 4.2.3, anziché l'accelerogramma registrato a Kalamata. Alla luce dei risultati ottenuti da tali analisi preliminari e per i motivi di cui si dirà in seguito, si è preferito utilizzare la storia temporale di Kalamata anziché quella di Bagnoli Irpino.

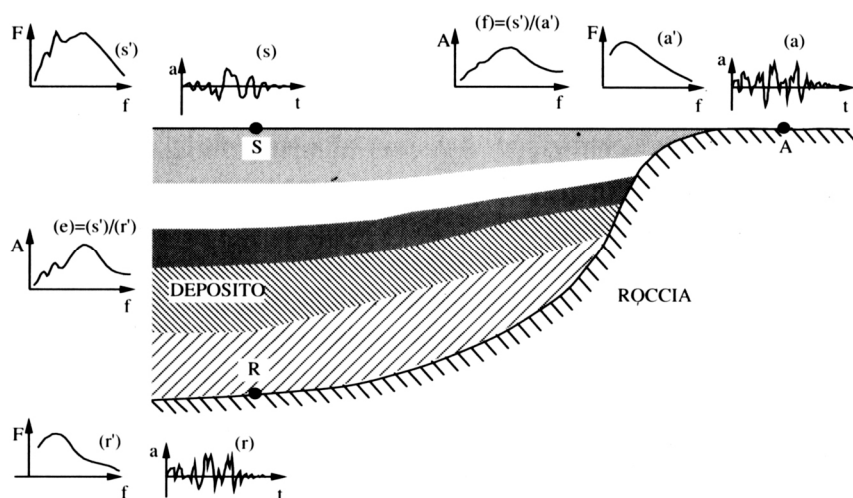


Figura 4.2.1 - Schema di riferimento per l'analisi della risposta sismica locale (Lanzo e Silvestri, 1999).

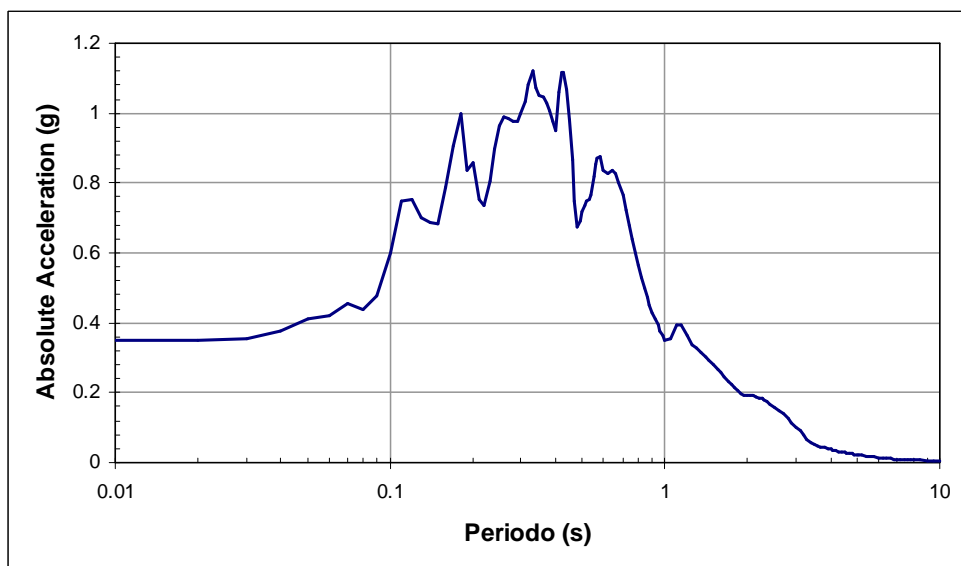
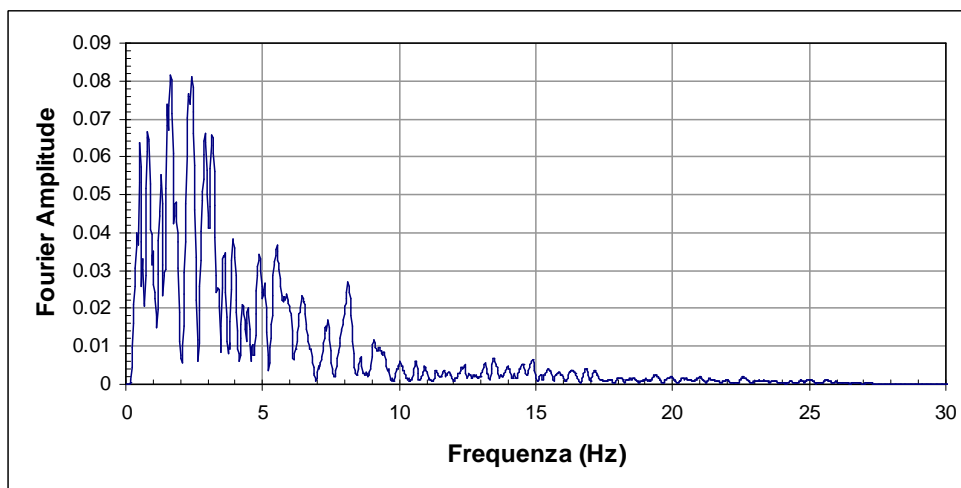
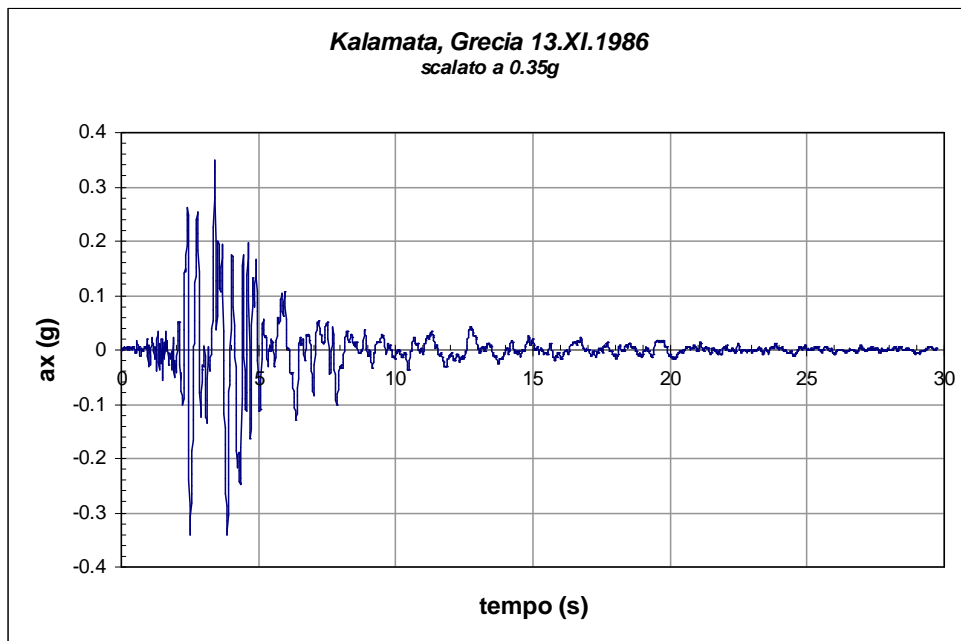


Figura 4.2.2 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia, durante l'evento sismico del 13 novembre 1986 e scalato ad una accelerazione di picco pari a 0.35g.

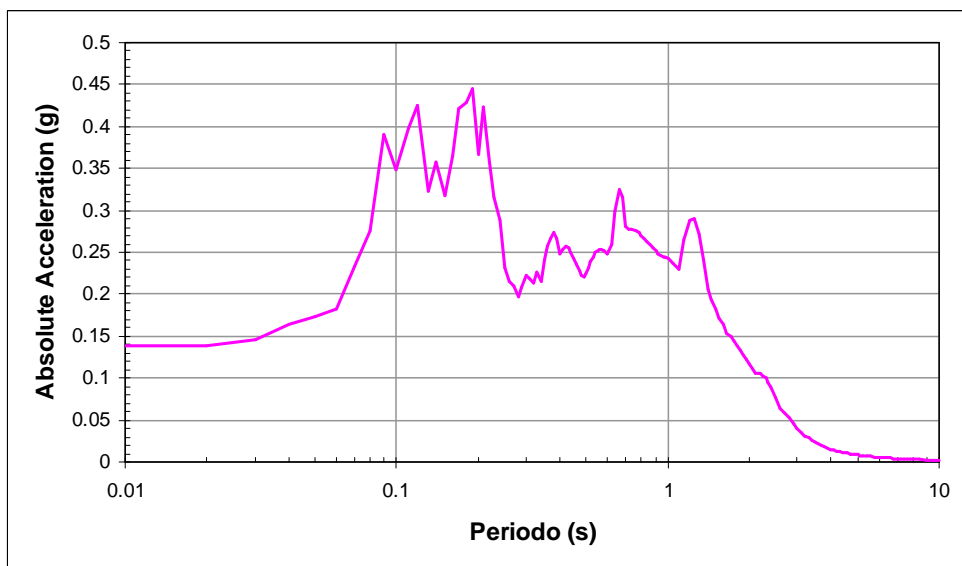
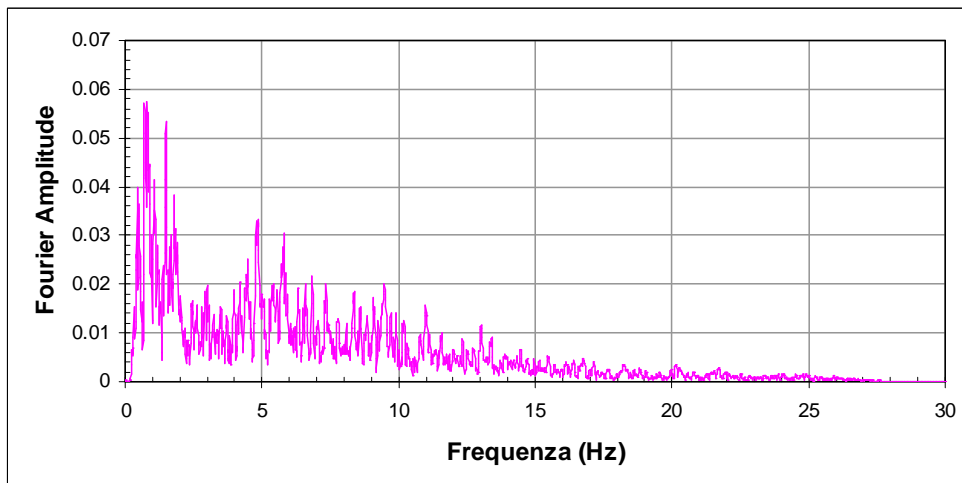
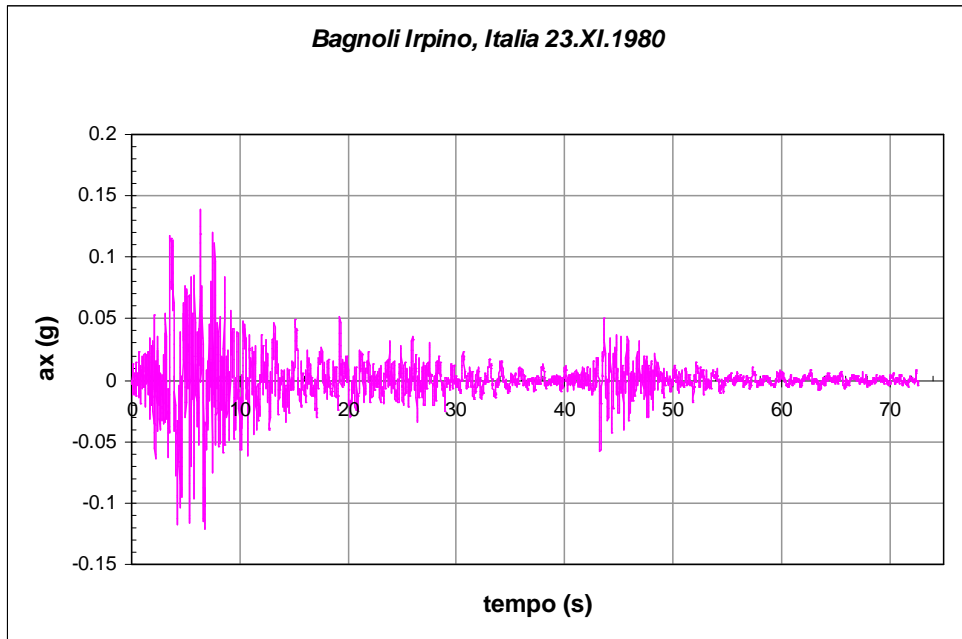


Figura 4.2.3 - Accelerogramma registrato nella stazione di Bagnoli Irpino, Italia, durante l'evento sismico del 23 novembre 1980.

4.3 Proprietà dinamiche dei terreni

Per le analisi di risposta sismica locale si è fatto riferimento a due tipi di terreno le cui caratteristiche dinamiche sono state modificate durante il lavoro svolto per raffinare i risultati ottenuti dalle analisi. Pertanto nel successivo paragrafo si riporteranno soltanto le proprietà che non hanno subito modifiche nel corso del lavoro.

Occorre inoltre far notare che per entrambi i due tipi terreni si è considerato sia il modello visco-elastico lineare che il modello visco-elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb mettendo così in conto gli effetti della plasticità.

4.3.1 Modello visco-elastico

Il comportamento dinamico dei terreni nel caso di comportamento visco-elastico può essere efficacemente rappresentato dal modulo di rigidezza a taglio G e dal fattore di smorzamento (o *damping ratio*) D . Questi parametri dipendono dallo stato tensionale e sono quindi variabili con la profondità. Occorre quindi definire i profili con la profondità della rigidezza a taglio e dello smorzamento per caratterizzare dal punto di vista dinamico il terreno. Ciò non è sufficiente poiché per effetto della non linearità e non reversibilità del comportamento del terreno, questi parametri variano con il livello della deformazione tangenziale γ di riferimento. In particolare all'aumentare di γ si osserva un decadimento della rigidezza a taglio ed un incremento dello smorzamento viscoso del terreno. Pertanto occorre definire le curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio e le corrispondenti curve di smorzamento – deformazione di taglio.

Si è fatto riferimento a due tipi di terreno:

1. TERRENO TIPO 1: argilla sovraconsolidata

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu' = 0.48 \quad \Rightarrow \quad K_0 = \frac{\nu'}{1-\nu'} = 0.92$$

$$I_p = 40\%$$

$$R = \frac{p'_y}{p'} = 4$$

Lo stato tensionale iniziale è stato definito considerando la falda posizionata al livello del piano campagna, assumendo pari a 10 kN/m^3 il peso dell'unità di volume dell'acqua.

Il profilo della rigidità a taglio iniziale con la profondità, quindi della velocità delle onde di taglio V_s (Figura 4.3.1.1), è stato definito utilizzando la relazione proposta da Viggiani (1992), nella quale l'andamento di G_0 con la pressione media efficace p' è ben interpolato da una relazione di potenza che è espressa nella forma

$$\frac{G_0}{p_r} = S \cdot \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n \cdot R^m \quad (4.3.1.1)$$

in cui $p_r = 1$ kPa è una pressione di riferimento utilizzata per rendere adimensionale la relazione, S , n ed m sono coefficienti di rigidità ed R è il grado di sovraconsolidazione espresso in termini di pressione media efficace.

I valori dei coefficienti sono stati determinati in funzione dell'indice di plasticità I_p :

$$S = 4900$$

$$n = 0.825$$

$$m = 0.245$$

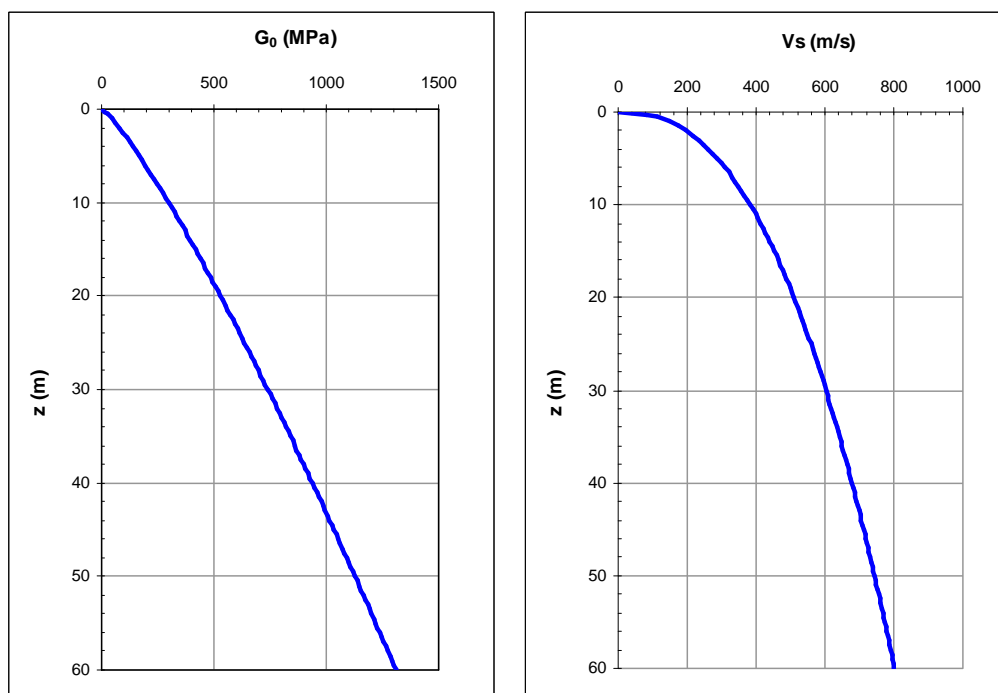


Figura 4.3.1.1 - Profilo di G_0 e di V_s per il terreno tipo 1.

Per quanto riguarda le curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio si rimanda ai successivi capitoli.

2. TERRENO TIPO 2: argilla normalconsolidata

$$\gamma' = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu' = 0.375 \quad \Rightarrow \quad K_0 = \frac{\nu'}{1-\nu'} = 0.6$$

$$I_p = 44\%$$

$$R = \frac{p'_y}{p'} = 1.5$$

Lo stato tensionale iniziale è stato definito considerando la falda posizionata al livello del piano campagna, assumendo pari a 10 kN/m^3 il peso dell'unità di volume dell'acqua.

I valori dei coefficienti di rigidezza della relazione di Viggiani (1992) sono stati determinati in funzione dell'indice di plasticità I_p :

$$S = 600$$

$$n = 0.82$$

$$m = 0.36$$

e definiscono il seguente profilo di rigidezza a taglio iniziale con la profondità (Figura 4.3.1.2):

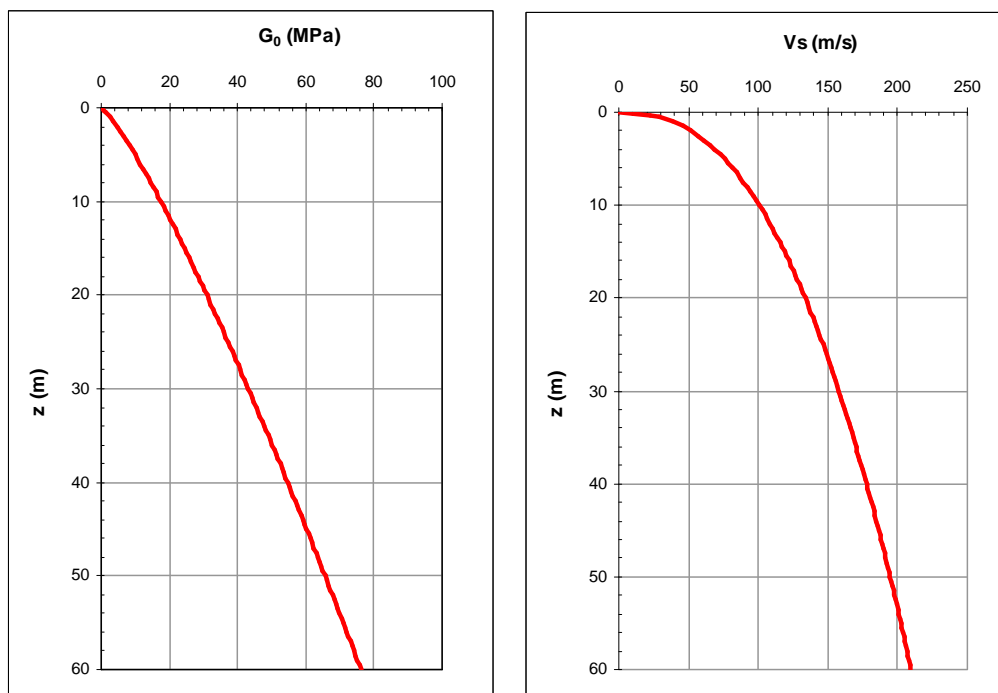


Figura 4.3.1.2 - Profilo di G_0 e di V_s per il terreno tipo 2.

Per quanto riguarda le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio, si rimanda ai successivi capitoli.

4.3.2 Modello visco-elasto-plastico

Il comportamento non lineare e dissipativo dei terreni nel caso di comportamento visco-elasto-plastico può essere efficacemente rappresentato, come per il caso di comportamento visco-elastico (§4.3.1), dalle curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio γ e le corrispondenti curve di smorzamento – deformazione di taglio γ .

Si è ipotizzato inoltre, per entrambi i tipi di terreno precedentemente menzionati, un legame costitutivo elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, $\tau_f = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \varphi'$; i parametri di resistenza utilizzati per caratterizzare i due tipi di terreno sono:

TERRENO TIPO 1: argilla sovraconsolidata

$$c' = 30 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 23^\circ$$

TERRENO TIPO 2: argilla normalconsolidata

$$c' = 0.1 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

5. Analisi parametriche preliminari di Risposta Sismica

Locale

5.1 Codice di calcolo *QUAKE/W*

Sono state eseguite preliminarmente una serie di analisi parametriche di risposta sismica locale per testare il con il codice *QUAKE/W* con l'obiettivo di verificare quale fosse l'influenza sulla risposta fornita dal codice in termini di:

- 1) distanza dei bordi laterali del modello;
- 2) dimensione degli elementi finiti in cui il modello è stato discretizzato;
- 3) presenza di eventuali smorzatori viscosi posizionati in corrispondenza dei bordi;
- 4) *time step* con cui *QUAKE/W* legge l'accelerogramma;
- 5) ordine di integrazione dell'analisi numerica.

5.1.1 Casi ideali di riferimento

Le analisi effettuate sono state realizzate considerando un argilla sovraconsolidata (*terreno tipo I*) avente le seguenti proprietà fisico-meccaniche:

$$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu' = 0.48 \quad \Rightarrow \quad K_0 = \frac{\nu'}{1-\nu'} = 0.92$$

$$c' = 20 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 23^\circ$$

$$I_p = 40$$

$$R = \frac{p'_y}{p'} = 4$$

Il *bedrock* è stato posizionato a 60 m di profondità dal piano campagna, profondità alla quale la velocità delle onde di taglio raggiunge, per il terreno considerato, gli 800 m/s.

Lo stato tensionale iniziale è stato definito considerando la falda posizionata al livello del piano campagna, assumendo pari a 10 kN/m³ il peso dell'unità di volume dell'acqua.

Il profilo della rigidezza a taglio iniziale con la profondità, quindi della velocità delle onde di taglio V_s (Figura 5.1.1.1), è stato definito utilizzando la relazione proposta da Viggiani (1992), nella quale l'andamento di G_0 con la pressione media efficace p' è ben interpolato da una relazione di potenza che è espressa nella forma

$$\frac{G_0}{p_r} = S \cdot \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n \cdot R^m \quad (5.1.1.1)$$

in cui $p_r = 1 \text{ kPa}$ è una pressione di riferimento utilizzata per rendere adimensionale la relazione, S , n ed m sono coefficienti di rigidità i cui valori sono stati determinati in funzione dell'indice di plasticità I_p , $S = 4900$; $n = 0.825$; $m = 0.245$, ed R è il grado di sovraconsolidazione espresso in termini di pressione media efficace.

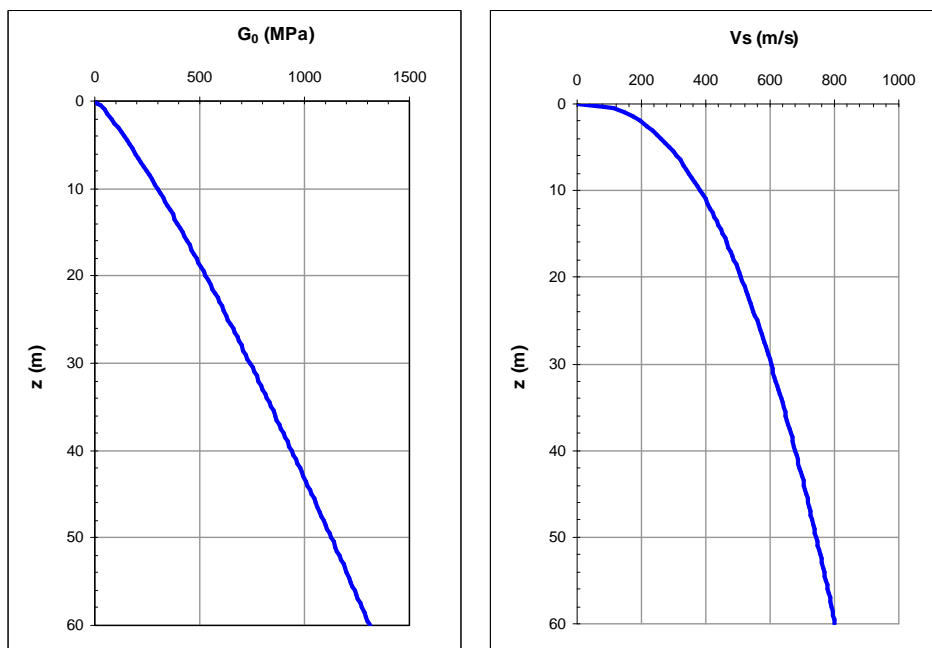


Figura 5.1.1.1 - Profilo di G_0 e di V_s per il terreno ideale considerato per le analisi parametriche con il codice *QUAKE/W*.

Per quanto riguarda le curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio sono state valutate con riferimento ai risultati tipici della letteratura (Seed e Sun, 1989; Idriss 1990) per indice di plasticità pari a $I_p = 40$ (Figura 5.1.1.2).

Per quanto concerne l'accelerogramma selezionato per le analisi preliminari svolte con il codice *QUAKE/W*, si è utilizzato quello registrato nella stazione di Bagnoli Irpino durante l'evento sismico del 23 novembre 1980. Tale accelerogramma ha una durata di 72.62 s ed un picco massimo di 0.139g. Nelle analisi è stata considerata la sola componente orizzontale della registrazione senza scalare l'accelerazione massima orizzontale ed applicando l'accelerogramma al *bedrock* (Figura 5.1.1.3).

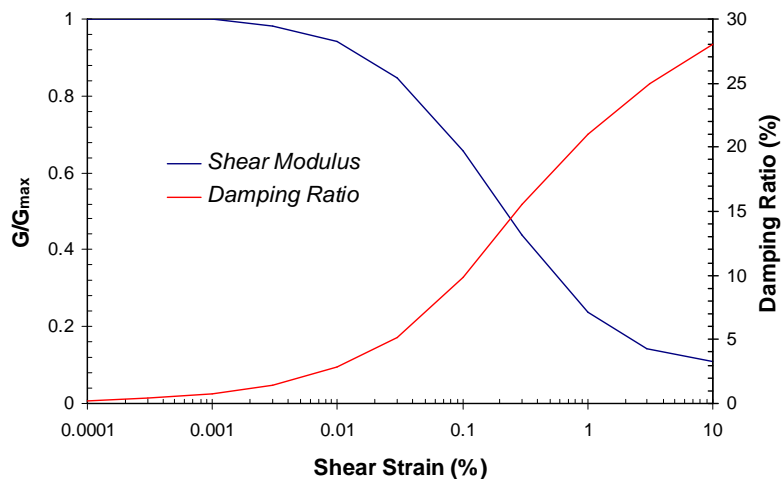


Figura 5.1.1.2 - Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, utilizzate per le analisi preliminari con il codice di calcolo *QUAKE/W*.

Le analisi parametriche sono state effettuate considerando per il terreno ideale di riferimento i seguenti modelli costitutivi:

- 1) elastico lineare con rigidezza costante;
- 2) elastico lineare con rigidezza variabile con la profondità con il profilo indicato in Figura 5.1.1.1;
- 3) elastico lineare equivalente con rigidezza variabile con la profondità con il profilo indicato in Figura 5.1.1.1.

I risultati ottenuti dalle analisi preliminari eseguite con *QUAKE/W* sono stati confrontati con i risultati ottenuti con il codice *EERA* per verificare la compatibilità dei risultati.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

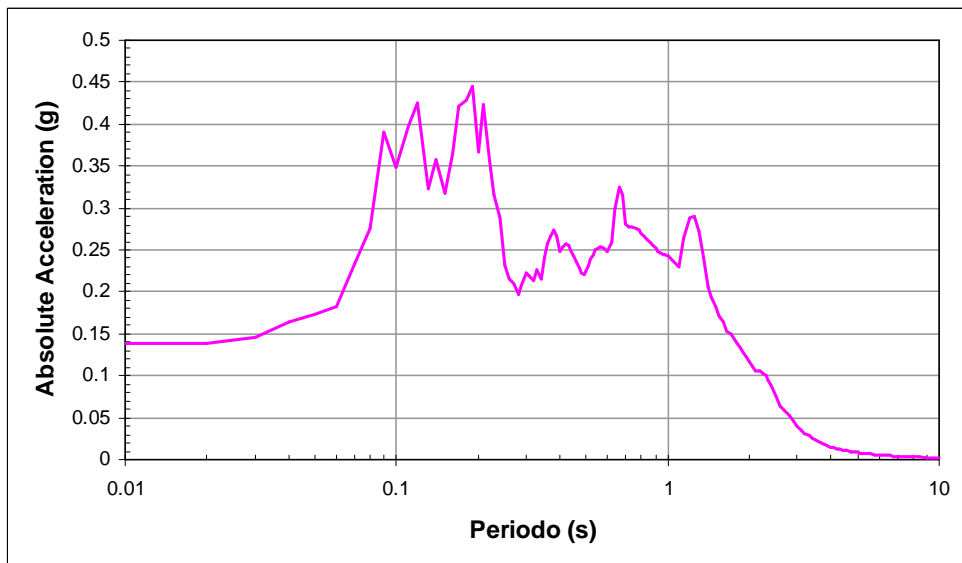
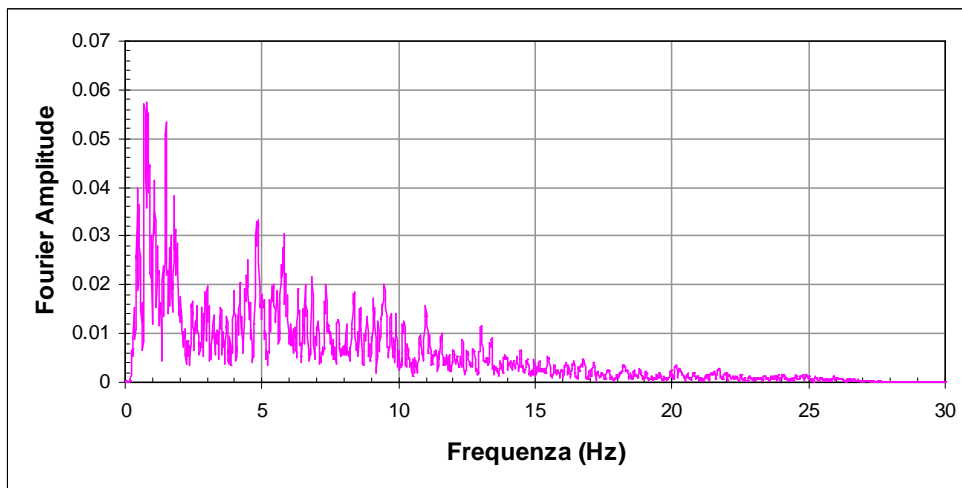
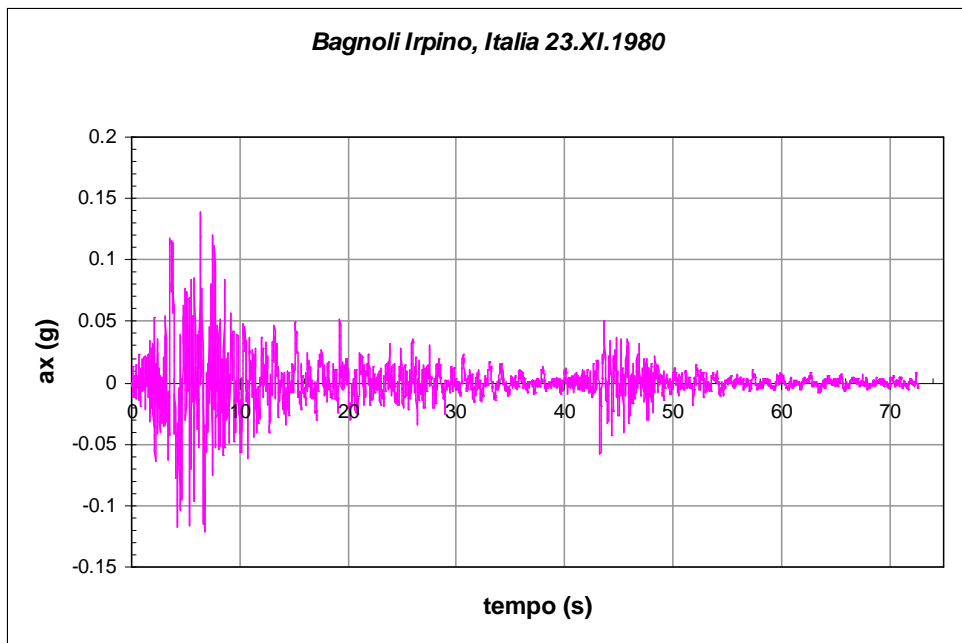


Figura 5.1.1.3 - Accelerogramma registrato nella stazione di Bagnoli Irpino, Italia durante l'evento sismico del 23 novembre 1980.

5.1.2 Risultati delle analisi per il terreno ideale considerato: modello elastico lineare con rigidità costante

ANALISI EERA

La Figura 5.1.2.1 mostra il profilo di rigidità a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 5.1.2.2 e presentano un andamento costante poiché il materiale ha un comportamento elastico lineare.

Le Figure 5.1.2.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.1390 g subisca una amplificazione raggiungendo un valore di 0.690 g in corrispondenza della superficie.

In Figura 5.1.2.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto intermedio ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 5.1.2.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi, eseguite con il codice *QUAKE/W*, si è assunto in maniera congruente a quanto fatto per il codice *EERA*:

- a) Comportamento Elastico Lineare;
- b) Rigidità a taglio costante con la profondità pari a 734 MPa;
- c) Valore iniziale dello smorzamento $D=1\%$.

Sono state eseguite le analisi riassunte nella Tabella 5.1.2.1.

Tabella 5.1.2.1 – Analisi parametriche eseguite con il codice di calcolo *QUAKE/W*.

Analisi	distanza bordi ¹³	mesh n° elementi ¹⁴	condizioni al contorno		
			spostamento orizzontale	spostamento verticale	smorzatori viscosi ¹⁵
1	5	120	libero	vincolato	assenti
2	50	720	libero	vincolato	assenti
3	5	120	libero	vincolato	presenti
4	5	240	libero	vincolato	assenti
5	50	720	libero	vincolato	presenti
6	50	1200	libero	vincolato	assenti
7	50	2400	libero	vincolato	assenti

L'accelerogramma è applicato alla base del modello come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo.

Confrontando i risultati ottenuti per un punto posizionato in superficie (Figura 5.1.2.12a) e per un altro posizionato a metà altezza (Figura 5.1.2.12b) dalle analisi n°1 e n°2, in cui l'unica differenza è la distanza dei bordi verticali dall'asse del modello, si deduce che la differenza che si genera è trascurabile ai fini della determinazione della Risposta Sismica Locale di un deposito di terreno orizzontale. Pertanto *al fine di eseguire un'analisi di risposta sismica monodimensionale con il codice di calcolo QUAKE/W è sufficiente considerare una colonna che abbia una larghezza pari a 10 m. Un modello maggiormente esteso in direzione trasversale non apporta alcun miglioramento alla soluzione.*

In Figura 5.1.2.13 si può osservare l'amplificazione del moto sismico nel passaggio dal *bedrock* alla superficie per il modello avente dimensione 10 m di larghezza e 60 m di altezza; lo stesso risultato ovviamente si ottiene per il modello largo 100 m ed alto 60 m.

Esito differente si ha nel caso in cui ai bordi del modello sono posizionati smorzatori viscosi (analisi n°3 e n°5). In questo caso per effetto della presenza degli smorzatori la risposta fornita dal codice è piuttosto anomala (Figura 5.1.2.14a per il punto in superficie e Figura 5.1.2.14b per un punto centrale); infatti dall'osservazione della Figura 5.1.2.15 si vede come

¹³ dall'asse del modello

¹⁴ si vedano le Figure dalla 5.1.2.7 alla 5.1.2.11.

¹⁵ il valore del *nodal Damping* per gli smorzatori viscosi posizionati al contorno del modello, varia con la profondità in funzione della velocità delle onde di taglio secondo la relazione $D = \rho \cdot V_s$ (kNsec/m³) ove ρ è la densità, V_s la velocità delle onde di taglio.

per il modello 10x60 si ha una piccola de-amplificazione del segnale sismico nel passaggio dal *bedrock* alla superficie, mentre si ha una risposta opposta per il modello 100x60.

Confrontando i risultati ottenuti dalle analisi n°1 e n°3, in cui l'unica differenza è la assenza/presenza degli smorzatori (Figura 5.1.2.16), si deduce come la presenza degli smorzatori ai bordi del modello oltre a fornire una risposta atipica provoca un notevole smorzamento del segnale sismico.

Dal confronto tra il risultato ottenuto con *QUAKE/W* e quello ottenuto *EERA* (Figura 5.1.2.17 e Figura 5.1.2.18), si deduce che il risultato più attendibile è quello con bordi laterali liberi alla traslazione orizzontale senza smorzatori. In quest'ultimo caso infatti si nota una perfetta coincidenza dello spettro di risposta per frequenze inferiori a 3 Hz (periodo superiore a 0.32 s) (Figura 5.1.2.17), mentre per frequenze superiori il confronto è ancora piuttosto buono. Al contrario se ai bordi laterali sono posizionati smorzatori viscosi con valore del *nodal damping* come precedentemente indicato, si osserva una totale divergenza del risultato, in particolare un notevole smorzamento del segnale sismico, in tutto il campo di frequenze (Figura 5.1.2.18).

Confrontando i risultati delle analisi n°1 e n°4 (Figura 5.1.2.19), in cui l'unica differenza è la maggiore densità di elementi finiti in direzione longitudinale (per maggiore chiarezza si vedano Figura 5.1.2.7 e Figura 5.1.2.8), si deduce che nessun effetto si ottiene migliorando la discretizzazione in direzione longitudinale.

Confrontando i risultati delle analisi n°5, n°6 e n°7 (Figura 5.1.2.20), in cui l'unica differenza è la maggiore densità di elementi finiti in direzione trasversale (per maggiore chiarezza si vedano Figura 5.1.2.9, Figura 5.1.2.10 e Figura 5.1.2.11), si deduce che nessun effetto si ottiene migliorando la discretizzazione in direzione trasversale.

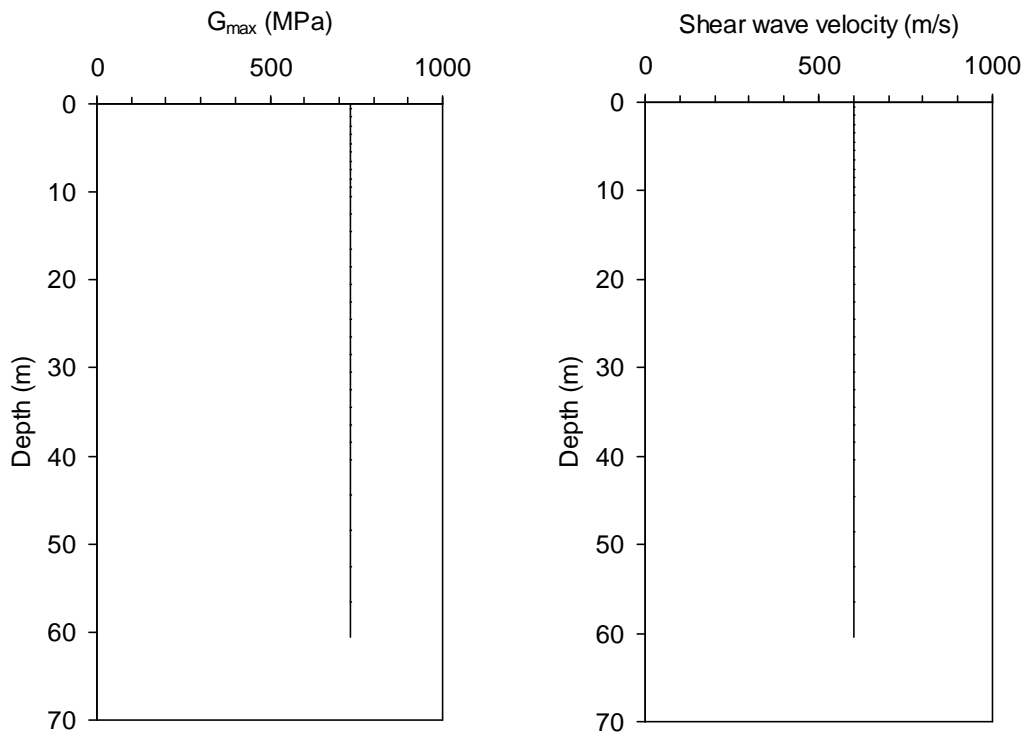


Figura 5.1.2.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_S con la profondità.

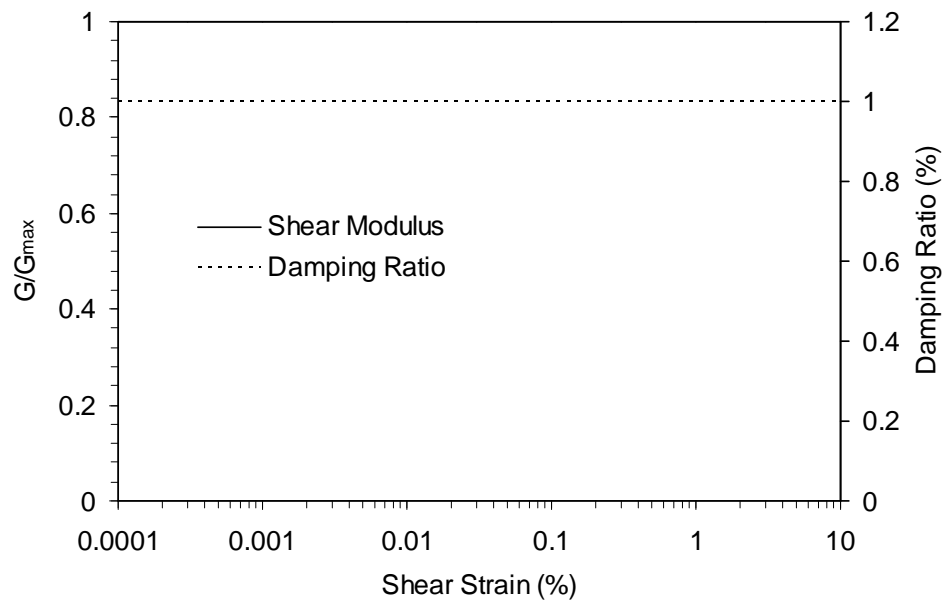


Figura 5.1.2.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

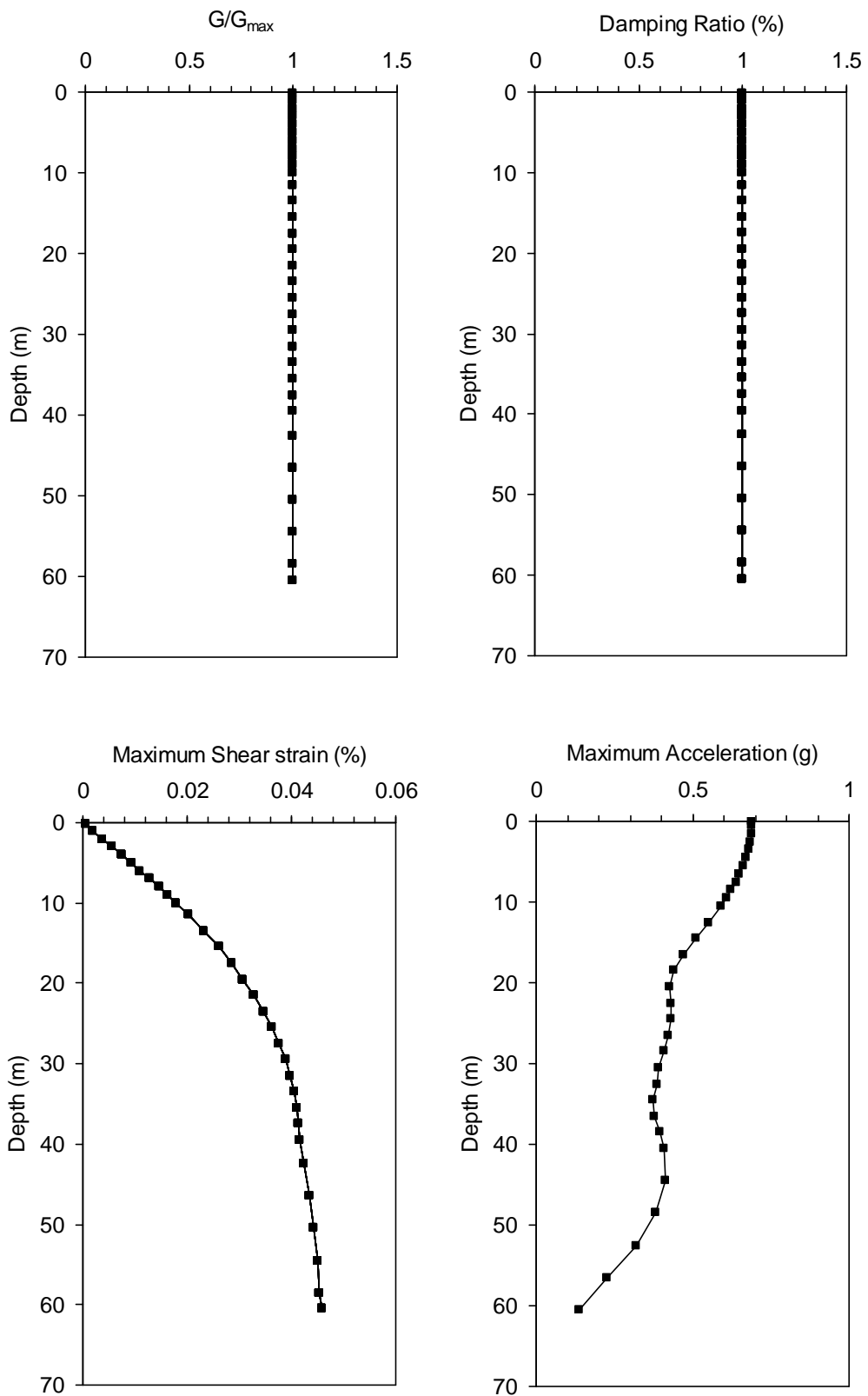


Figura 5.1.2.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

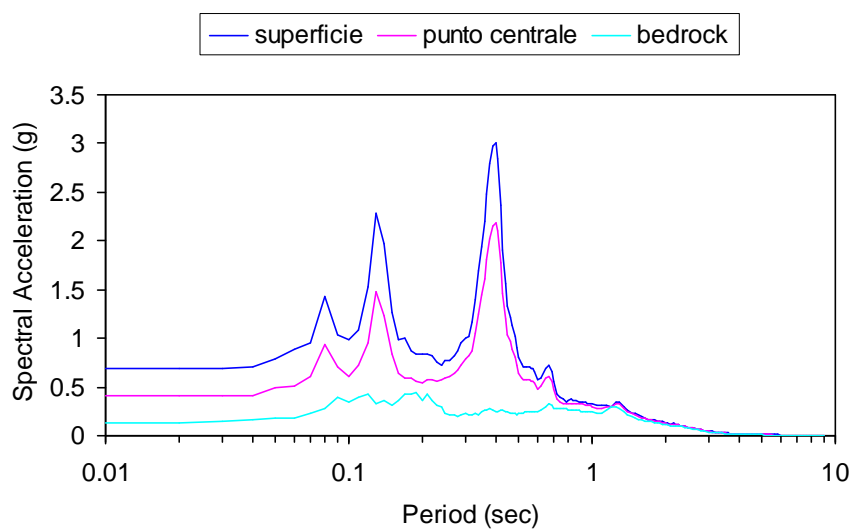
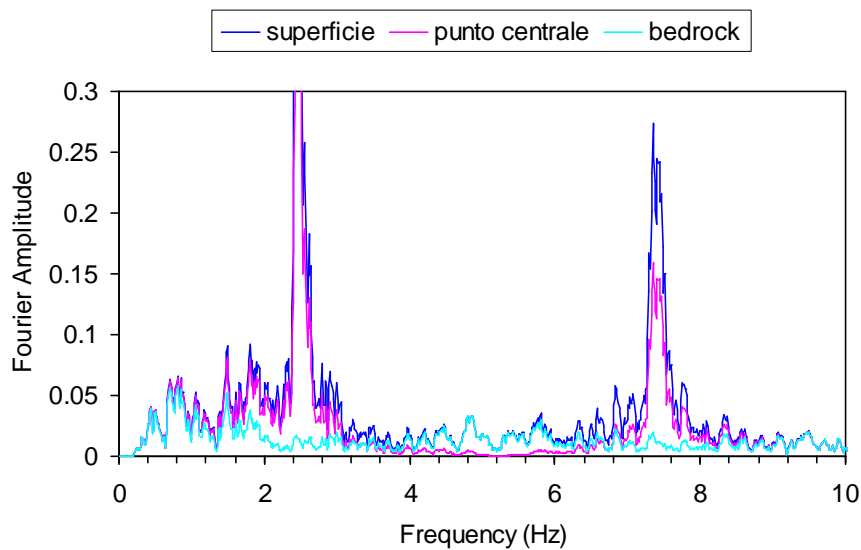
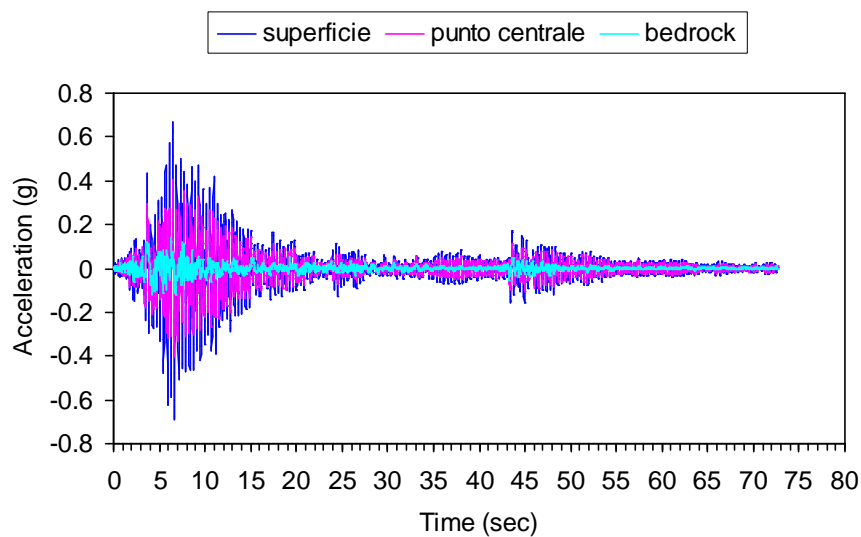


Figura 5.1.2.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

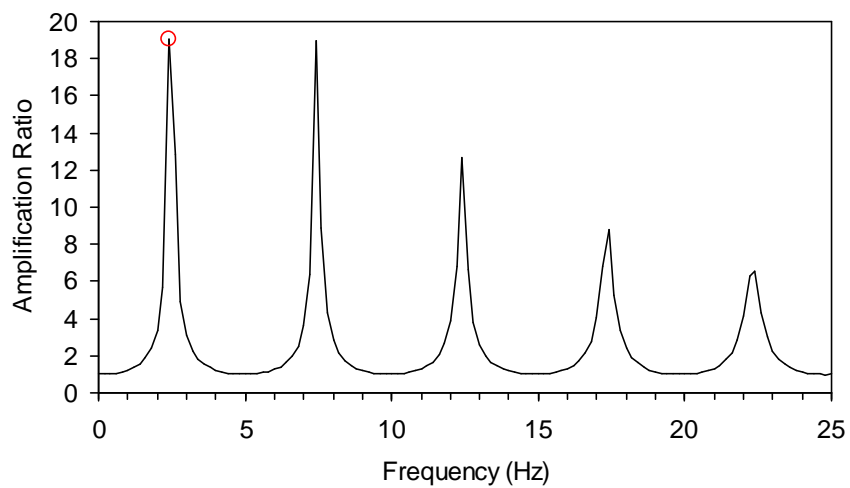


Figura 5.1.2.5 - Analisi *EERA*: funzione di amplificazione.

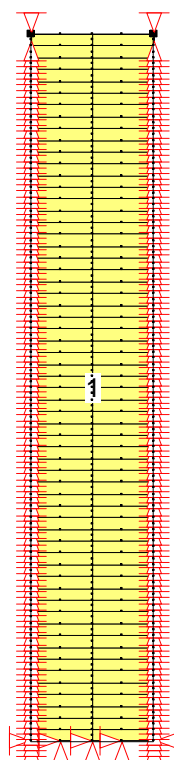


Figura 5.1.2.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

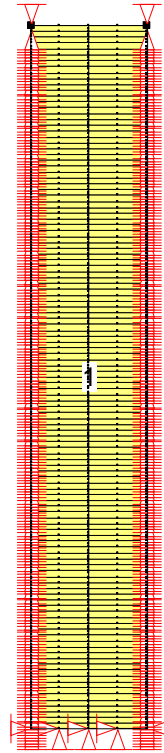


Figura 5.1.2.8 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 240 elementi e 965 nodi.

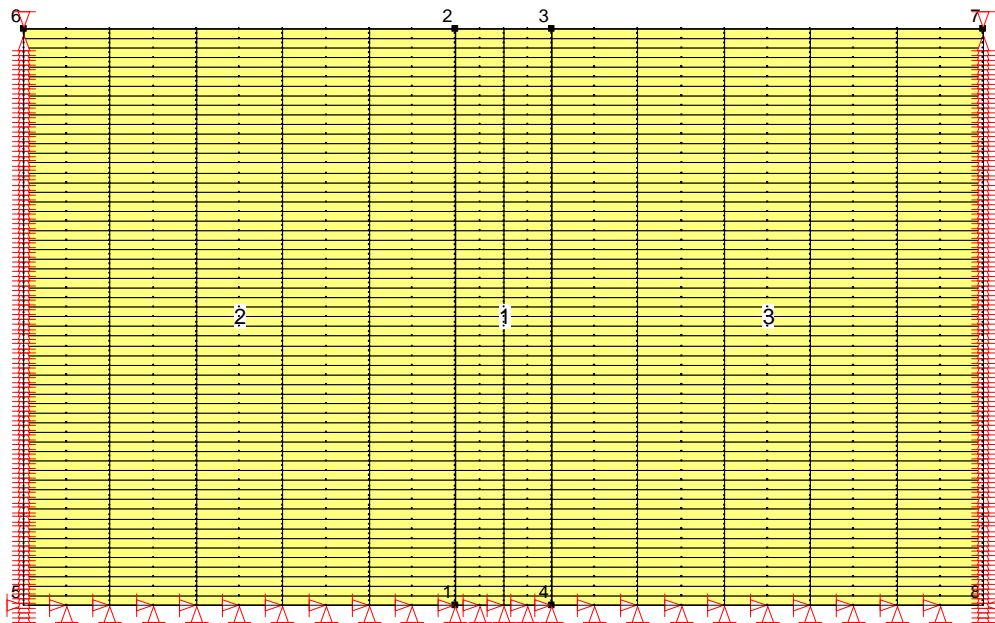


Figura 5.1.2.9 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 100x60 a 720 elementi e 2305 nodi.

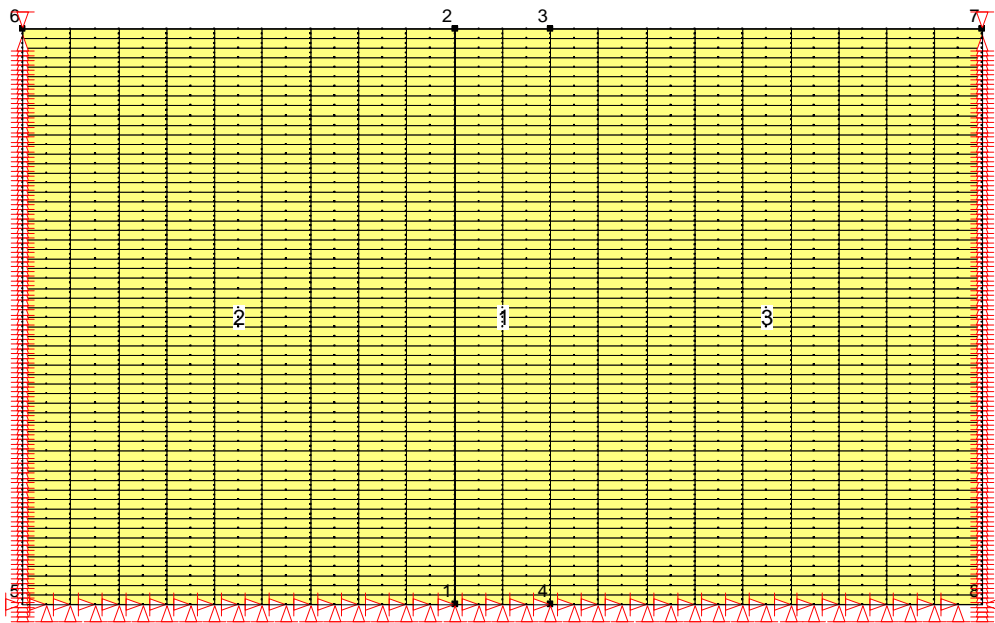


Figura 5.1.2.10 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 100x60 a 1200 elementi e 3761 nodi.

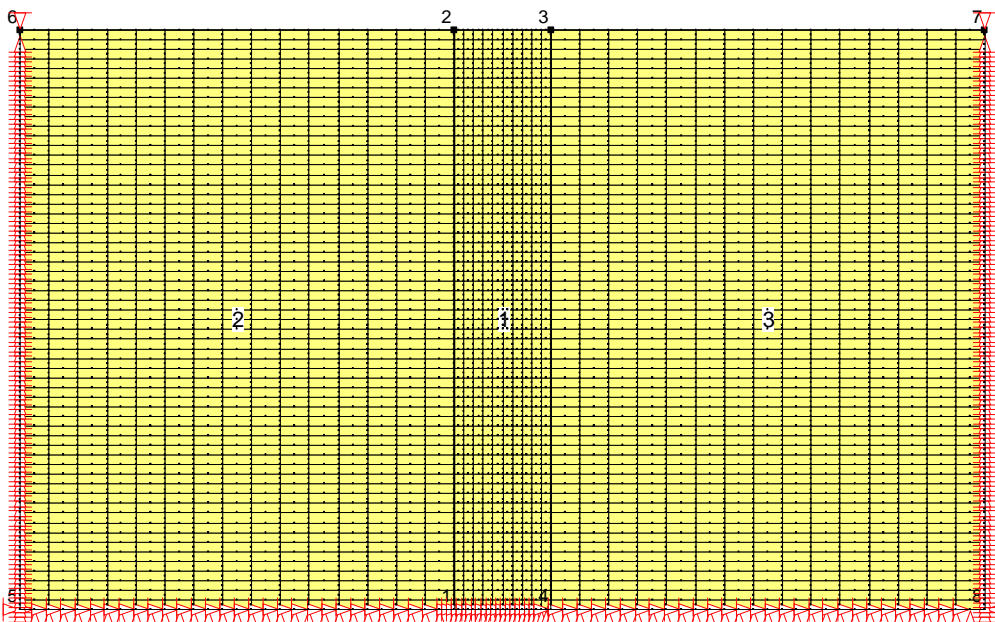
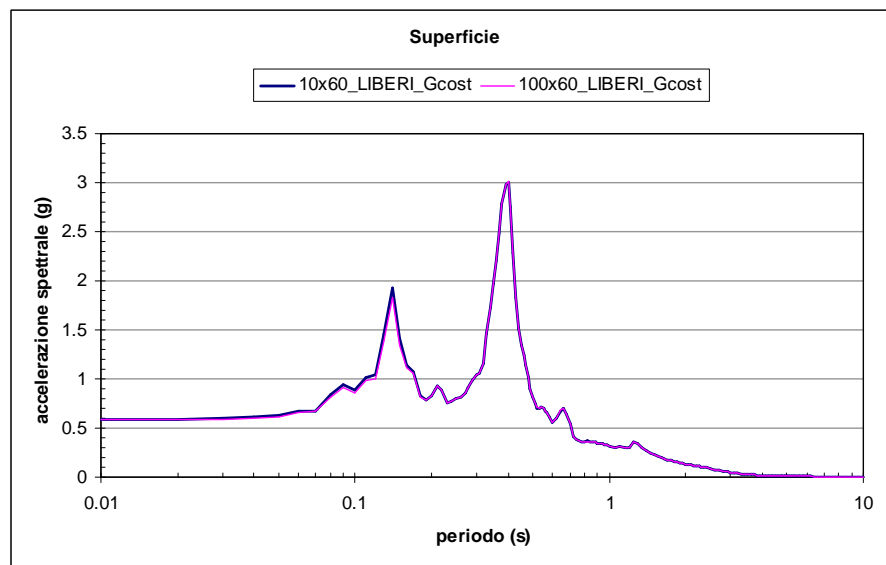
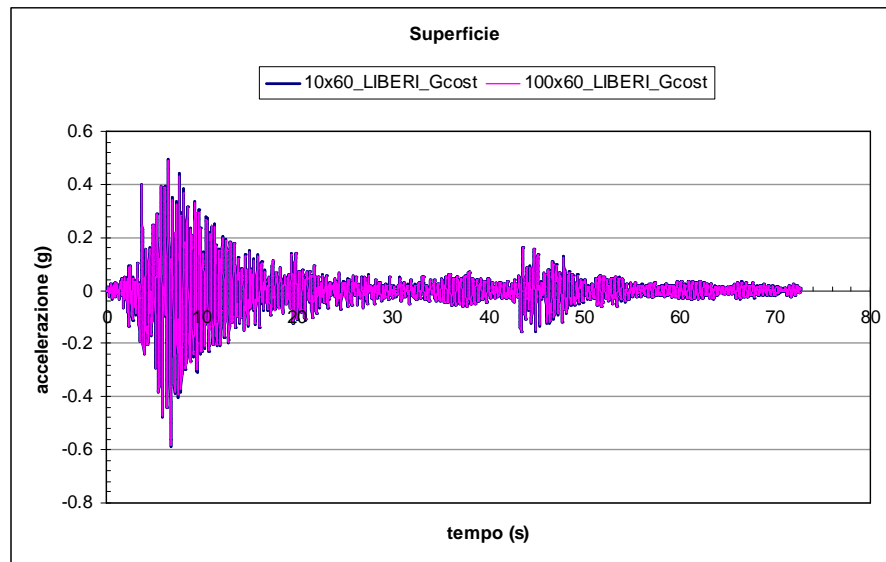
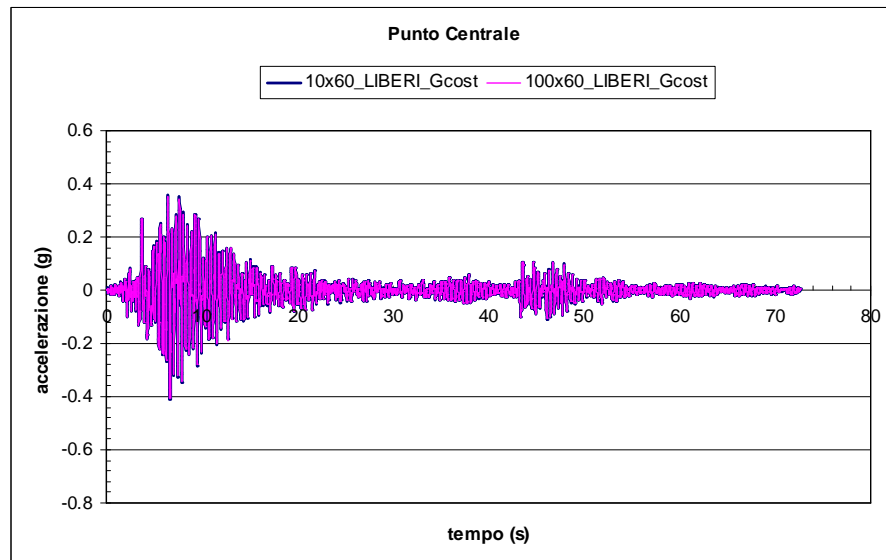


Figura 5.1.2.11 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 100x60 a 2400 elementi e 7401 nodi.

(a)



(b)



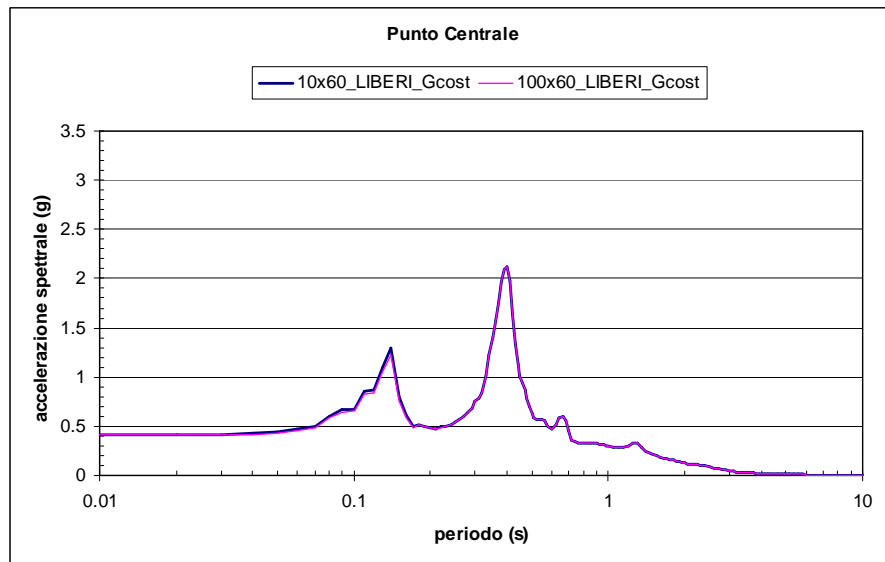


Figura 5.1.2.12 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1 e n°2 di Tabella 5.1.2.1: a) in superficie; b) punto centrale.

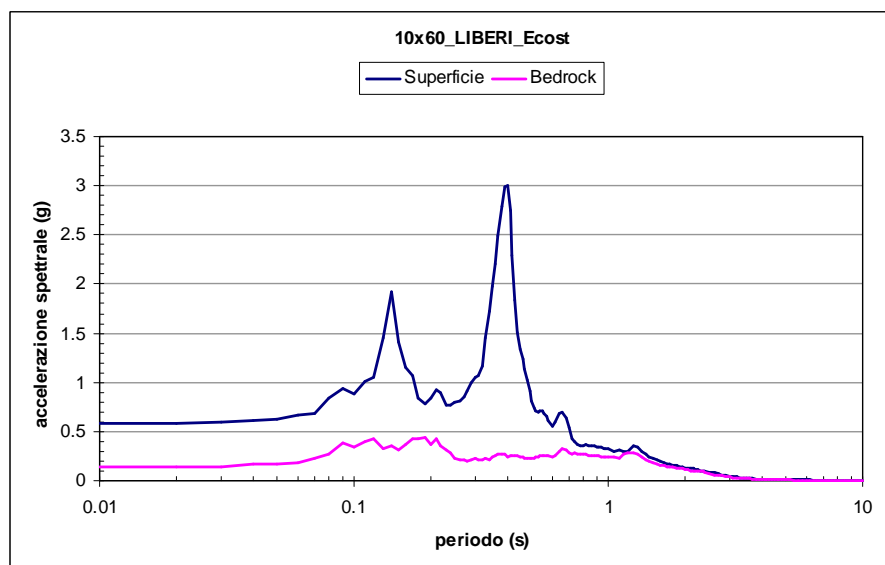
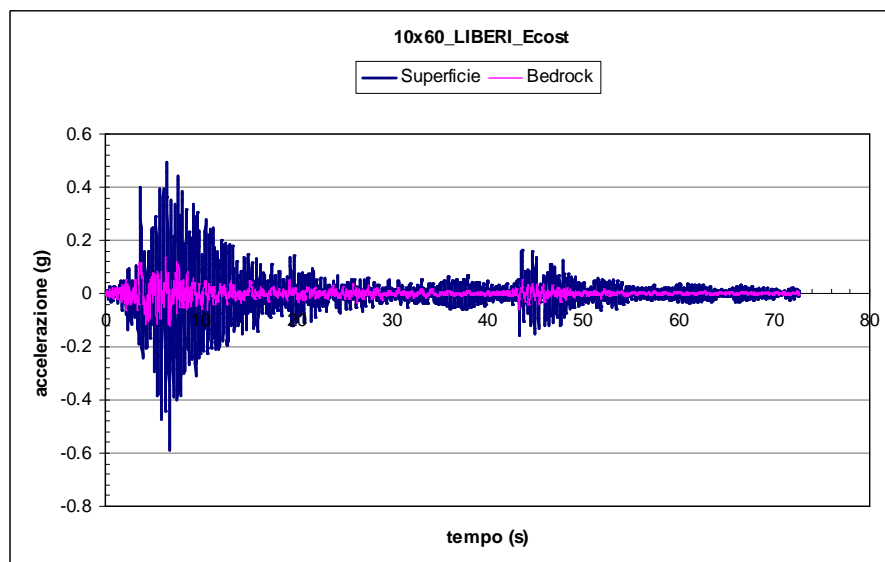
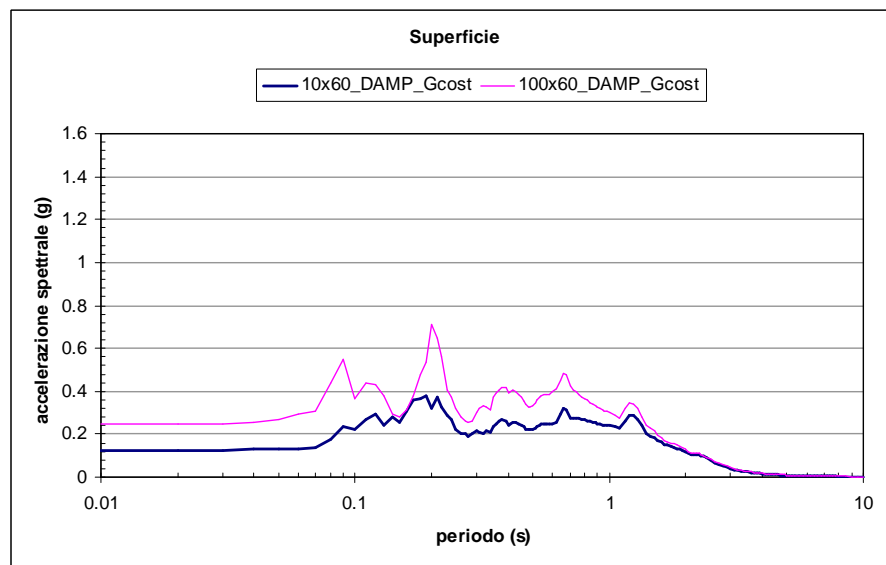
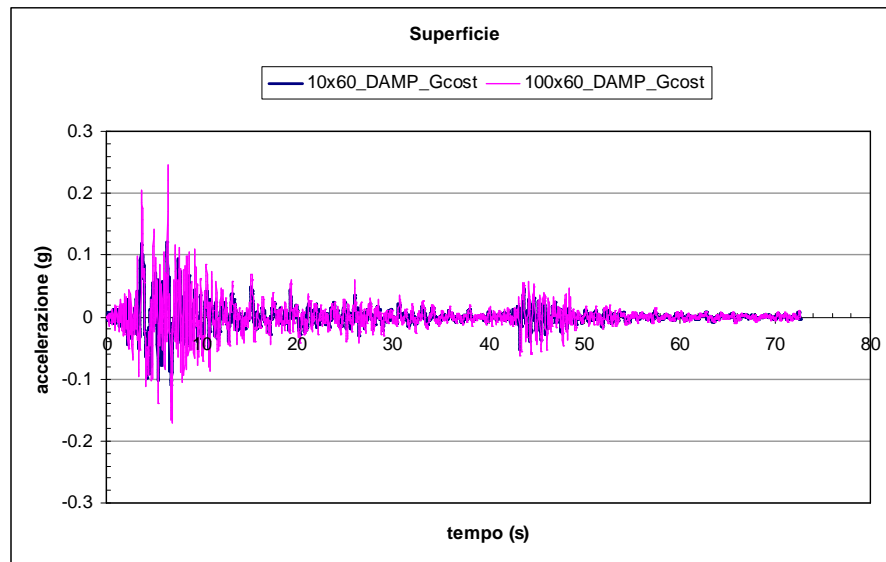
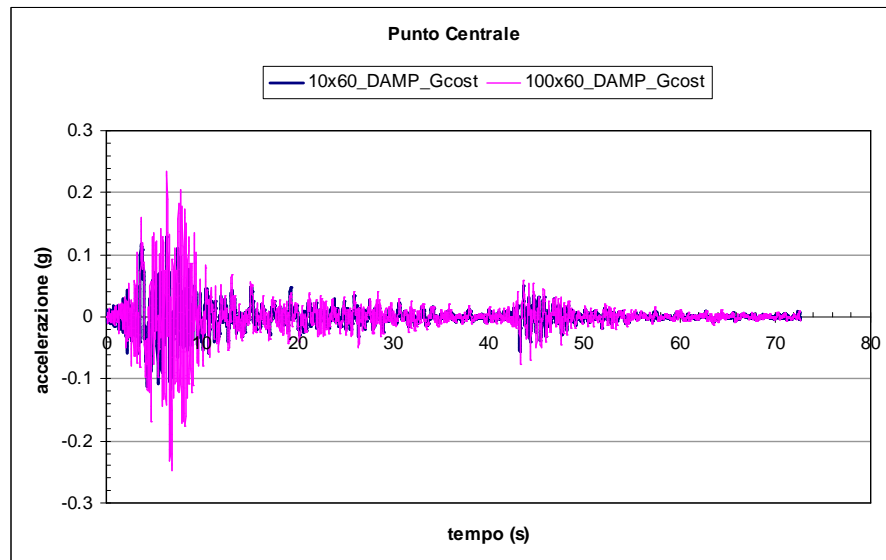


Figura 5.1.2.13 - Analisi *QUAKE/W*: amplificazione sismica ottenuta nelle analisi n°1 e n°2 di Tabella 5.1.2.1.

(a)



(b)



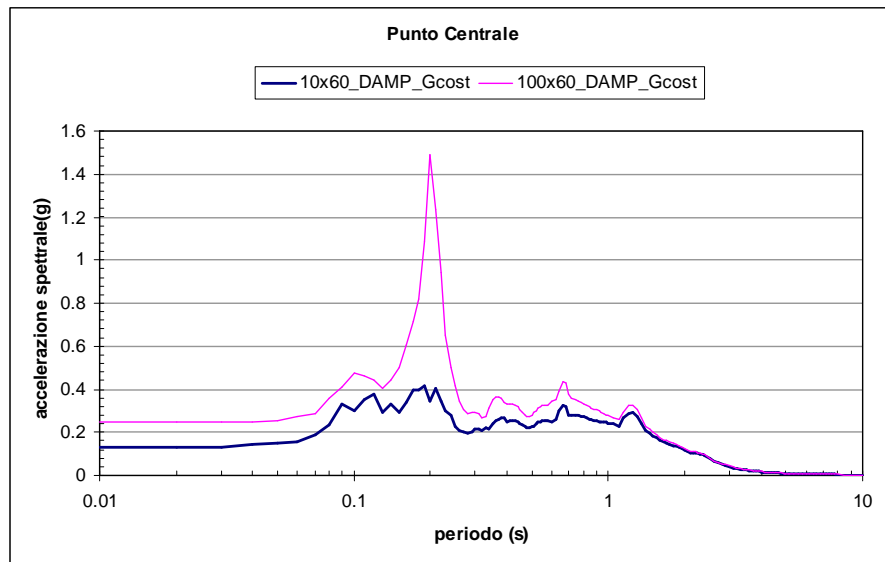
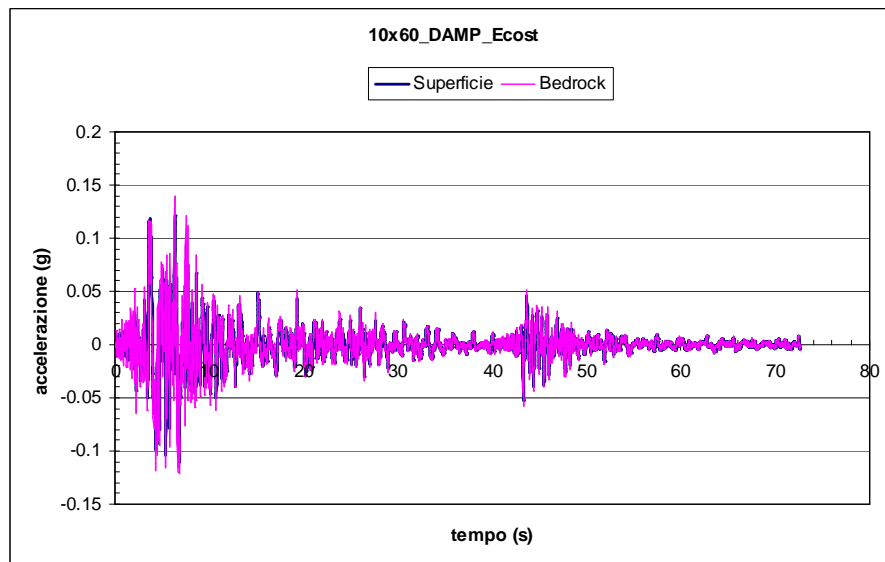
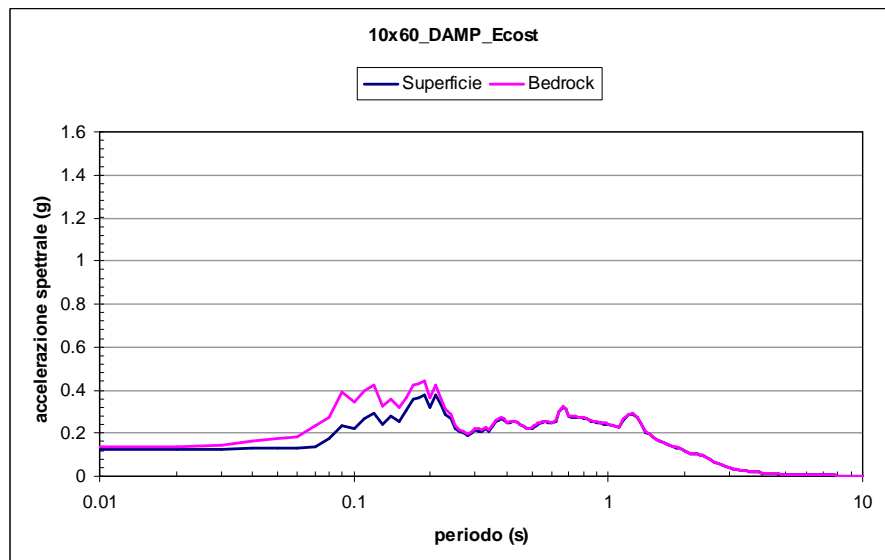
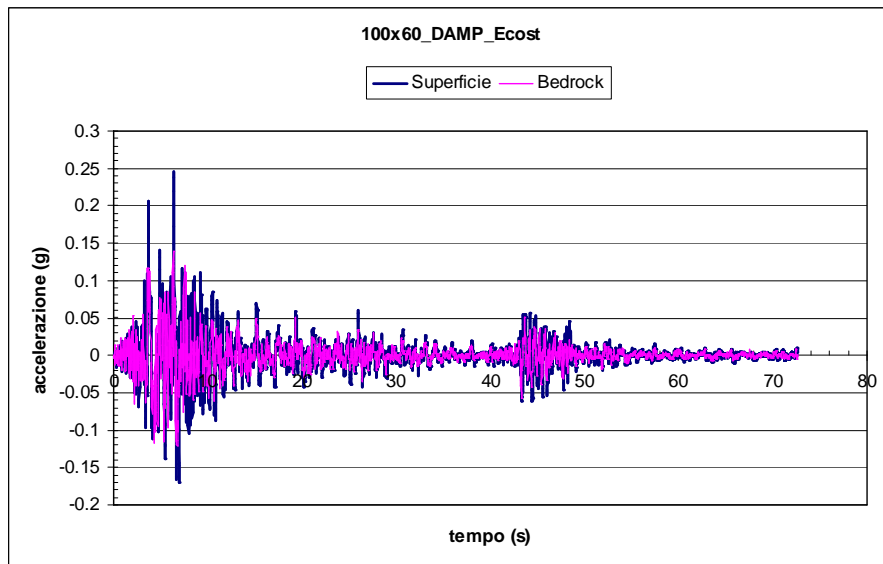


Figura 5.1.2.14 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°3 e n°5 di Tabella 5.1.2.1: a) in superficie; b) punto centrale.



(a)





(b)

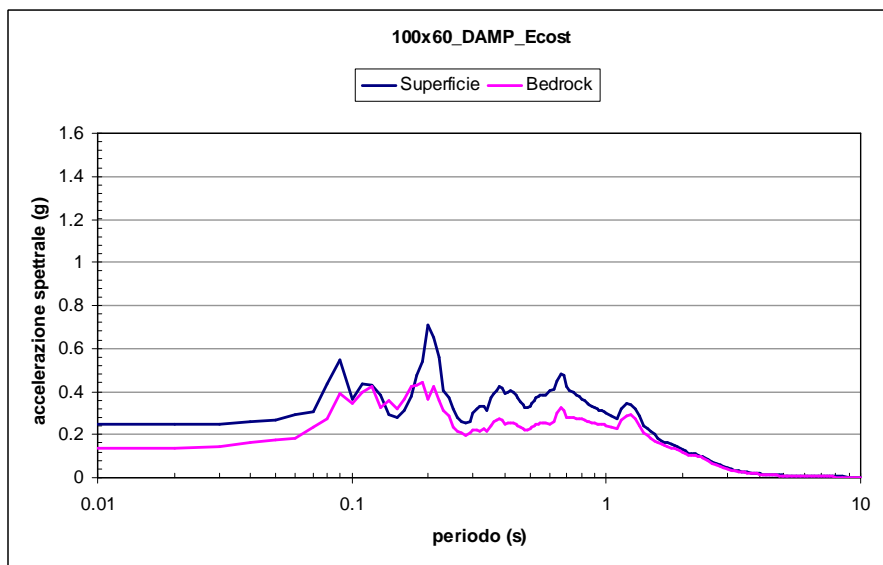
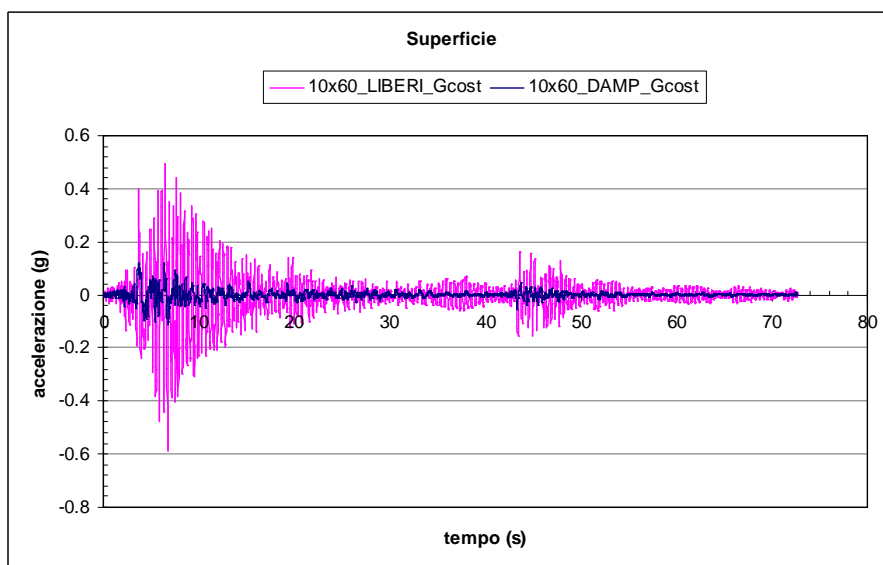
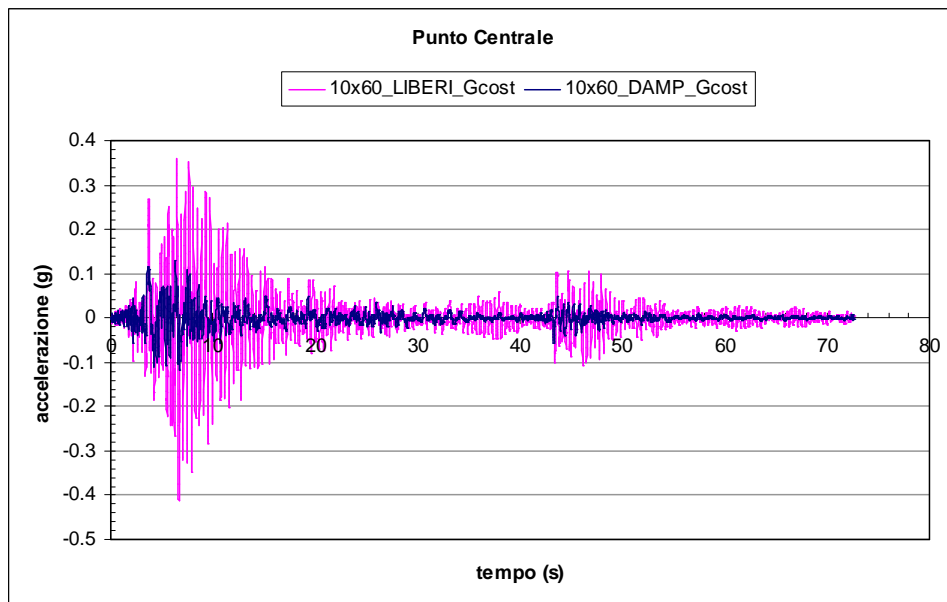
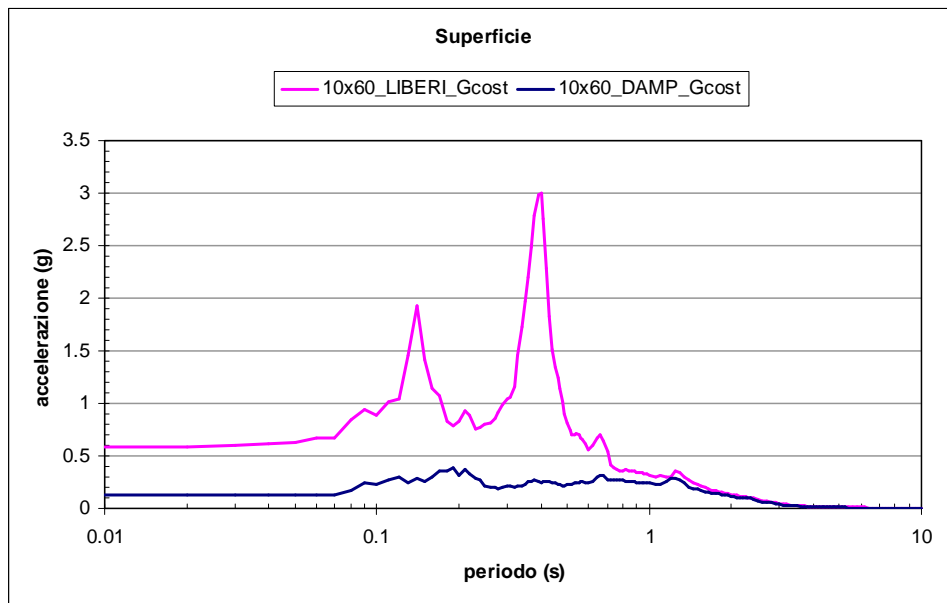


Figura 5.1.2.15 - Analisi *QUAKE/W*: amplificazione sismica ottenuta nelle analisi n°3 e n°5 di Tabella 5.1.2.1: a) modello largo 10x60 m²; b) modello largo 100x60 m².

(a)





(b)

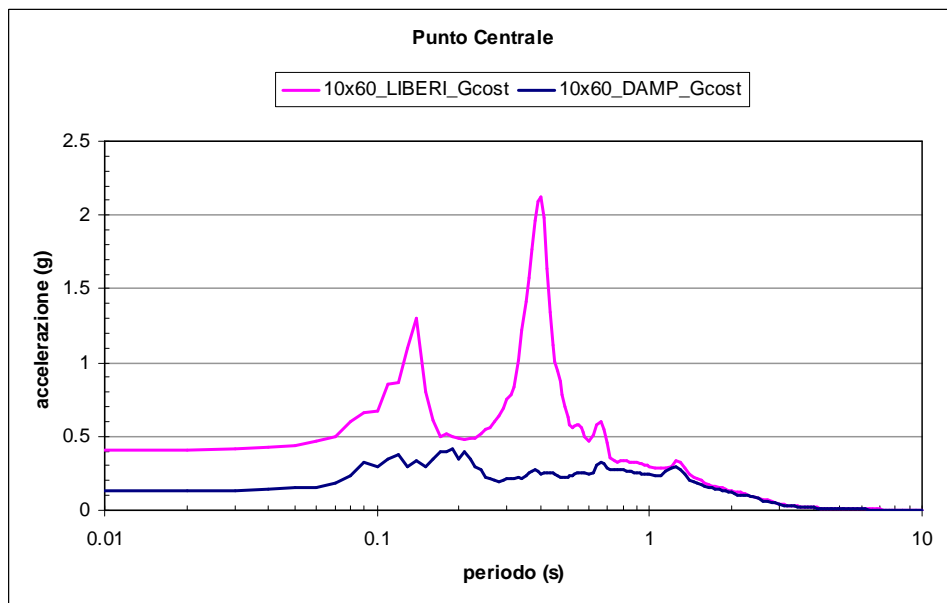
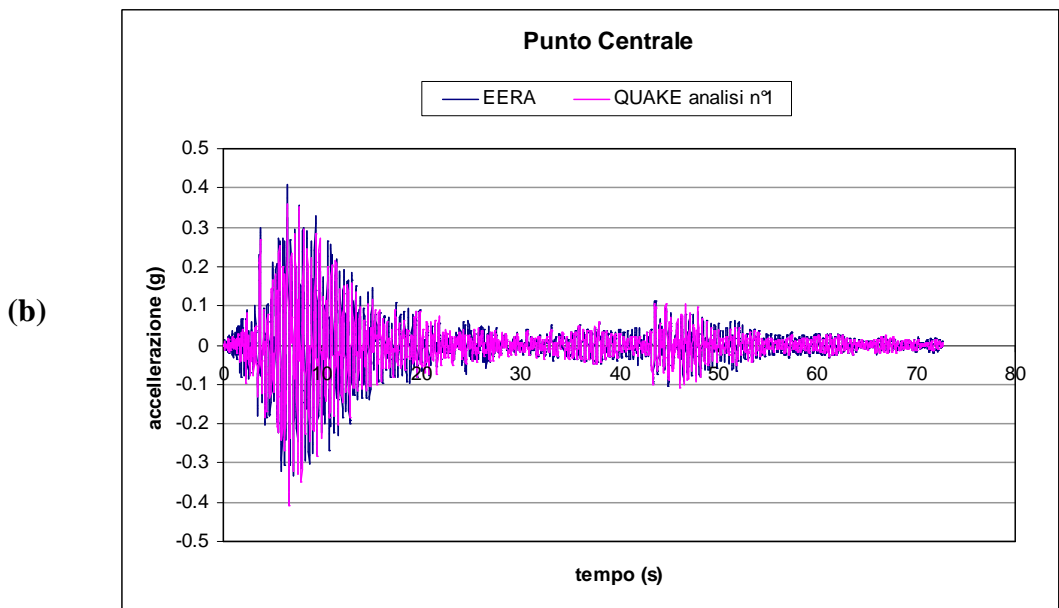
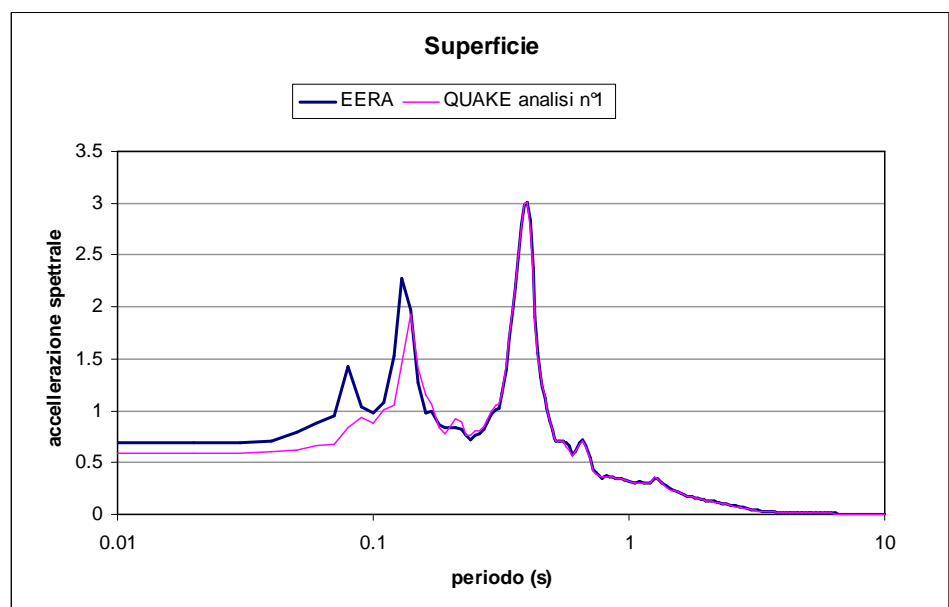
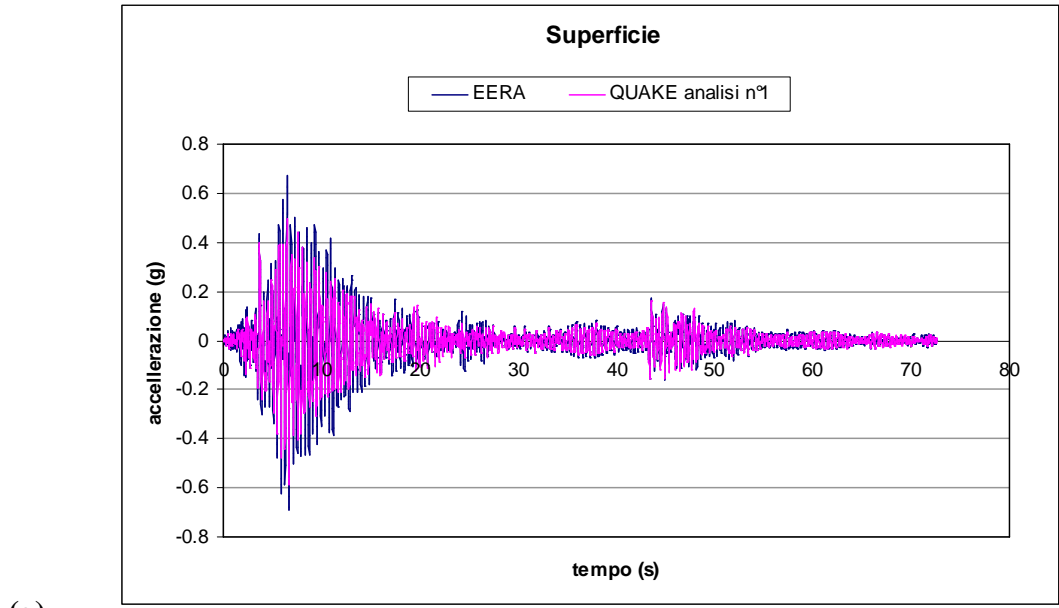
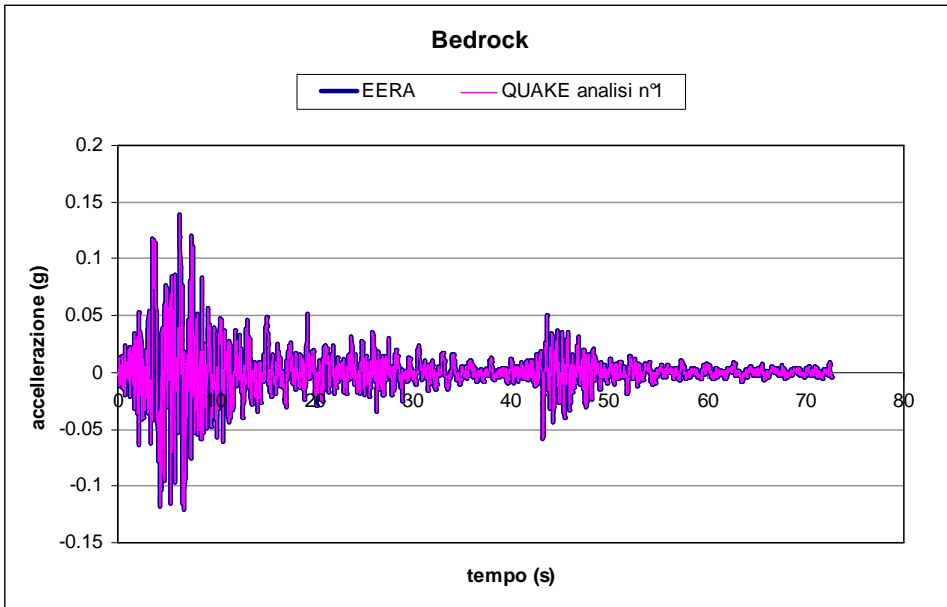
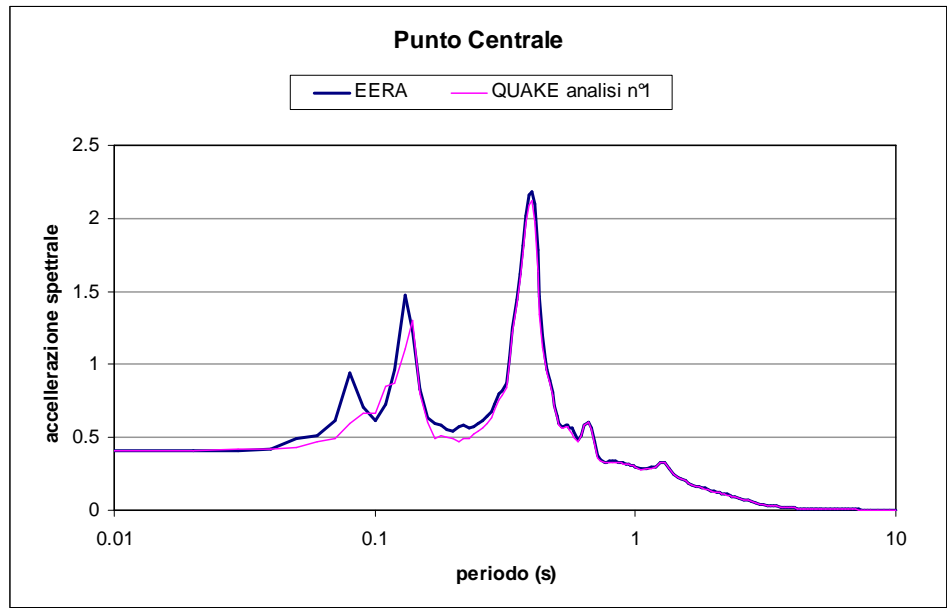


Figura 5.1.2.16 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1 e n°3 di Tabella 5.1.2.1: a) in superficie; b) punto centrale.





(c)

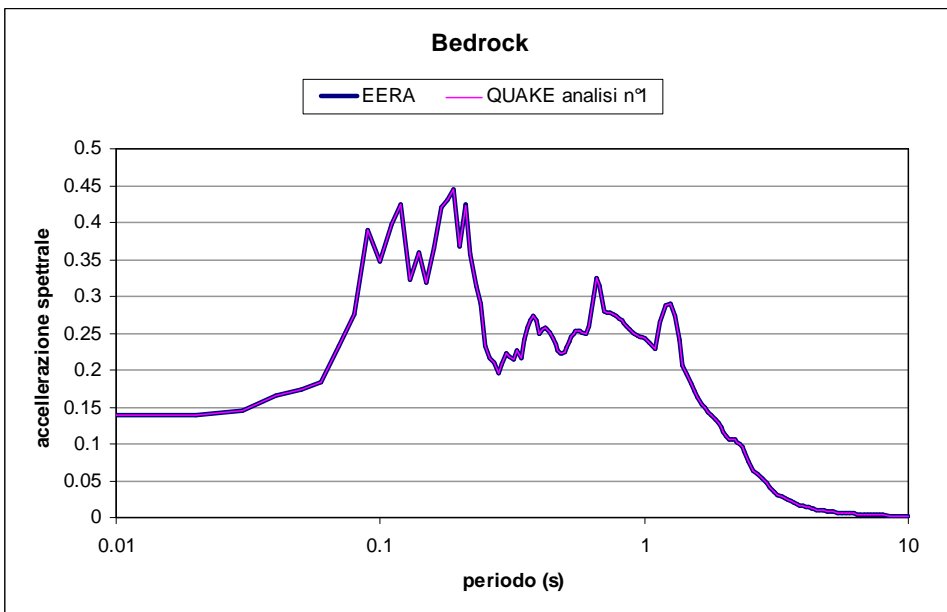
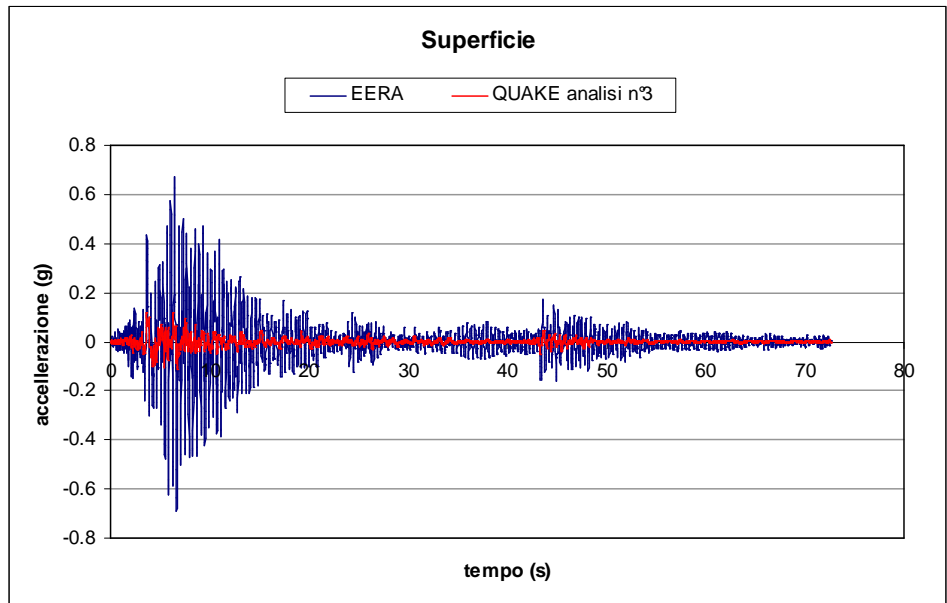
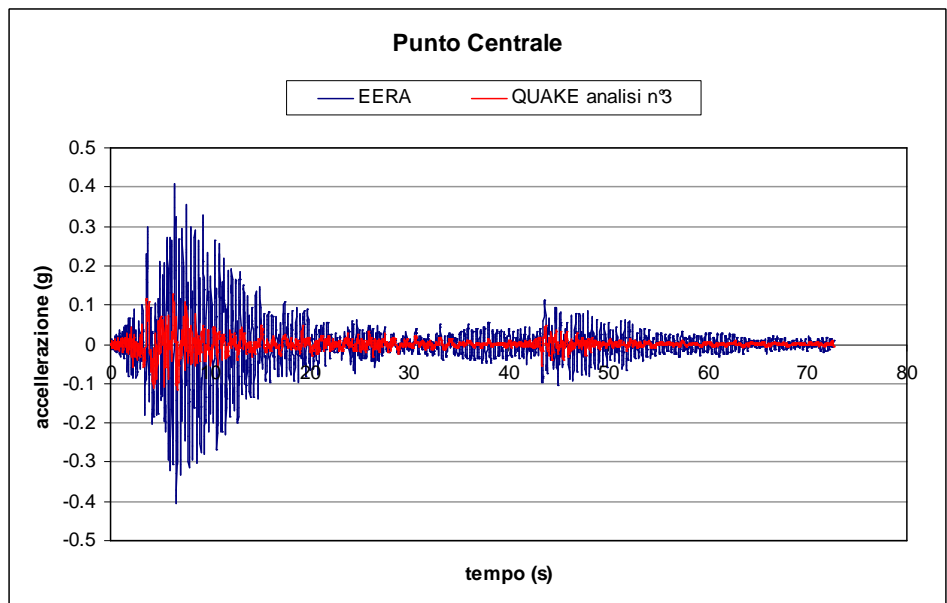
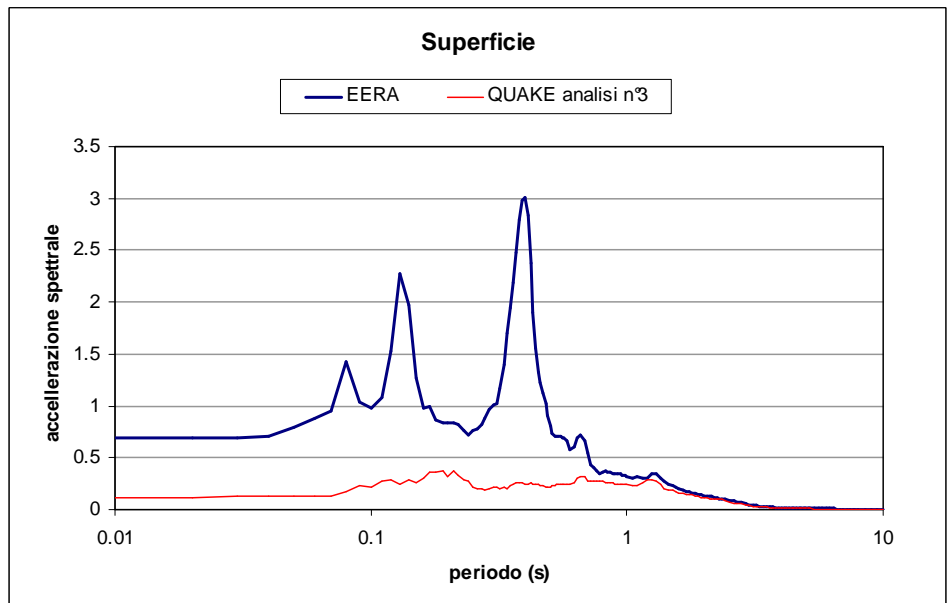


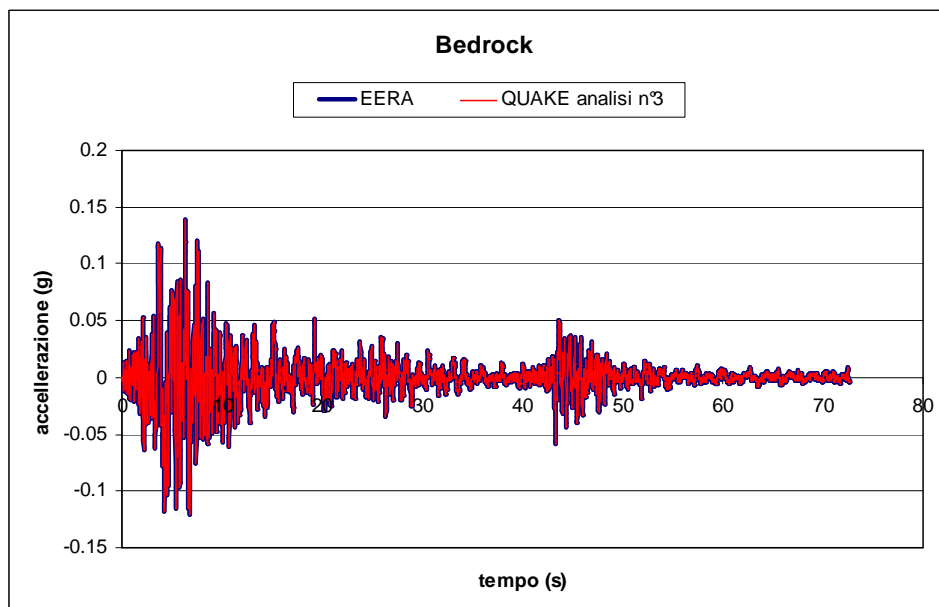
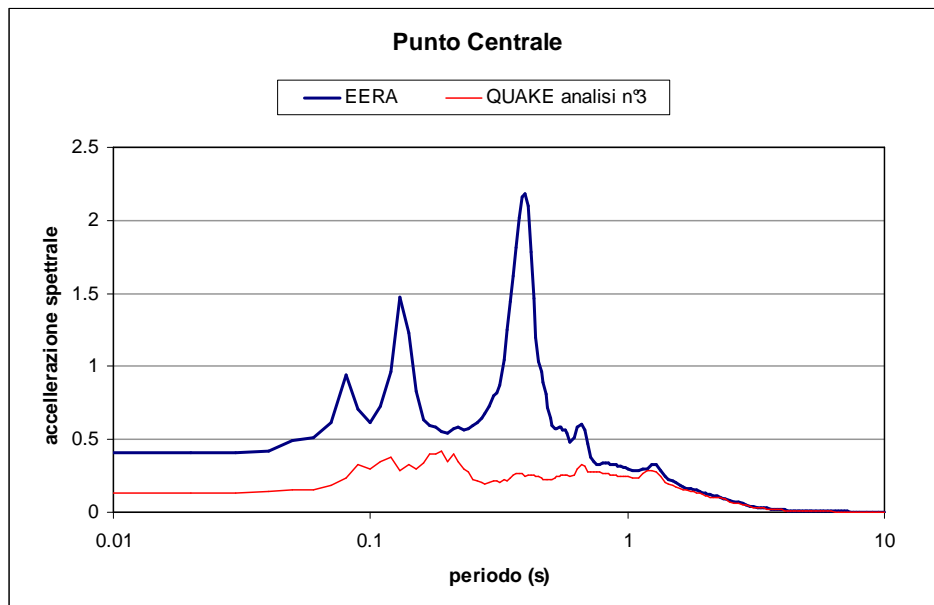
Figura 5.1.2.17 - Confronto tra i risultati di *EERA* e Analisi *QUAKE/W* per l'analisi n°1, in alcuni punti del modello.



(a)



(b)



(c)

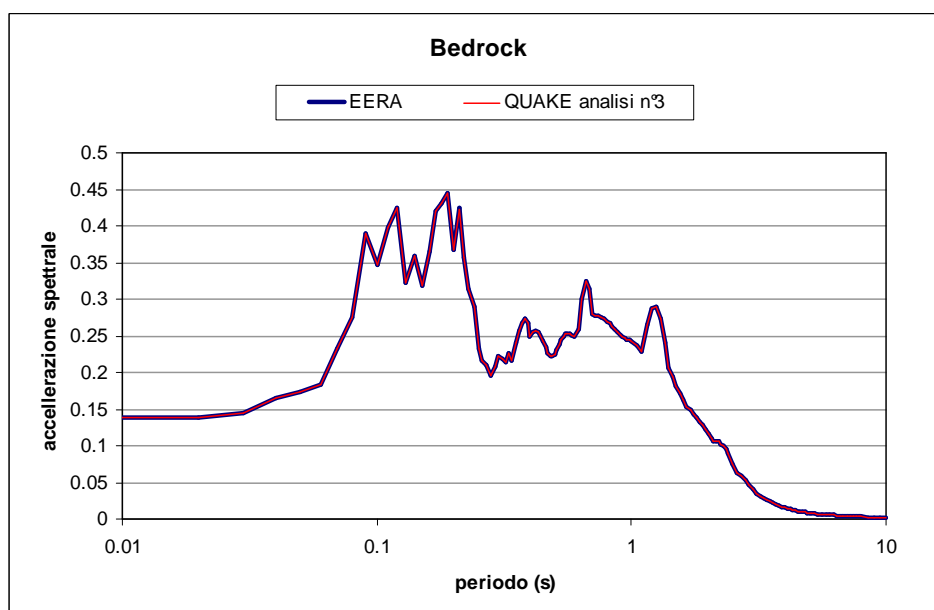
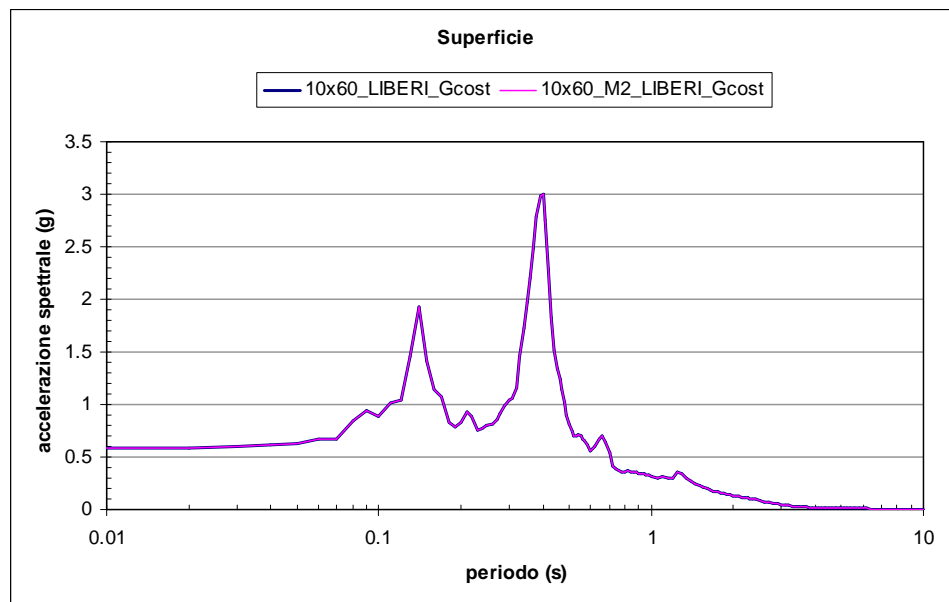
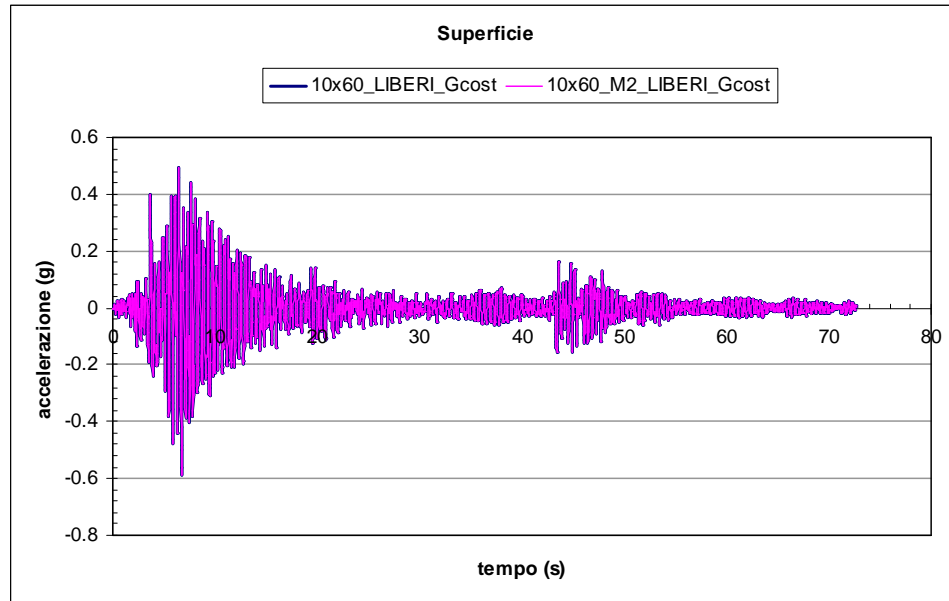
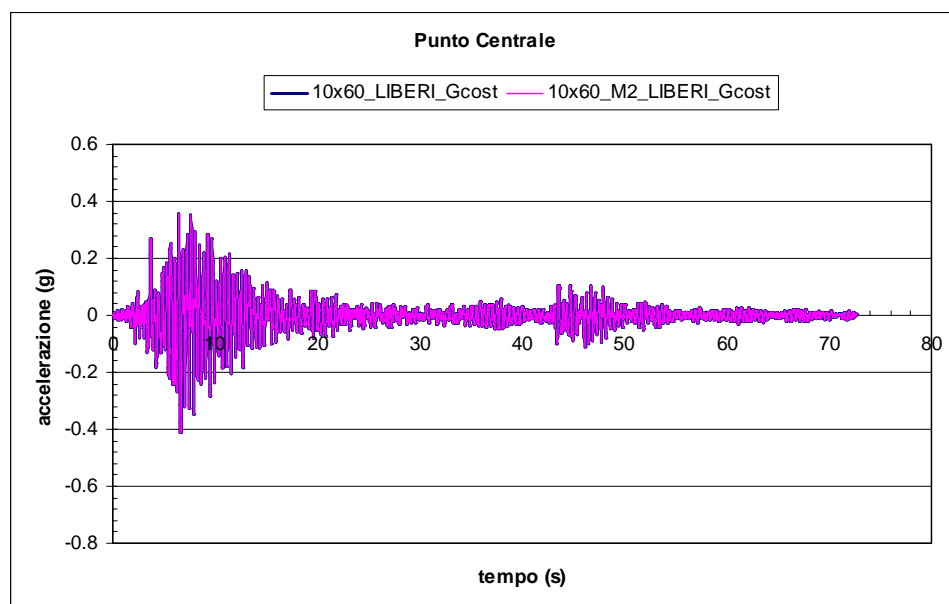


Figura 5.1.2.18 - Confronto tra i risultati di *EERA* e Analisi *QUAKE/W* per l'analisi n°3, in alcuni punti del modello.

(a)



(b)



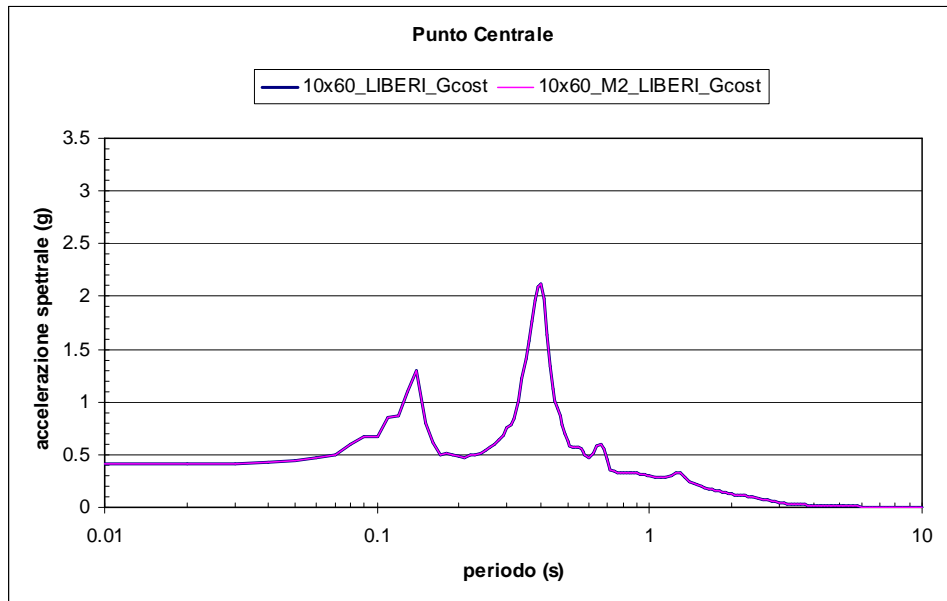
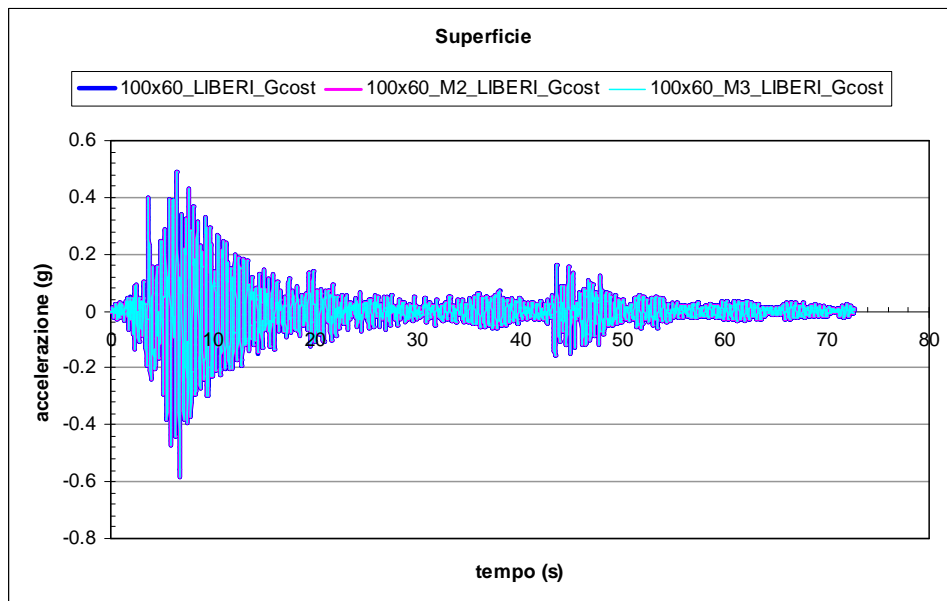
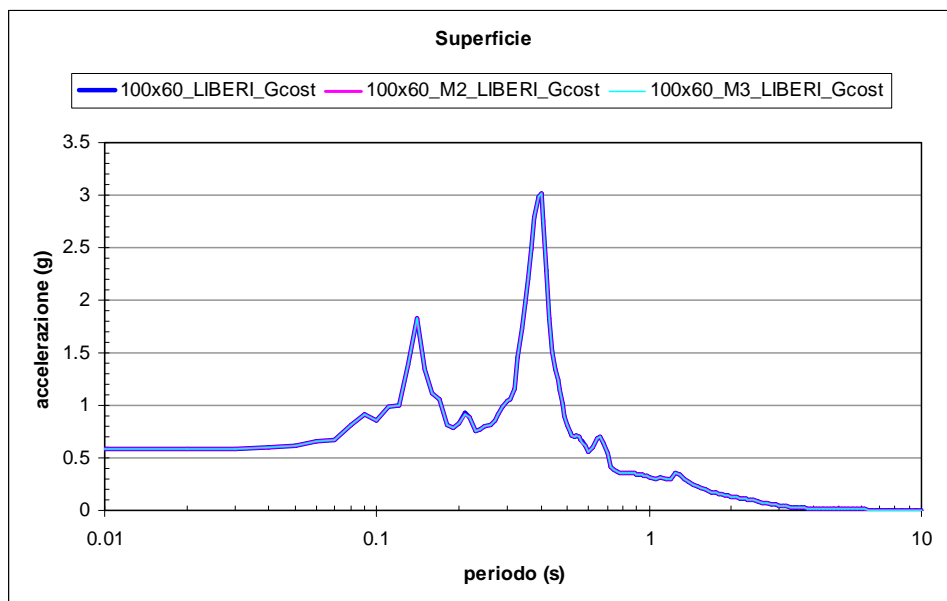
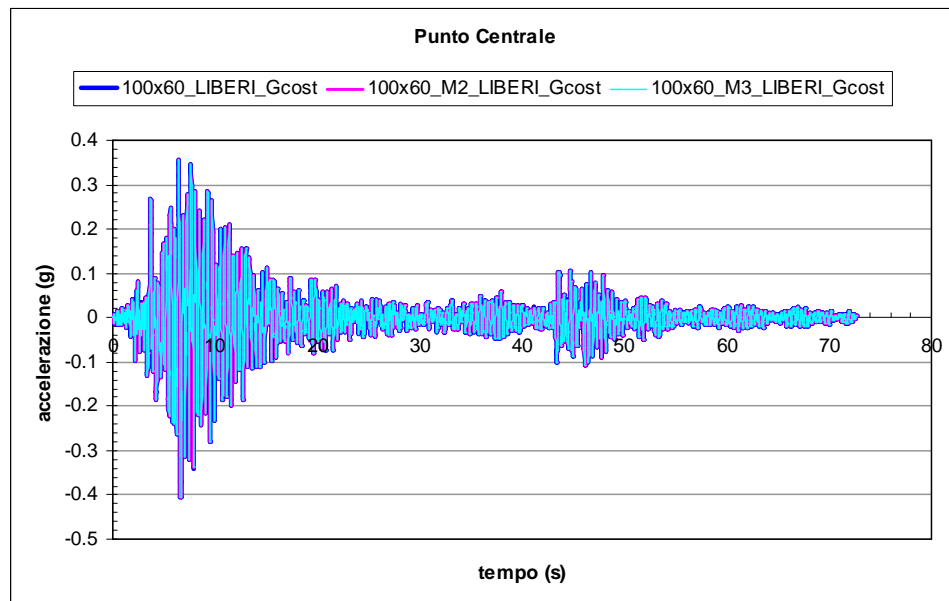


Figura 5.1.2.19 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1 e n°4 di Tabella 5.1.2.1: a) in superficie; b) punto centrale.



(a)





(b)

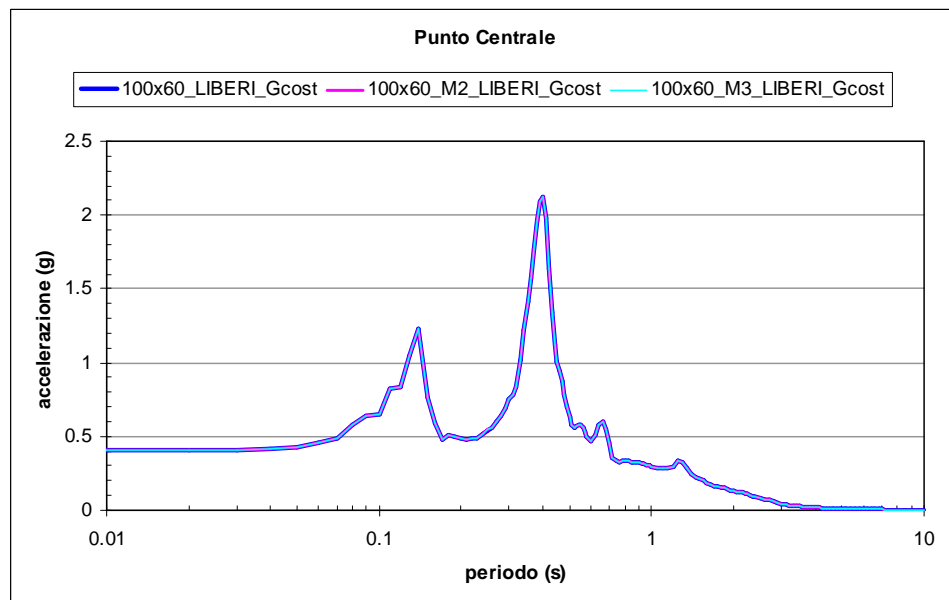


Figura 5.1.2.20 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°5, n°6 e n°7 di Tabella 5.1.2.1: a) in superficie; b) punto centrale.

5.1.3 Risultati delle analisi per il terreno ideale considerato: modello elastico lineare con rigidità variabile con la profondità

ANALISI EERA

La Figura 5.1.3.1 mostra il profilo di rigidità a taglio e della velocità delle onde di taglio inseriti come dati di input nel codice di calcolo *EERA*. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 5.1.3.2 ed assumono andamento costante poiché il materiale ha un comportamento elastico lineare.

Le Figure 5.1.3.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come la accelerazione massima alla base pari a 0.1390 g subisce una amplificazione raggiungendo un valore di 0.930 g in corrispondenza della superficie.

In Figura 5.1.3.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto intermedio ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 5.1.3.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi, eseguite con il codice *QUAKE/W*, si è assunto:

- a) Comportamento Elastico Lineare¹⁶;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 5.1.1.1;
- c) Modulo di taglio normalizzato G/G_0 costante con la deformazione di taglio e pari a 1, Figura 5.1.3.6a;
- d) Smorzamento D costante con la deformazione di taglio e pari al valore iniziale, Figura 5.1.3.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=1\%$.

Sono state eseguite le seguenti riassunte in Tabella 5.1.3.I.

¹⁶ in realtà il modello scelto in *QUAKE/W* è *Equivalent Linear* (Elastico Lineare Equivalente) perché come già riferito al capitolo 3 quando si assume un modello *Linear Elastic* (Elastico Lineare) il codice non riesce a leggere un profilo di rigidezza variabile con la profondità. Per rendere il comportamento del terreno elastico lineare è stato sufficiente assumere un modulo di taglio normalizzato costante e pari ad 1 ed uno smorzamento costante e pari al suo valore iniziale.

Tabella 5.1.3.1 – Analisi parametriche eseguite con il codice di calcolo *QUAKE/W*.

Analisi	distanza bordi ¹⁷	mesh n° elementi ¹⁸	condizioni al contorno		
			spostamento orizzontale	spostamento verticale	smorzatori viscosi ¹⁹
1	5	120	libero	vincolato	assenti
1.1	5	120	libero	vincolato	assenti
1.2	5	120	libero	vincolato	assenti
2	50	720	libero	vincolato	assenti
3	5	120	libero	vincolato	presenti
4	5	480	libero	vincolato	assenti

Analisi 1.1: si è modificato l'ordine di integrazione da 4 a 9;

Analisi 1.2: è stato modificato il passo temporale con cui il codice legge l'accelerogramma da 0.01 s a 0.005s.

L'accelerogramma è applicato alla base del modello come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo; come storia temporale delle accelerazioni è stata scelta quella registrata nella stazione di Bagnoli Irpino durante l'evento sismico del 1980 di cui si è già detto al capitolo 4.

Confrontando i risultati ottenuti dalle analisi n°1 e n°2, in cui l'unica differenza è la distanza dall'asse dei bordi verticali del modello, si deduce che la differenza, sia in termini di accelerazioni che di spettro di risposta è trascurabile ai fini della determinazione della Risposta Sismica Locale di un deposito di terreno orizzontale, Figura 5.1.3.10. Ciò conferma quanto indicato per le analisi con profilo di rigidità costante.

In Figura 5.1.3.11 si può osservare l'amplificazione del moto sismico nel passaggio dal *bedrock* alla superficie per il modello avente dimensione 10 m di larghezza e 60 m di altezza; lo stesso risultato si ottiene per il modello largo 100 m ed alto 60 m.

Confrontando i risultati ottenuti dalle analisi n°1 e n°3, in cui l'unica differenza è la assenza/presenza degli smorzatori, Figura 5.1.3.12, si deduce come la presenza degli

¹⁷ dall'asse del modello.

¹⁸ si vedano le Figure dalla 5.1.3.7 alla 5.1.3.9.

¹⁹ il valore del *nodal Damping* per gli smorzatori viscosi posizionati al contorno del modello, varia con la profondità in funzione della velocità delle onde di taglio secondo la relazione $D = \rho \cdot V_s$ (kNsec/m³) ove ρ è la densità, V_s la velocità delle onde di taglio.

smorzatori ai bordi del modello determina un considerevole smorzamento del segnale sismico come precedentemente osservato per l'analisi con profilo di rigidità costante.

Allo stesso modo, dal confronto tra il risultato ottenuto con *QUAKE/W* e quello ottenuto *EERA*, Figura 5.1.3.13 e Figura 5.1.3.14, si deduce che il risultato più attendibile è quello con bordi laterali liberi alla traslazione orizzontale senza smorzatori. In quest'ultimo caso infatti si nota una perfetta coincidenza dello spettro di risposta per frequenze inferiori a 3 Hz (periodo superiore a 0.32 s), Figura 5.1.3.13, mentre per frequenze superiori il confronto è ancora piuttosto buono. Al contrario se ai bordi laterali sono posizionati smorzatori viscosi con valore del *nodal damping* come precedentemente indicato, si osserva una totale divergenza del risultato, in particolare un notevole smorzamento del segnale sismico, in tutto il campo di frequenze, Figura 5.1.3.14.

Confrontando i risultati delle analisi n°1 e n°4, Figura 5.1.3.15, in cui l'unica differenza è la maggiore densità di elementi finiti in direzione trasversale (per maggiore chiarezza si vedano Figure 5.1.3.7 e 5.1.3.8), si deduce che nessun effetto si ottiene migliorando la discretizzazione in direzione trasversale.

In Figura 5.1.3.16 è riportato il confronto tra le analisi n°1 e n°1.1 in cui l'unica differenza è l'ordine di integrazione che per la prima analisi è pari a 4 per la seconda è pari a 9. Dalla figura si evince che nessun effetto si ottiene aumentando l'ordine di integrazione.

In Figura 5.1.3.17 è riportato l'effetto che si ottiene variando l'intervallo con cui *QUAKE/W* legge l'accelerogramma; per un intervallo di lettura inferiore si osserva una maggiore amplificazione alle alte frequenze. Questa ottimizzazione del risultato non giustifica però il notevole incremento dei tempi di calcolo che si produce dimezzando il *time step* con cui *QUAKE/W* esegue l'analisi.

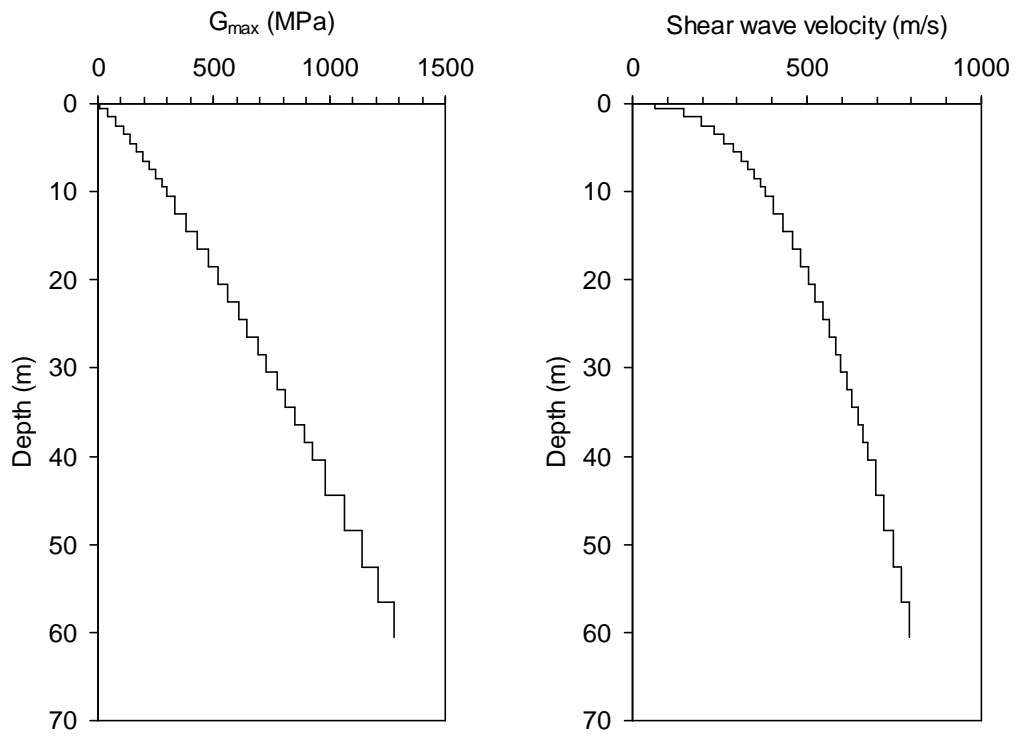


Figura 5.1.3.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_S con la profondità.

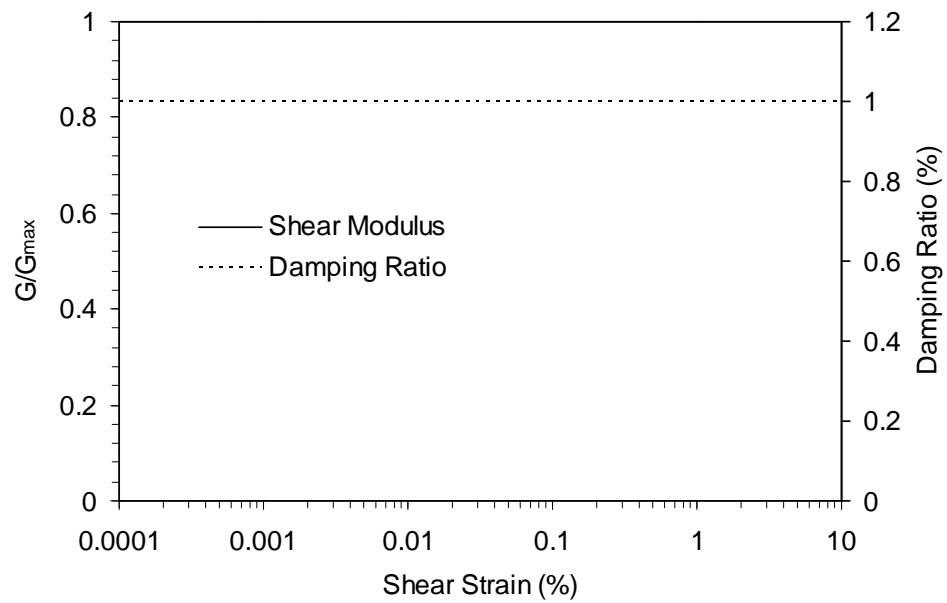


Figura 5.1.3.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

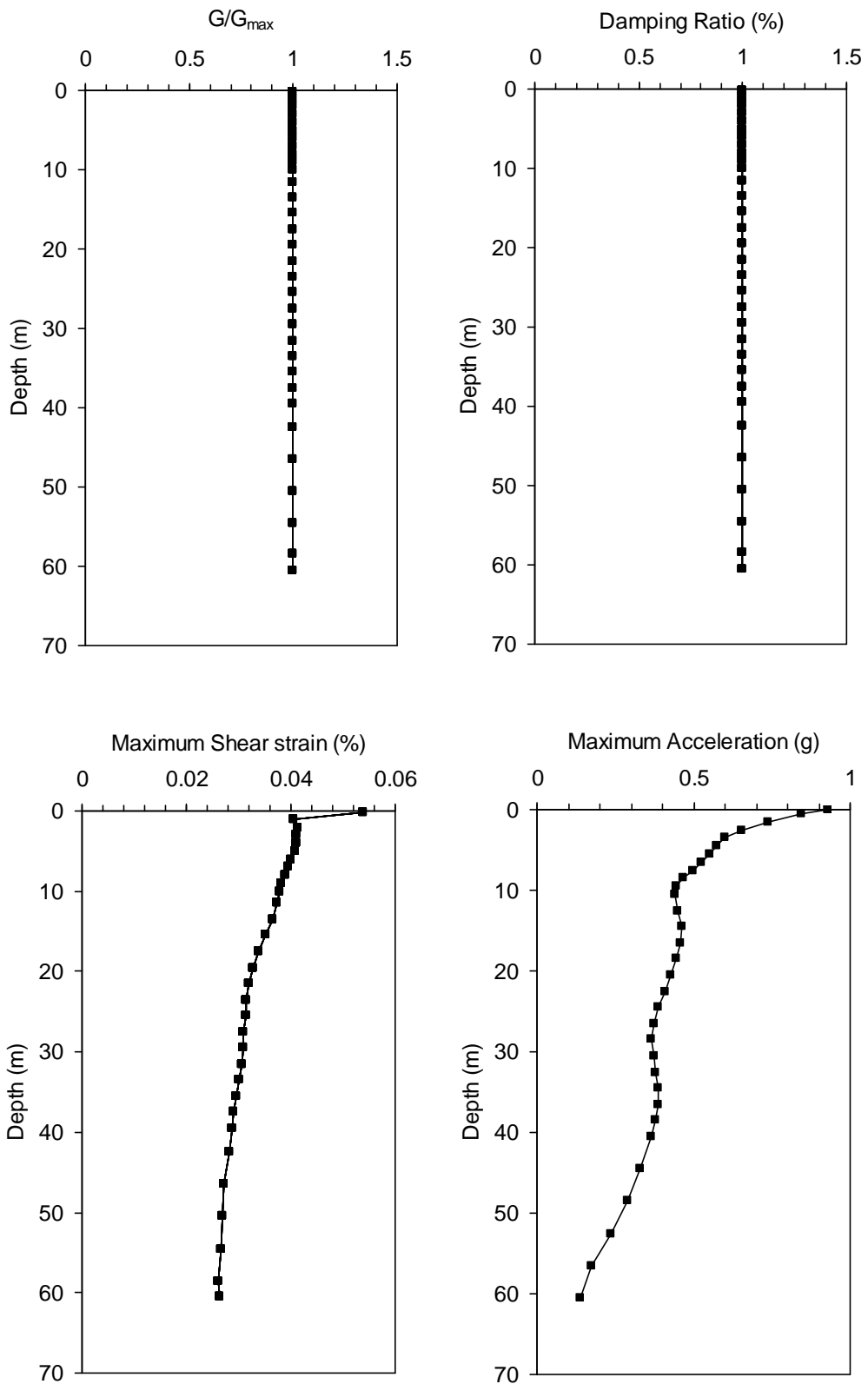


Figura 5.1.3.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

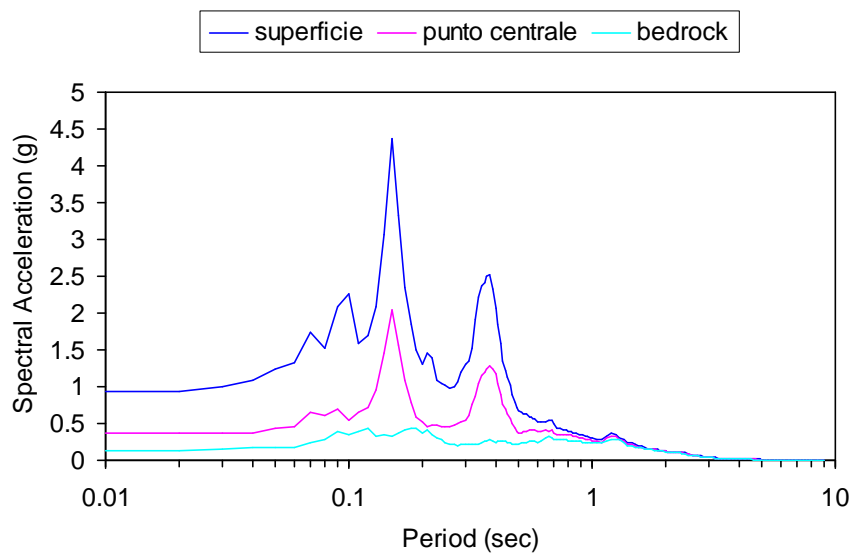
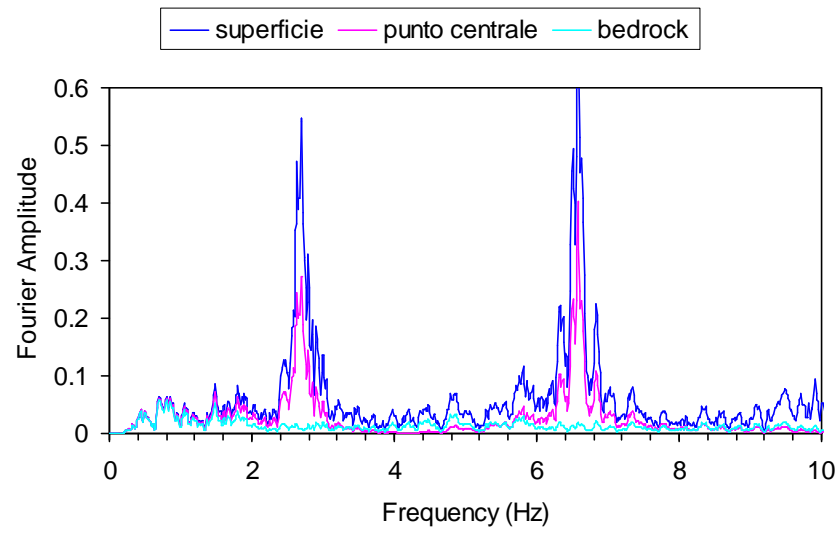
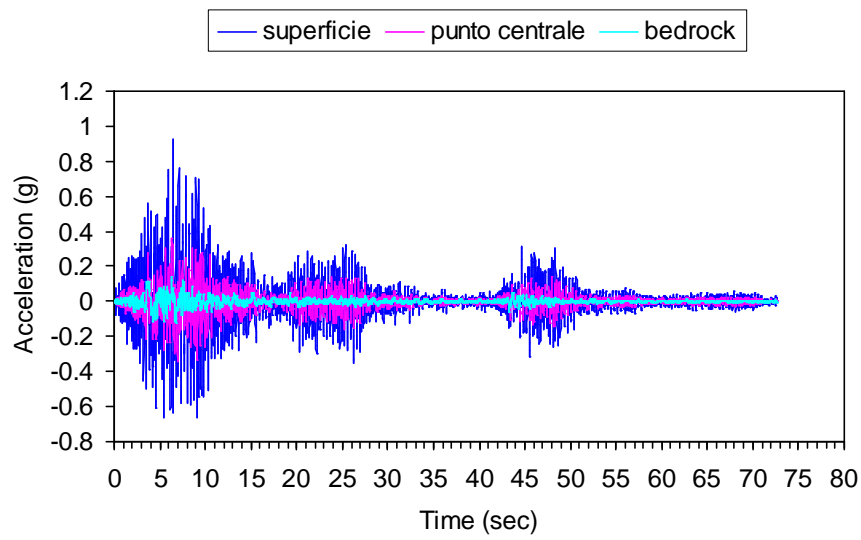


Figura 5.1.3.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

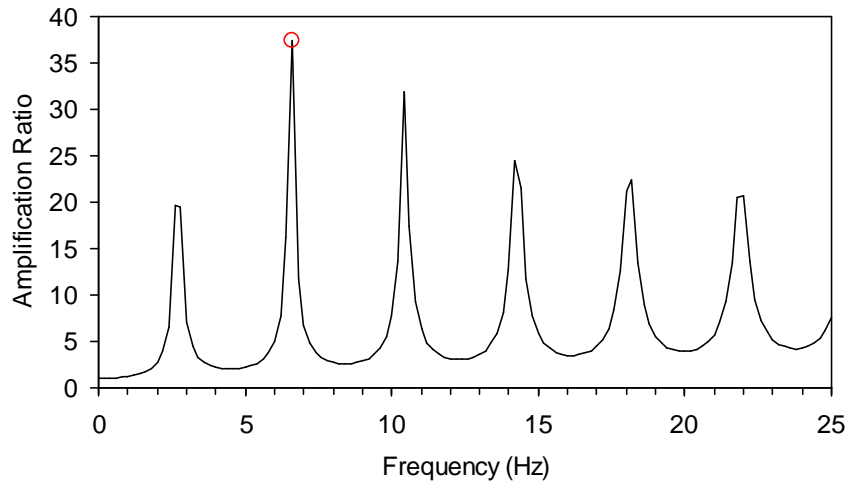
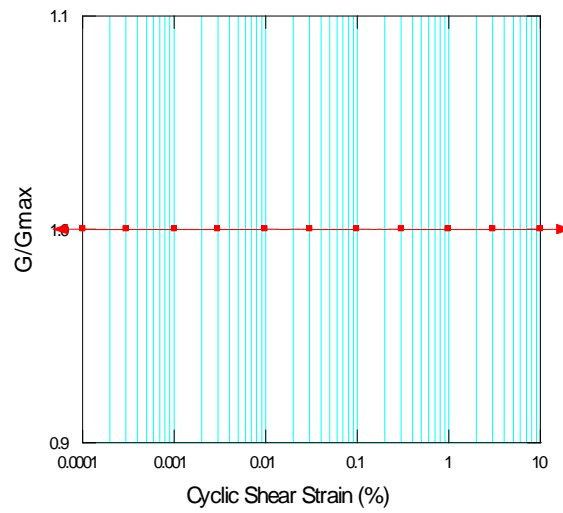
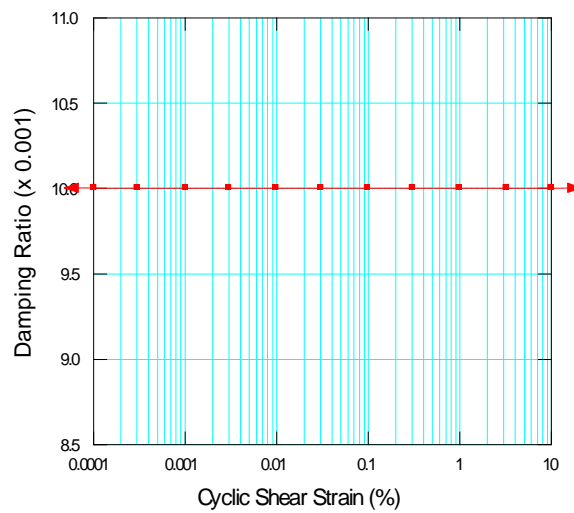


Figura 5.1.3.5 - Analisi *EERA*: funzione di amplificazione.



(a)



(b)

Figura 5.1.3.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

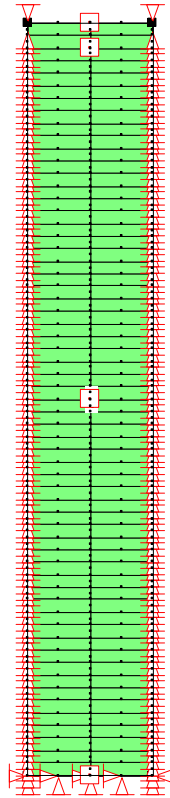


Figura 5.1.3.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

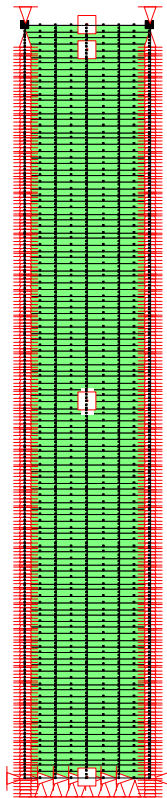


Figura 5.1.3.8 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 480 elementi e 1689 nodi.

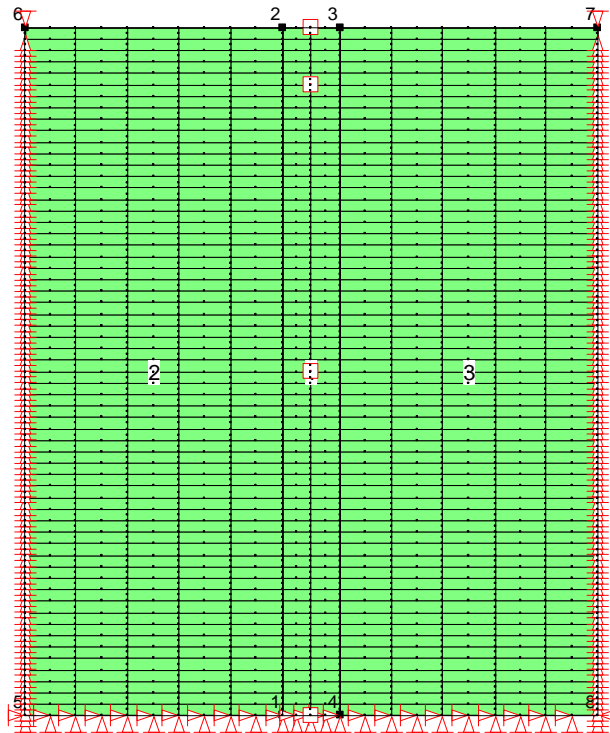
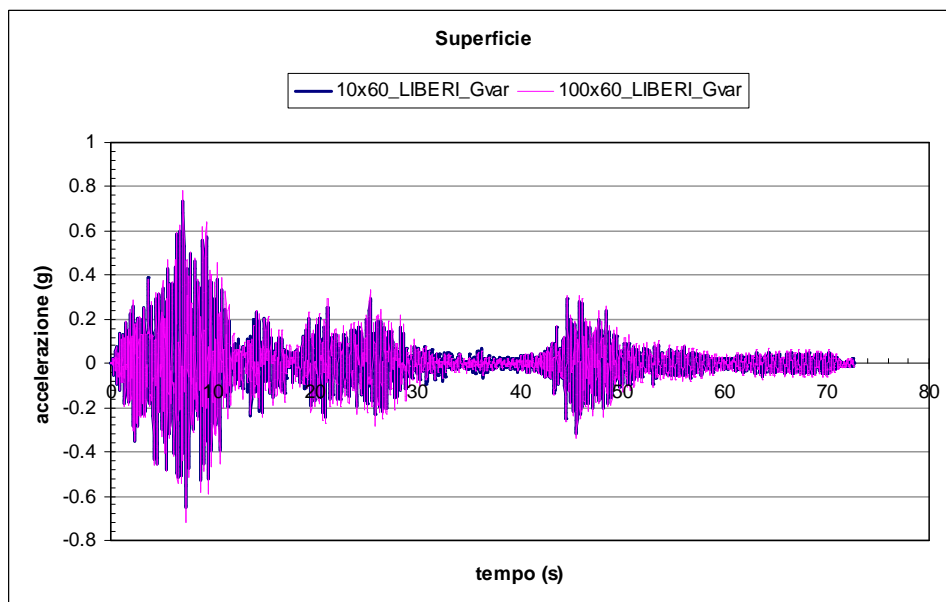


Figura 5.1.3.9 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 100x60 a 720 elementi e 2305 nodi.

(a)



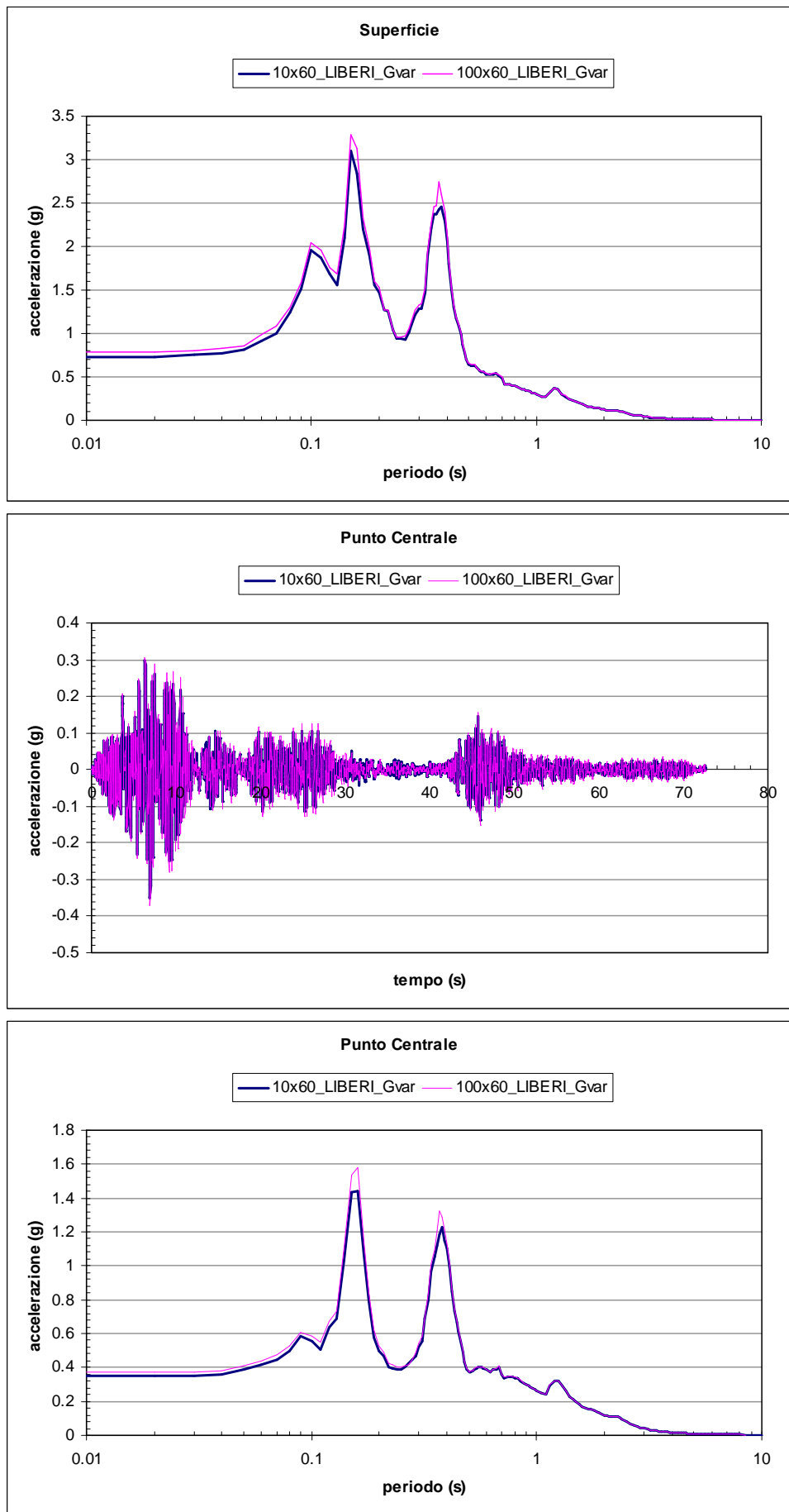


Figura 5.1.3.10 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1 e n°2 di Tabella 5.1.3.I: a) in superficie; b) punto centrale.

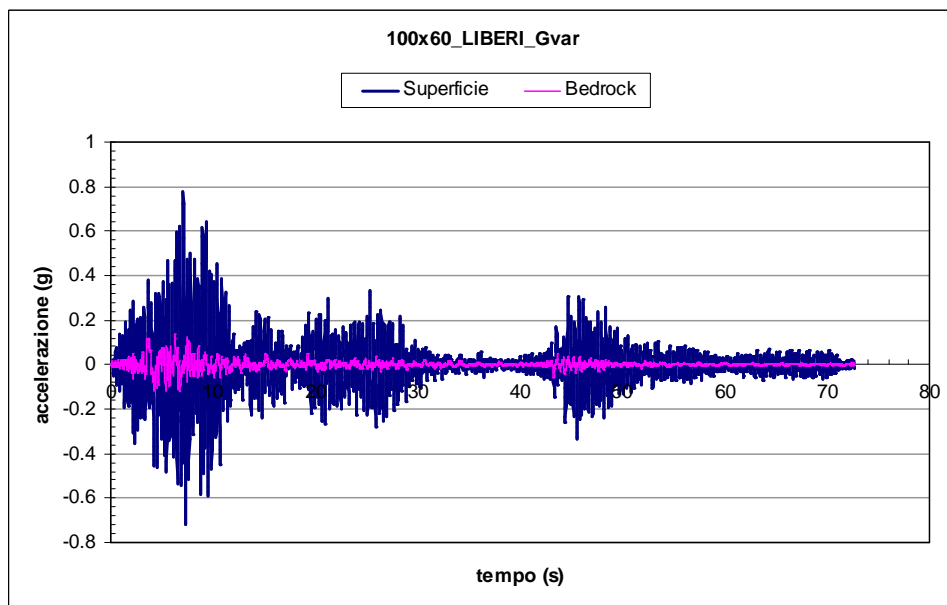
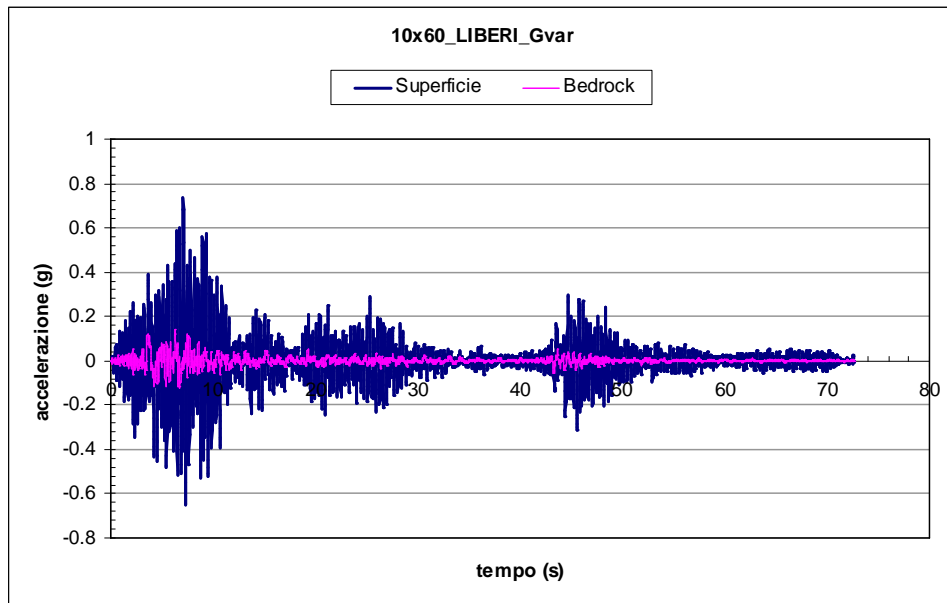
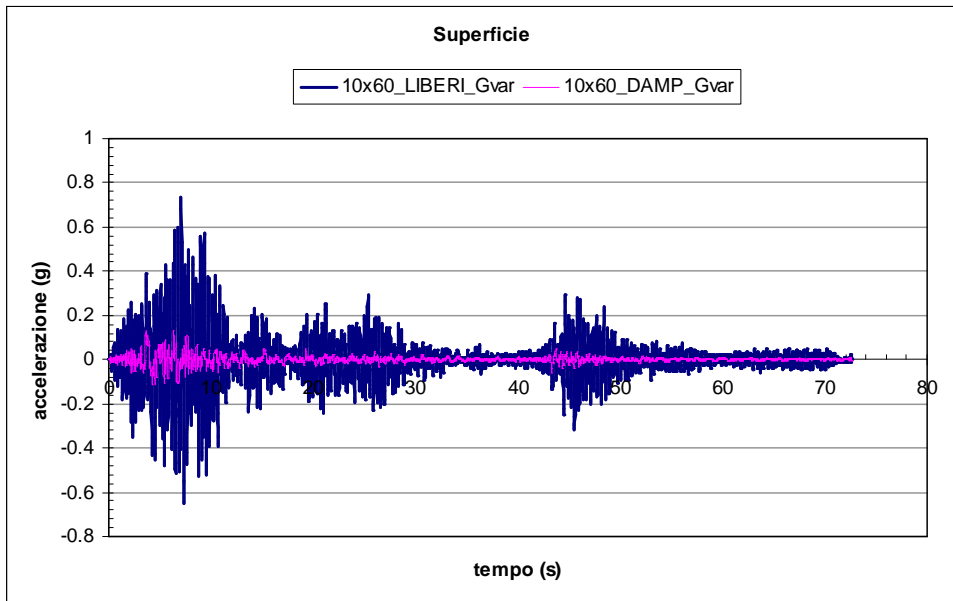
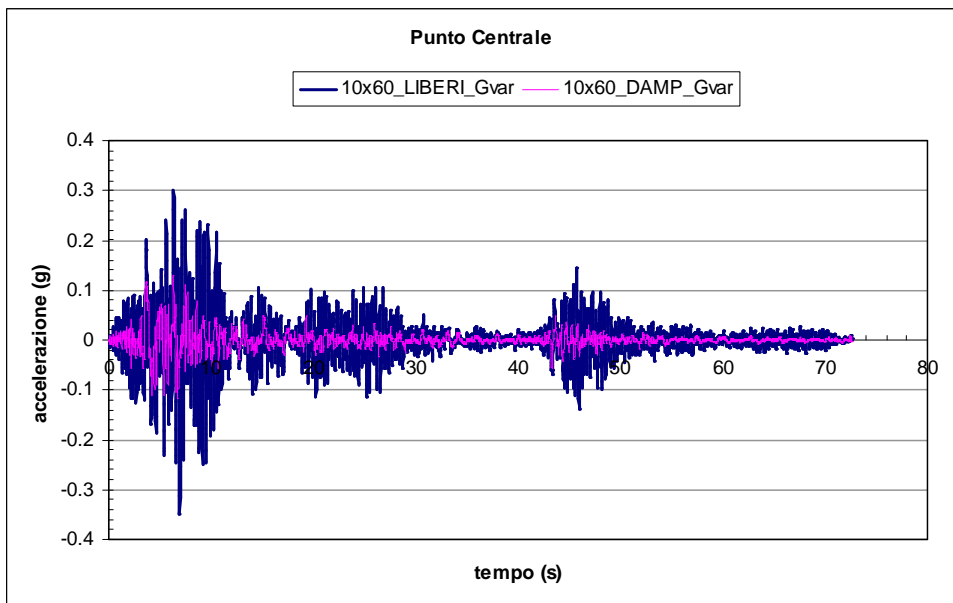
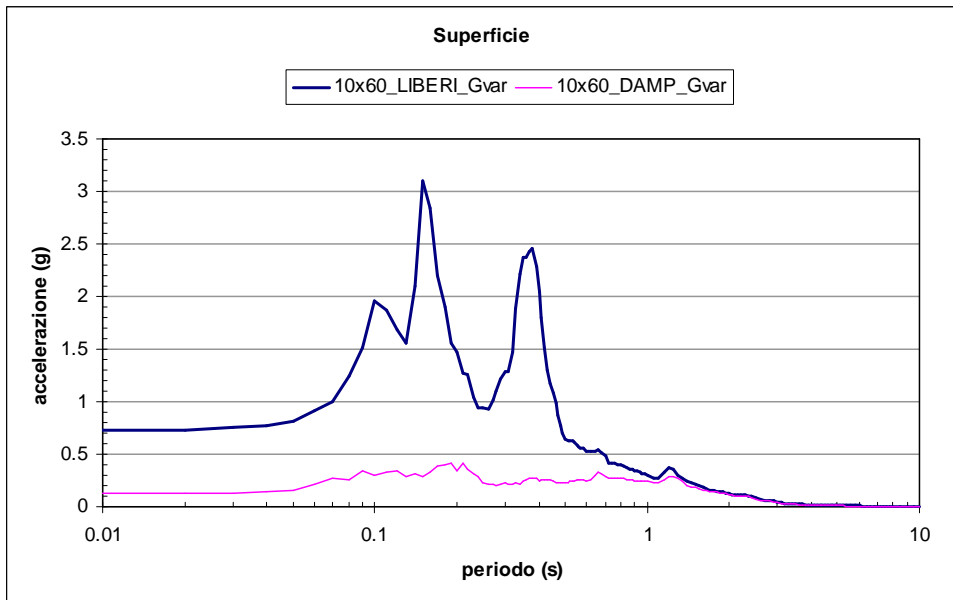


Figura 5.1.3.11 - Analisi *QUAKE/W*: amplificazione sismica ottenuta nelle analisi n°1 e n°2 di Tabella 5.1.3.I.



(a)



(b)

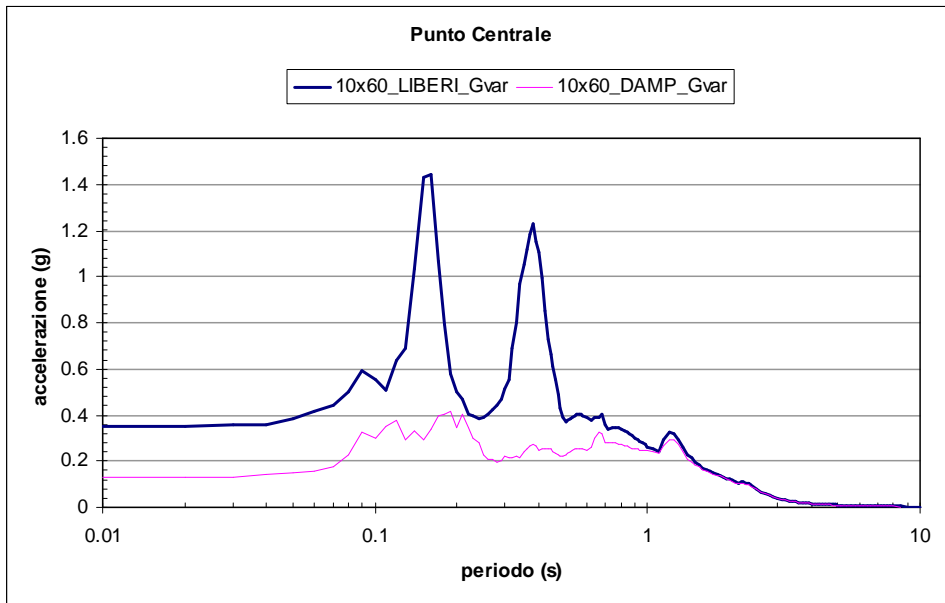
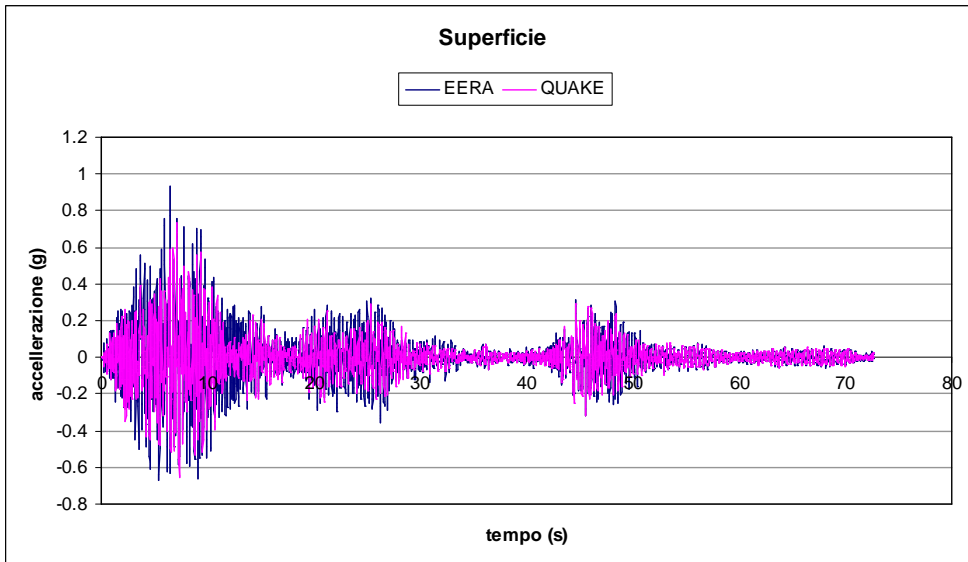
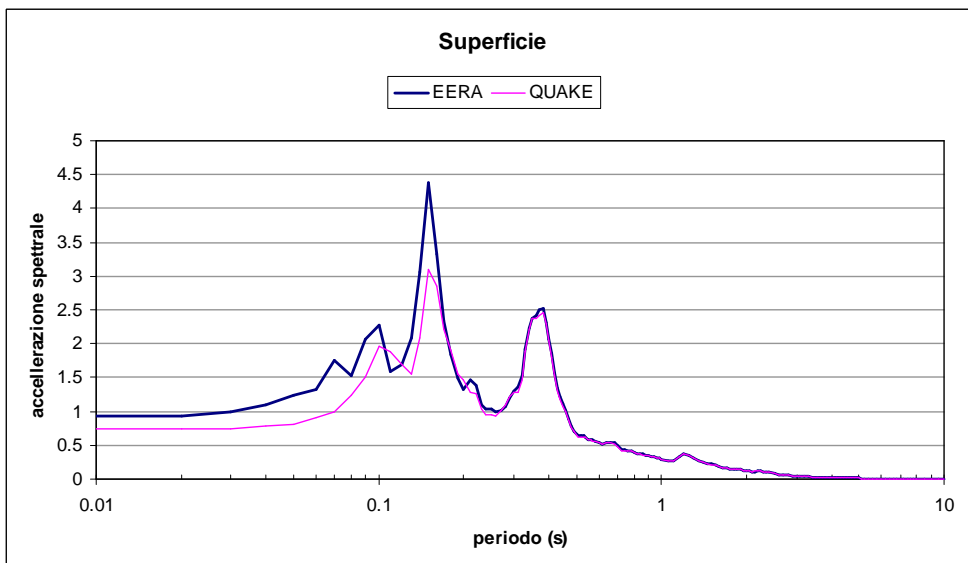
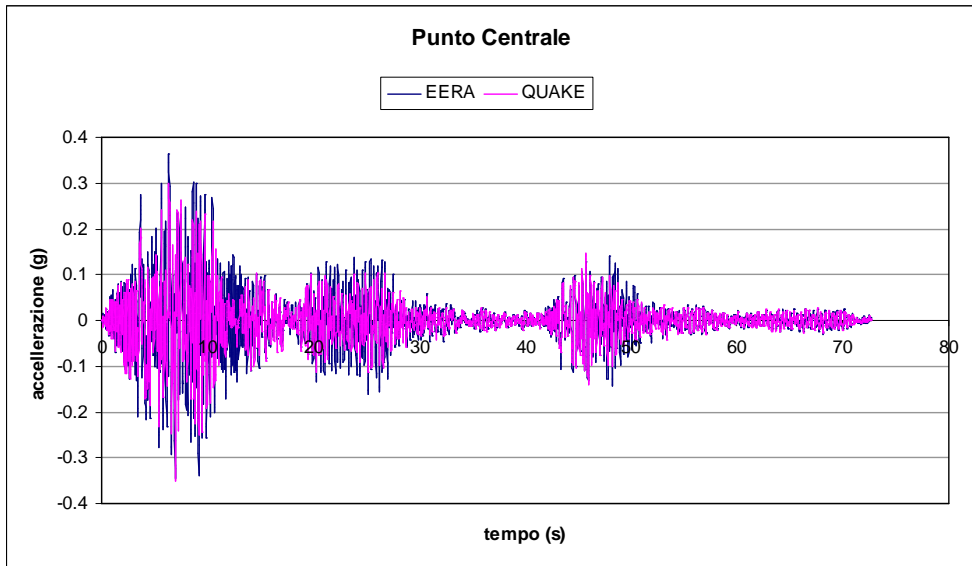


Figura 5.1.3.12 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1 e n°3 di Tabella 5.1.3.I: a) in superficie; b) punto centrale.

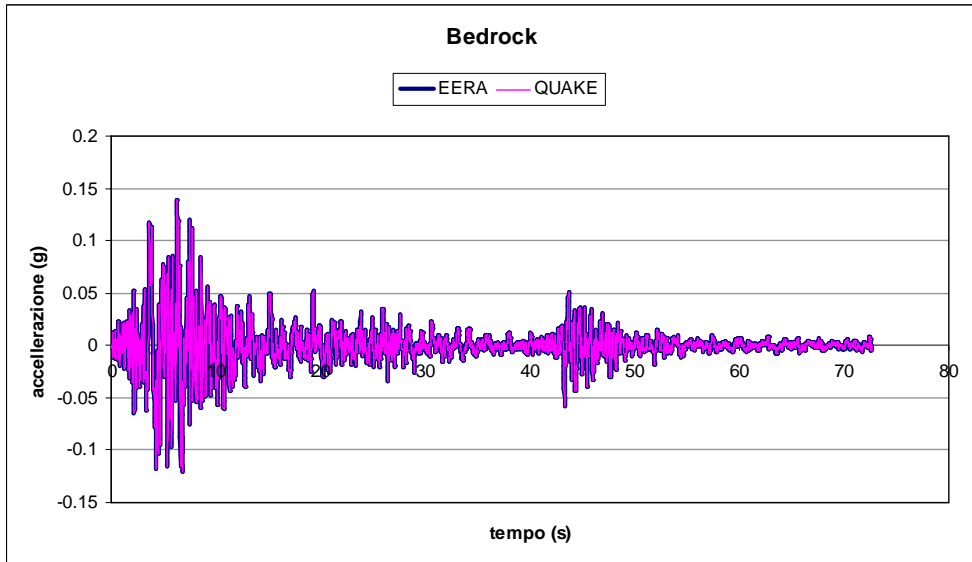
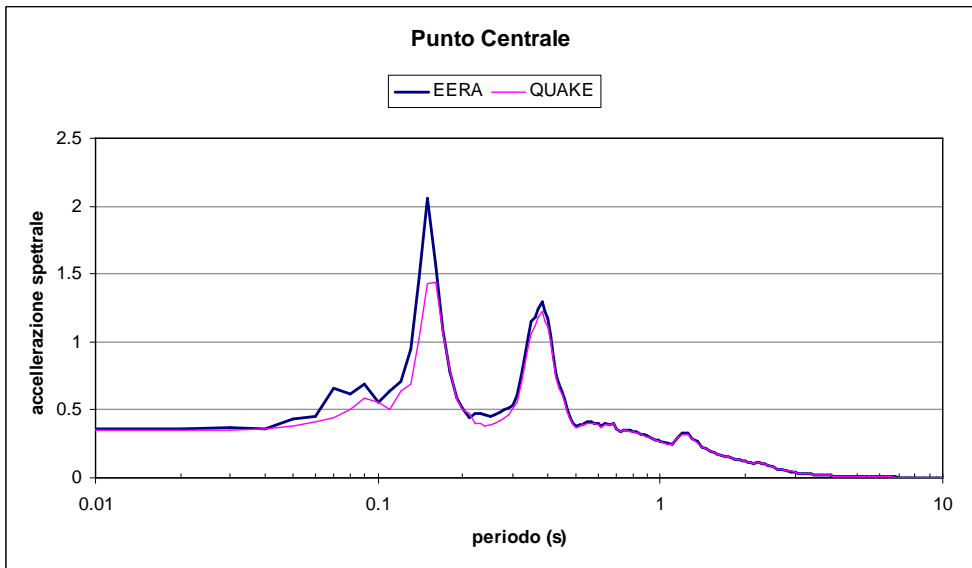


(a)





(b)



(c)

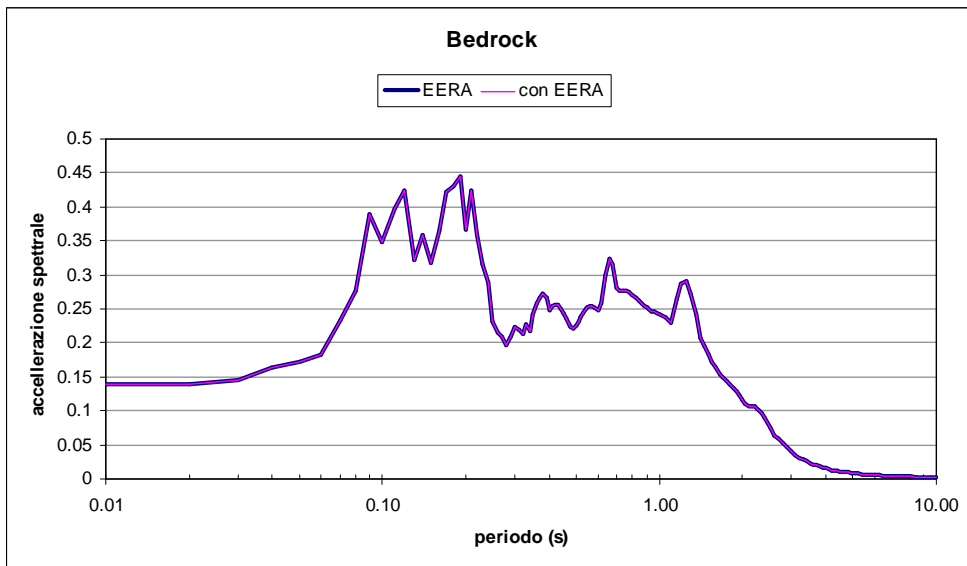
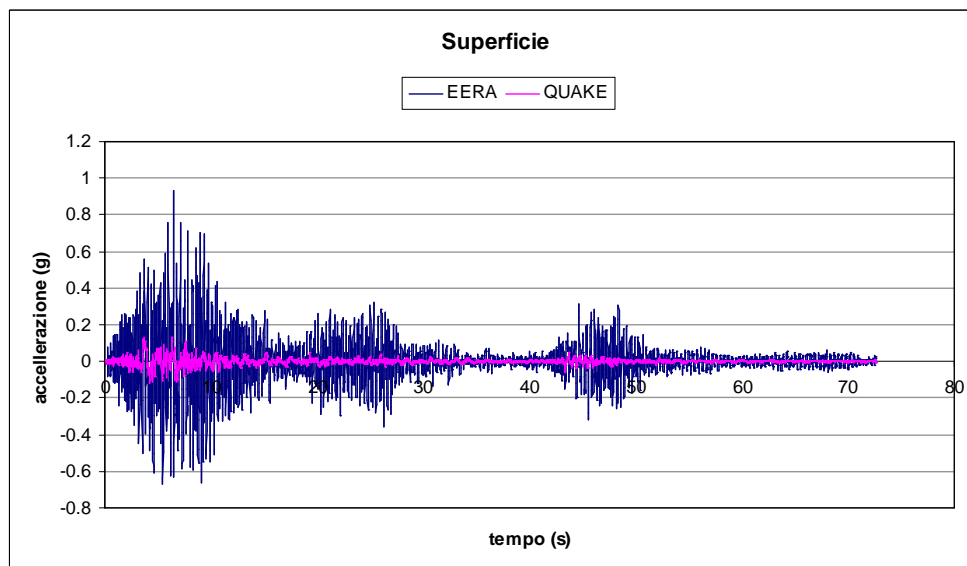
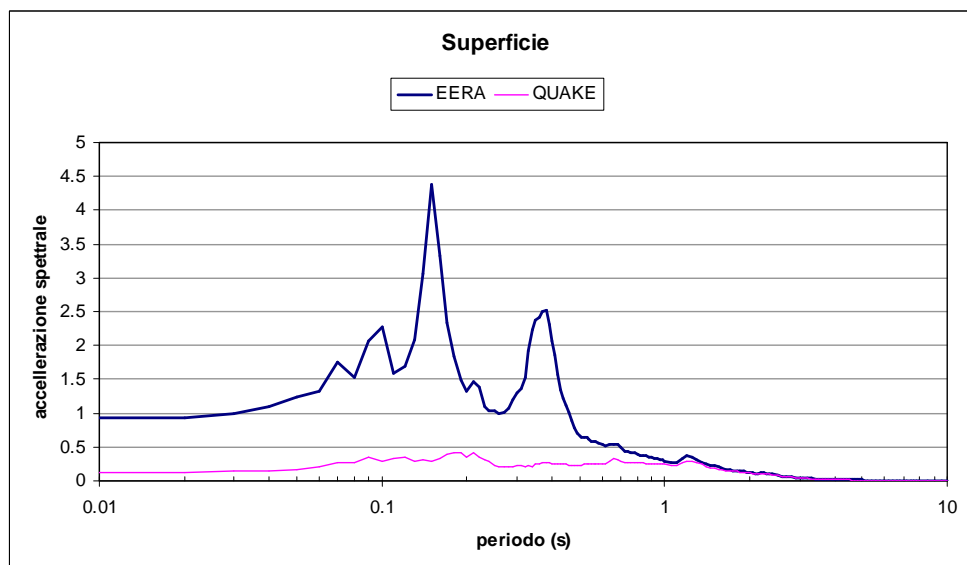
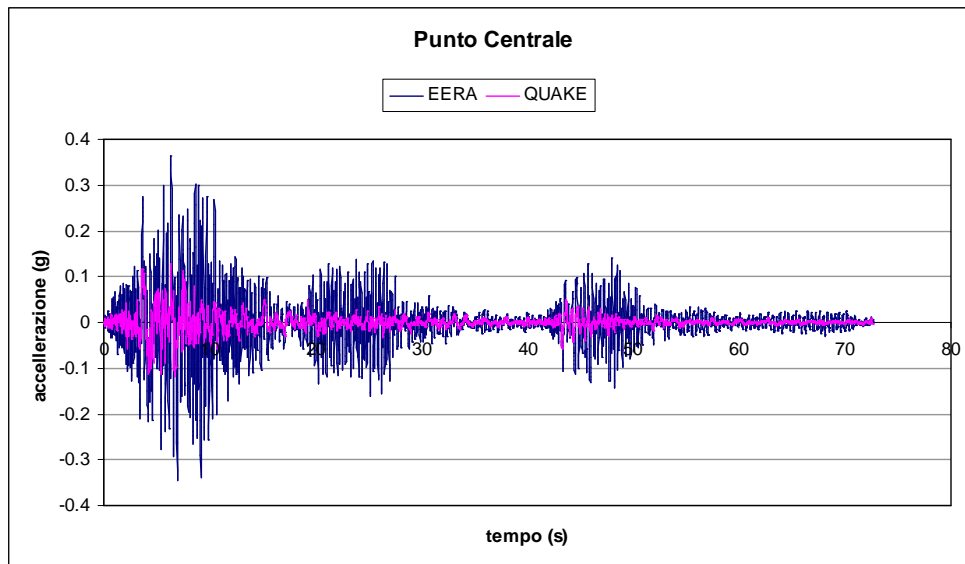


Figura 5.1.3.13 - Confronto tra i risultati di EERA e QUAKE/W e per l'analisi n°1, in alcuni punti del modello.

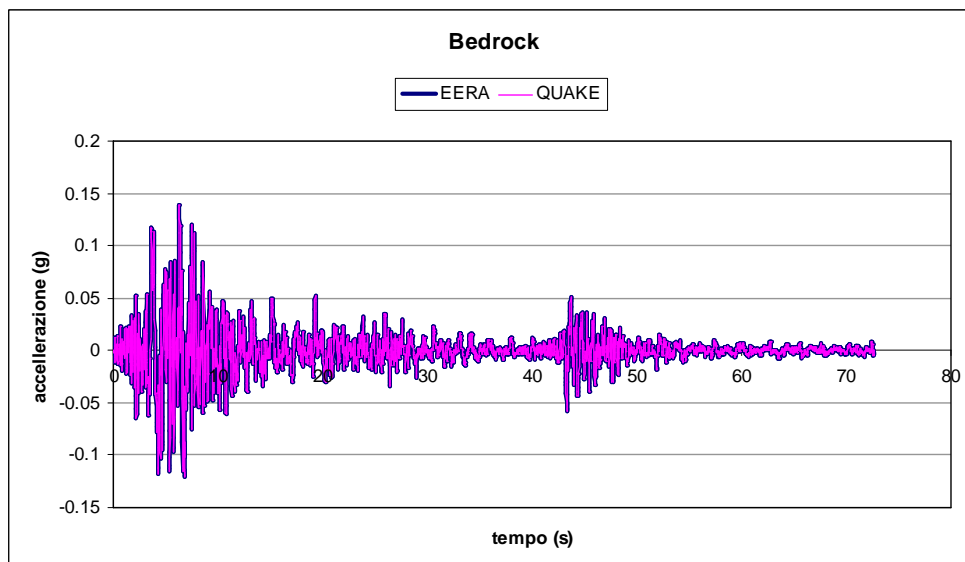
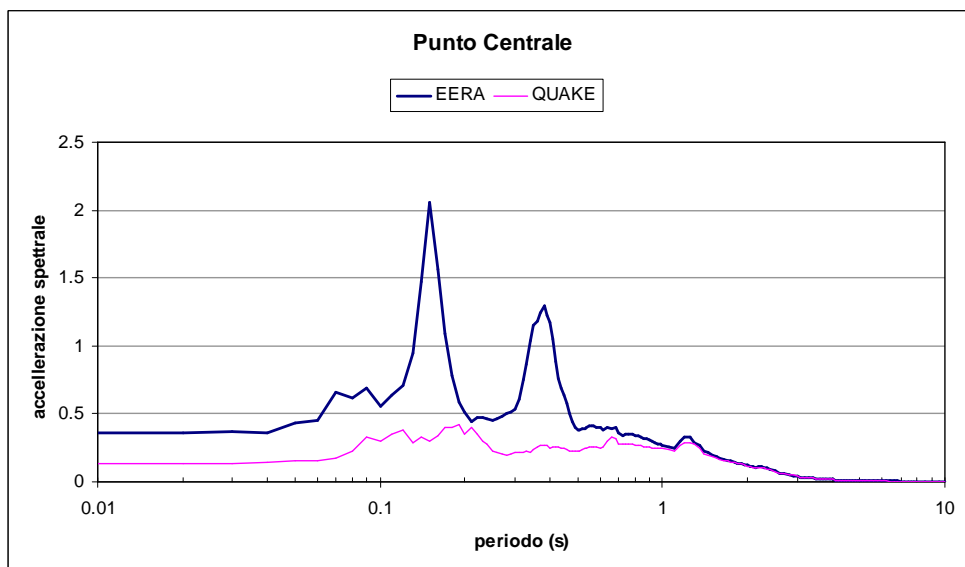


(a)





(b)



(c)

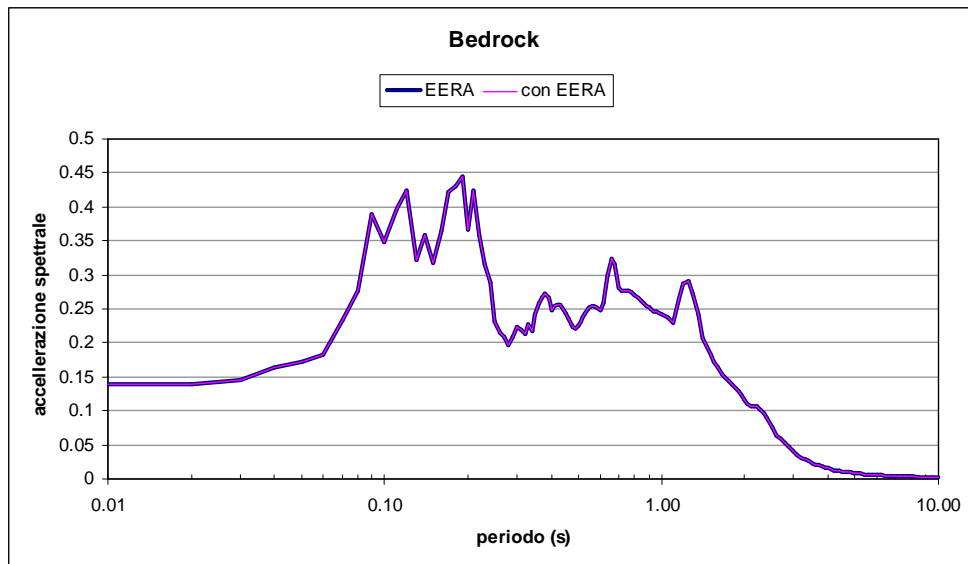
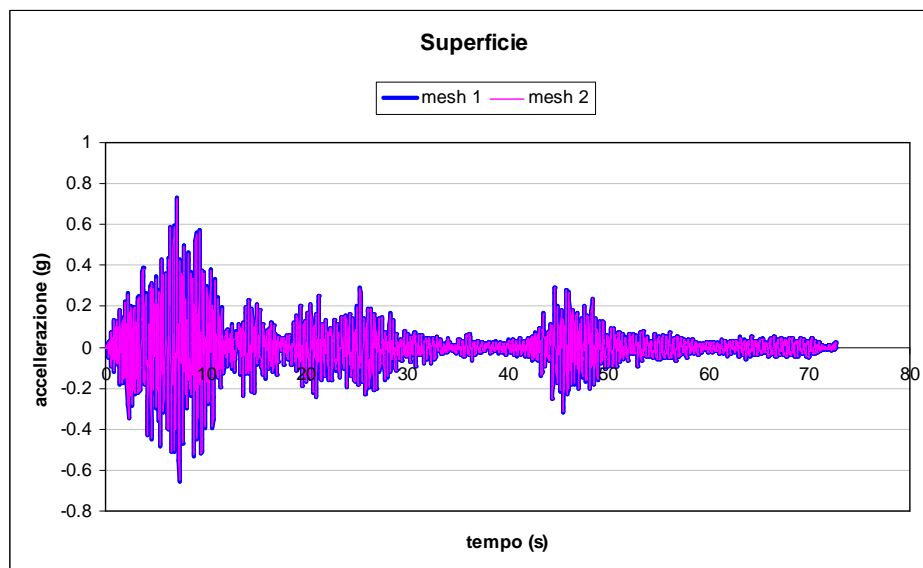
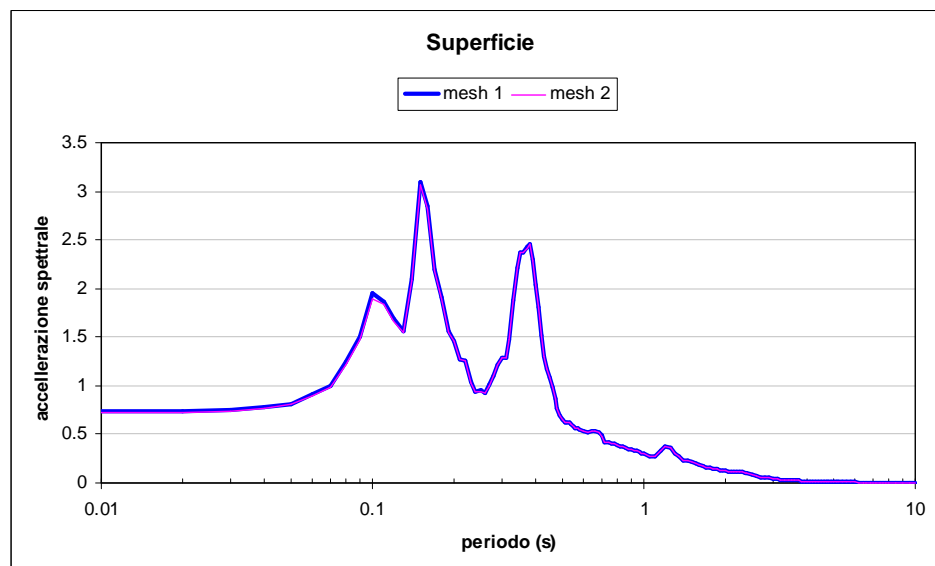


Figura 5.1.3.14 - Confronto tra i risultati di *EERA* e *QUAKE/W* per l'analisi n°3, in alcuni punti del modello.



(a)



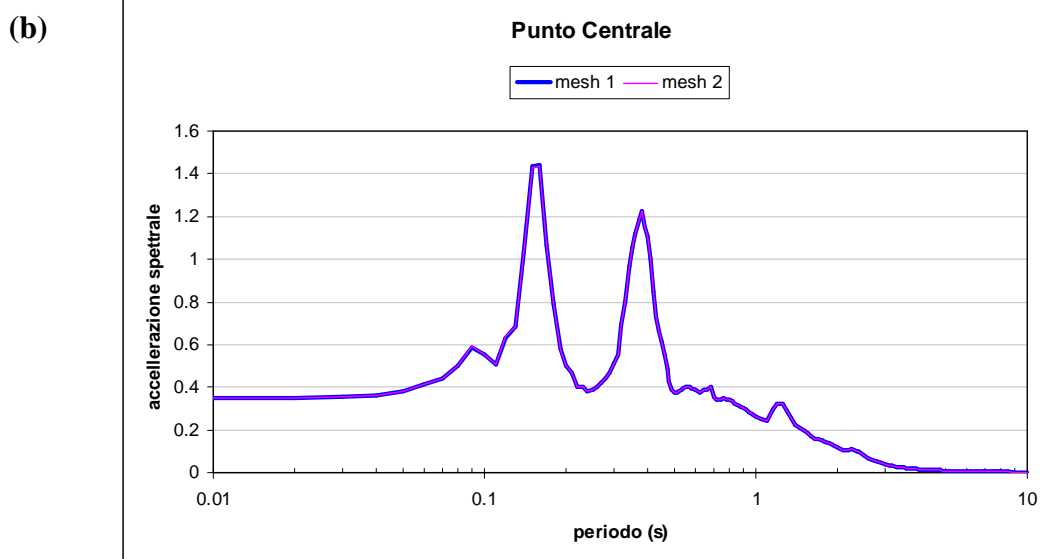
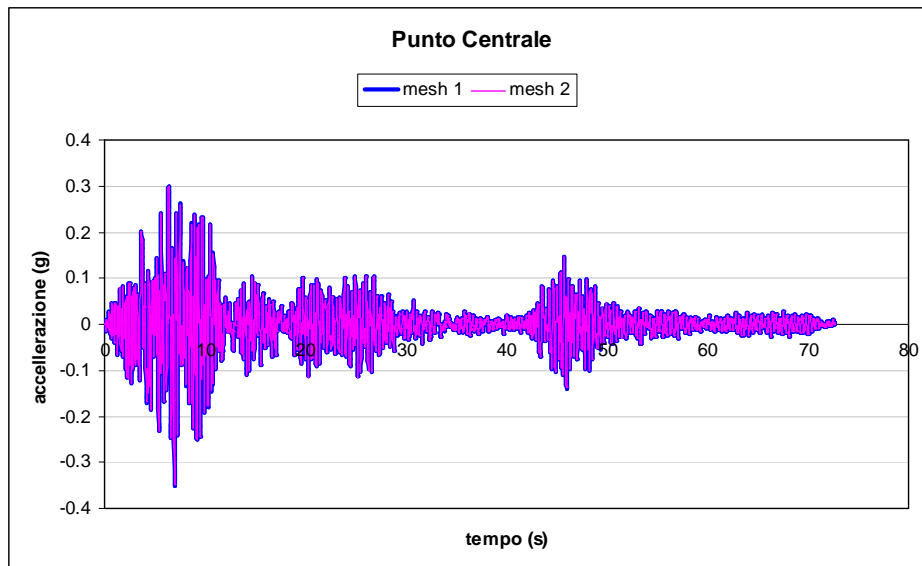
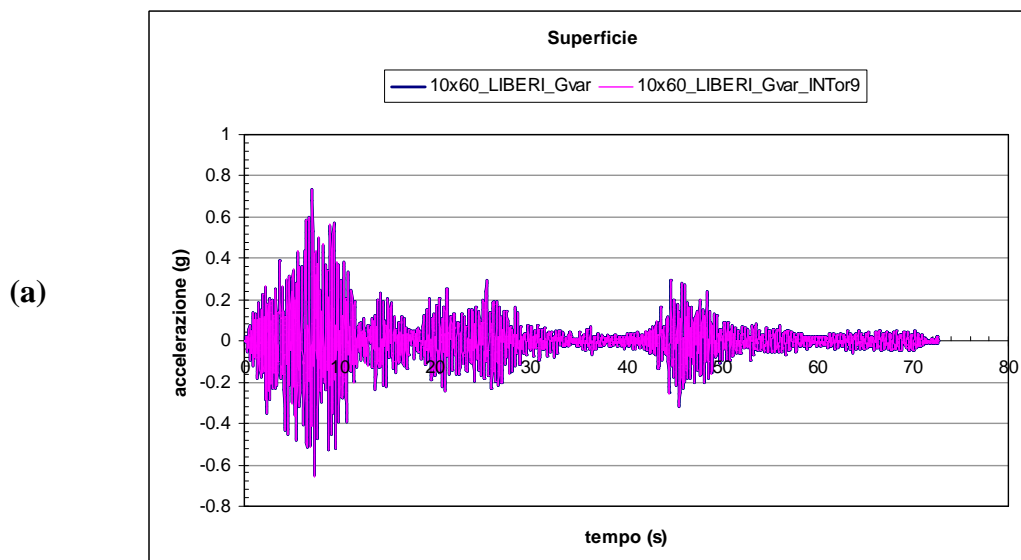
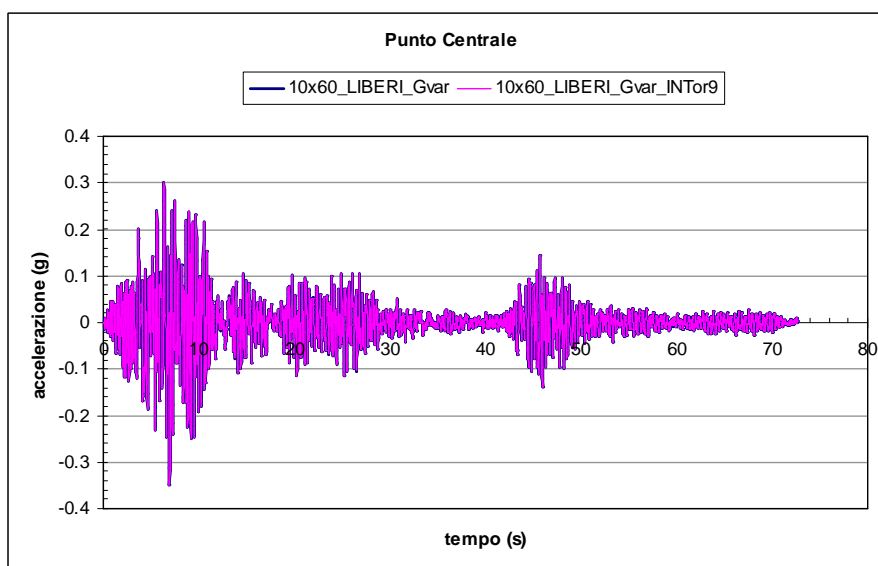
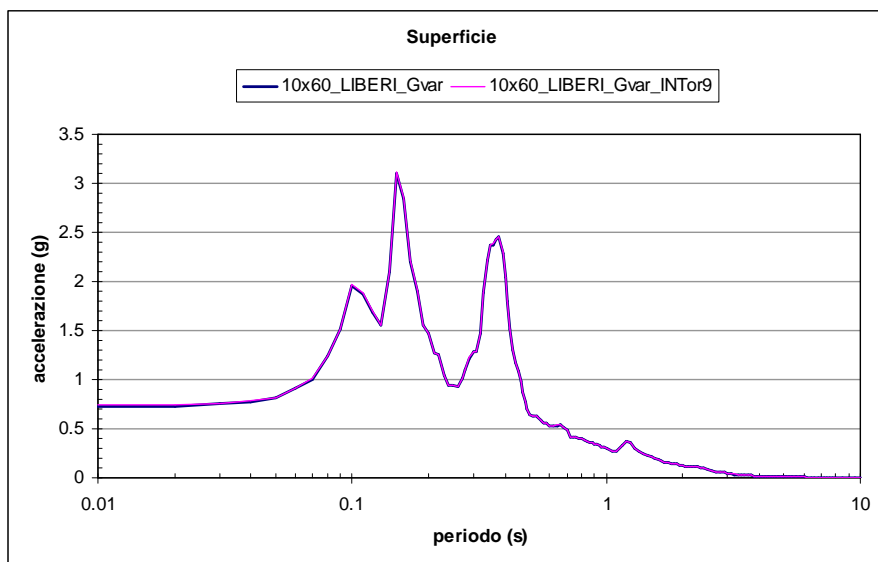


Figura 5.1.3.15 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1 e n°4 di Tabella 5.1.3.I: a) in superficie; b) punto centrale.





(b)

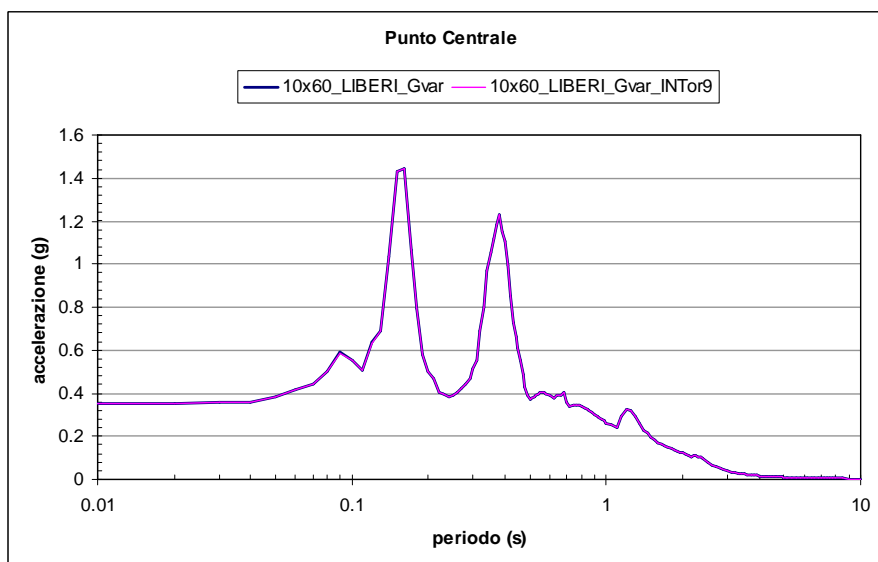
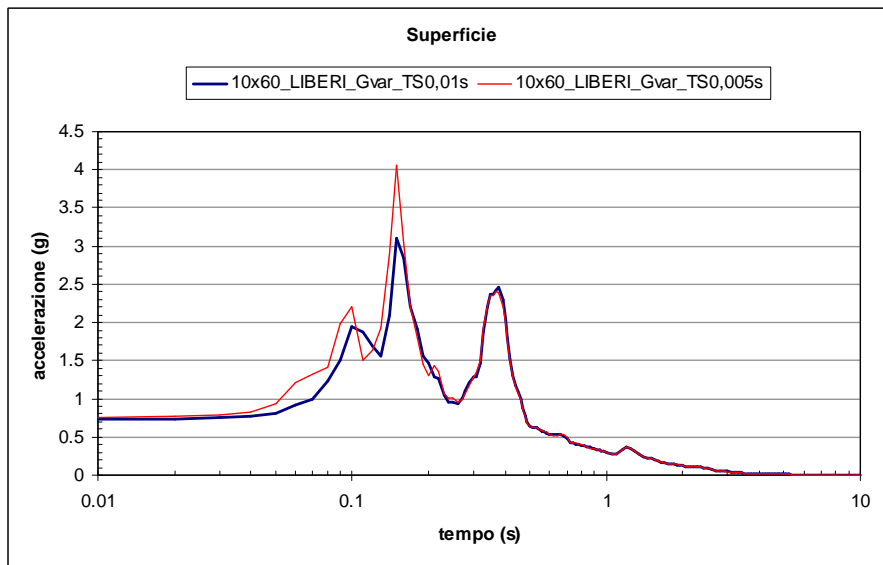
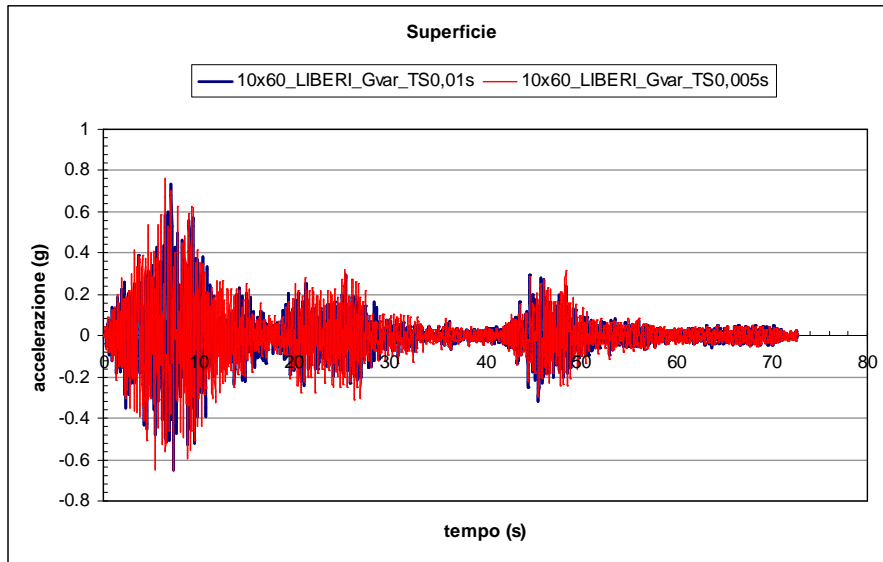
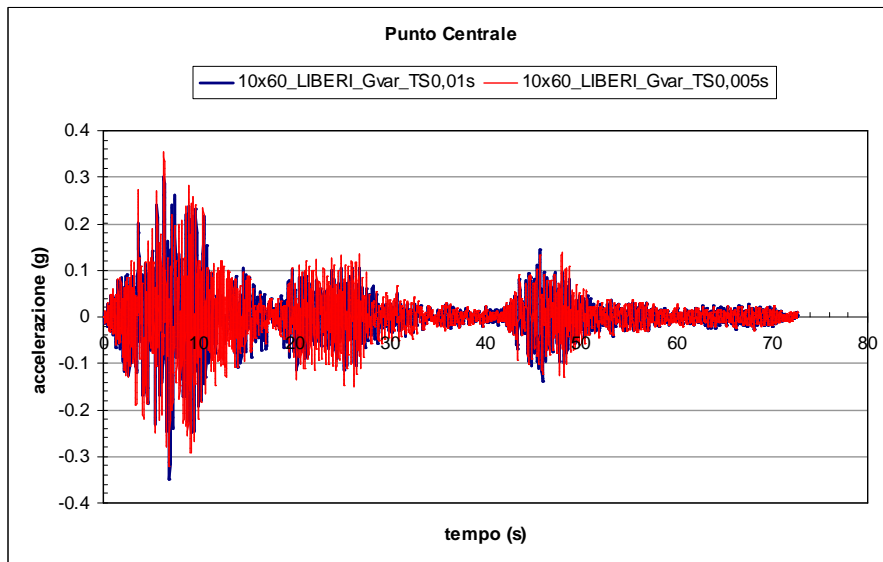


Figura 5.1.3.16 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1e n°1.1 di Tabella 5.1.3.I: a) in superficie; b) punto centrale.

(a)



(b)



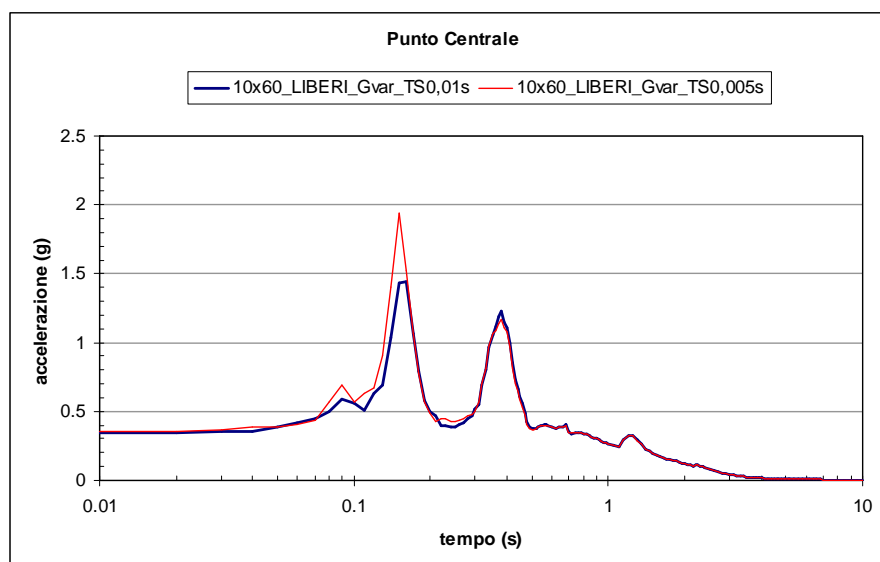


Figura 5.1.3.17 - Analisi *QUAKE/W*: confronto dei risultati delle analisi n°1e n°1.2 di Tabella 5.1.3.I: a) in superficie; b) punto centrale.

5.1.4 Risultati delle analisi per il terreno ideale considerato: modello visco-elastico lineare equivalente con rigidità variabile con la profondità

ANALISI EERA

La Figura 5.1.4.1 mostra il profilo di rigidità a taglio e della velocità delle onde di taglio inseriti come dati di input nel codice di calcolo *EERA*. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 5.1.4.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Seed e Sun, 1989 e Idriss, 1990) per $I_p=40\%$.

Le Figure 5.1.4.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come la accelerazione massima alla base pari a 0.1390 g subisce una amplificazione raggiungendo un valore di 0.693 g in corrispondenza della superficie.

In Figura 5.1.4.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto intermedio ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 5.1.4.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi, eseguite con il codice *QUAKE/W*, si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 5.1.1.1;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 5.1.4.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 5.1.4.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=0.24\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di input in *EERA*.

Le analisi illustrate nei precedenti paragrafi mostrano una certa influenza della dimensione del modello e dell'intervallo di lettura dell'accelerogramma sul risultato ottenuto mediante il codice di calcolo *QUAKE/W*.

Sulla scorta di queste considerazioni si è pensato di eseguire per un terreno avente comportamento non lineare soltanto le analisi riassunte in Tabella 5.1.4.I.

Tabella 5.1.4.1 – Analisi parametriche eseguite con il codice di calcolo *QUAKE/W*.

Analisi	distanza bordi ²⁰	mesh n° elementi ²¹	condizioni al contorno	
			spostamento orizzontale	spostamento verticale
1	5	120	libero	vincolato
1.1	5	120	libero	vincolato
2	50	720	libero	vincolato

Analisi 1.2: è stato modificato il passo temporale con cui il codice legge l'accelerogramma da $0.01s$ a $0.005s$.

L'accelerogramma è applicato alla base del modello come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo; come storia temporale delle accelerazioni è stata scelta quella

²⁰ dall'asse del modello.

²¹ si vedano le Figure 5.1.4.7 e 5.1.4.8.

registrata nella stazione di Bagnoli Irpino durante l'evento sismico del 1980 di cui si è già detto al capitolo 4.

In Figura 5.1.4.9 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W* con riferimento alla analisi n°1. Il corrispondente confronto per l'analisi n°2 è illustrato in Figura 5.1.4.10.

In Figura 5.1.4.11 sono riportati i risultati ottenuti dalle analisi n°1 e n°1.1 in cui l'unica differenza è il passo temporale con cui *QUAKE/W* legge l'accelerogramma; si osservano: una maggiore amplificazione alle alte frequenze per l'analisi con *time step* maggiore; una maggiore accuratezza del risultato ottenuto con passo temporale dimezzato. Comunque il notevole incremento dei tempi di calcolo che si produce dimezzando il passo temporale con cui *QUAKE/W* esegue l'analisi non giustifica la maggiore (ma in pratica trascurabile) accuratezza del risultato.

Il confronto tra i risultati ottenuti dalle analisi n°1 e n°2, in cui l'unica differenza è la distanza dall'asse dei bordi verticali del modello, è riportato in Figura 5.1.4.12: si osserva una minima differenza, sia in termini di accelerazioni che di spettro di risposta tra i risultati ma comunque trascurabile ai fini della determinazione della Risposta Sismica Locale di un deposito di terreno orizzontale.

Ciò è in linea con il risultato ottenuto nelle precedenti analisi.

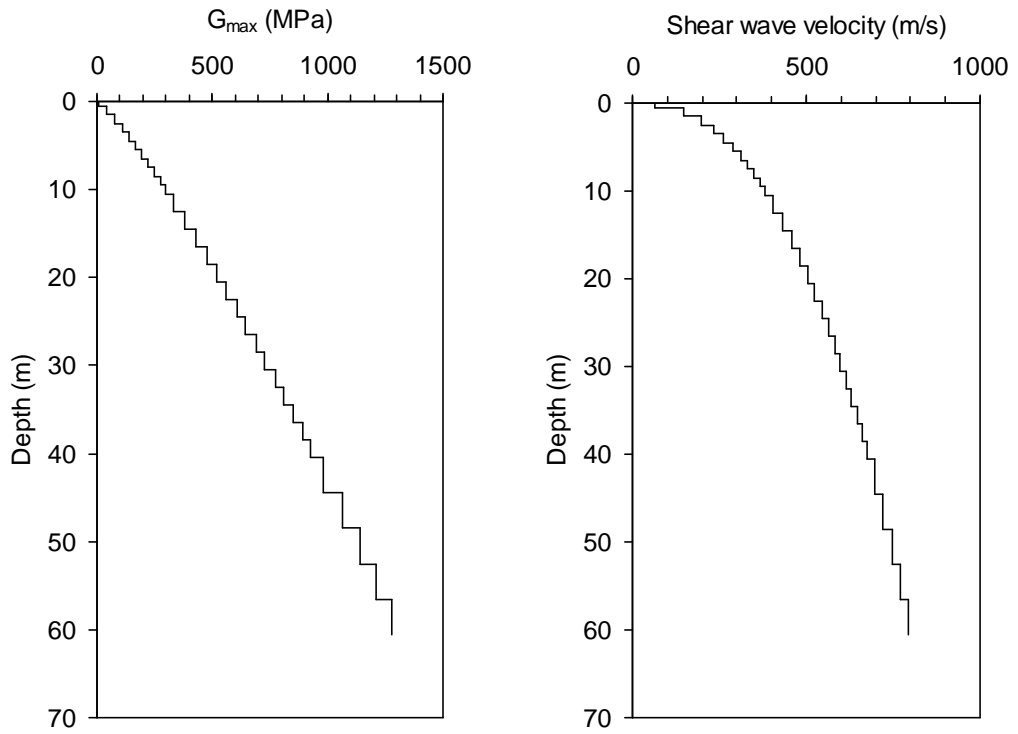


Figura 5.1.4.1 - Analisi *EERA*: andamenti di G_0 e di V_s con la profondità.

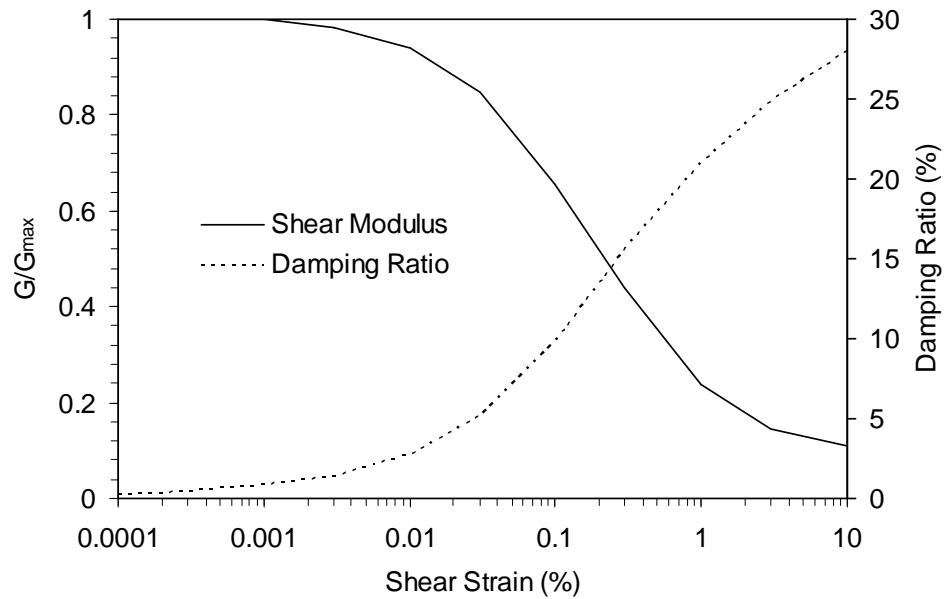


Figura 5.1.4.2 - Analisi *EERA*: curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

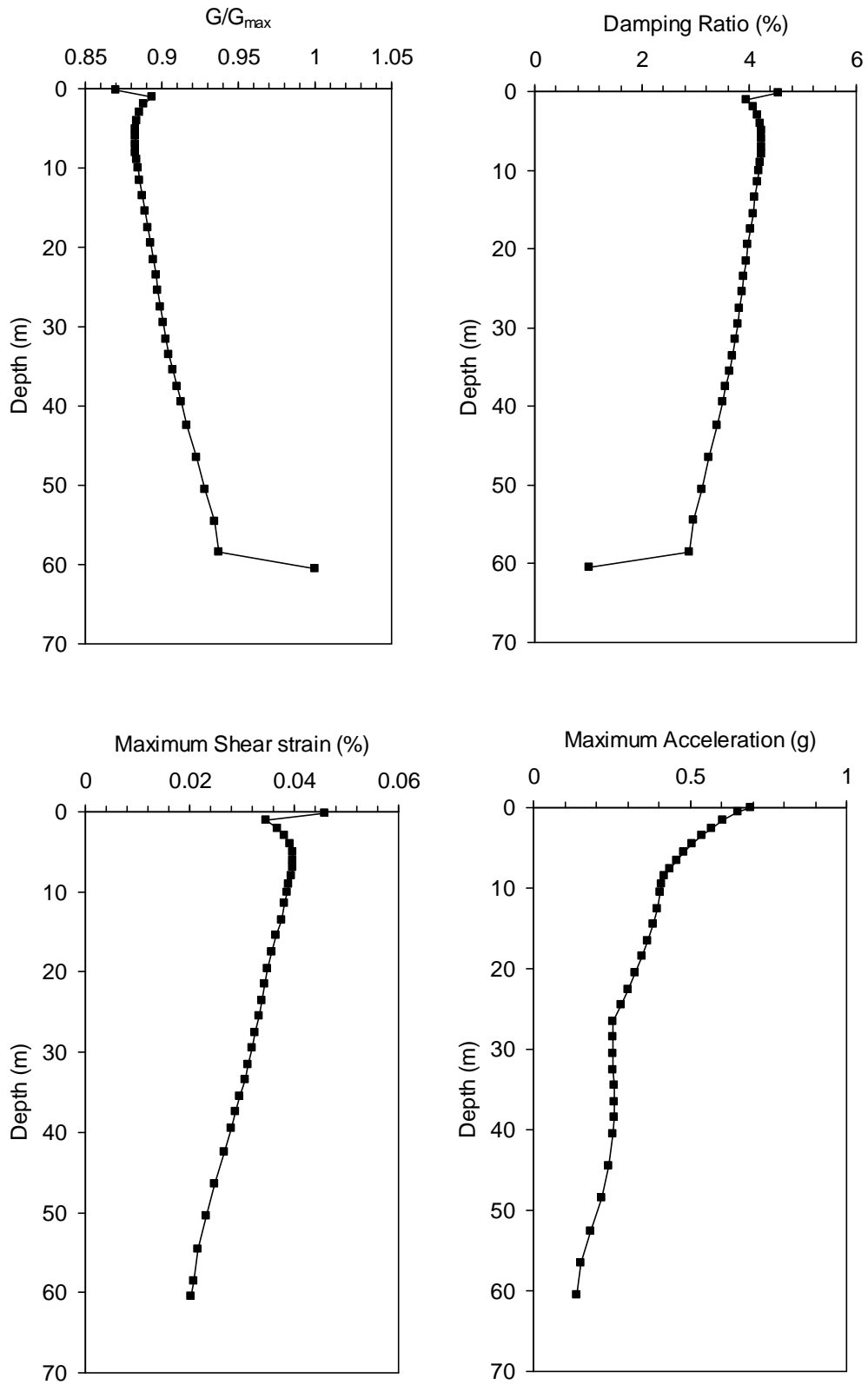


Figura 5.1.4.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

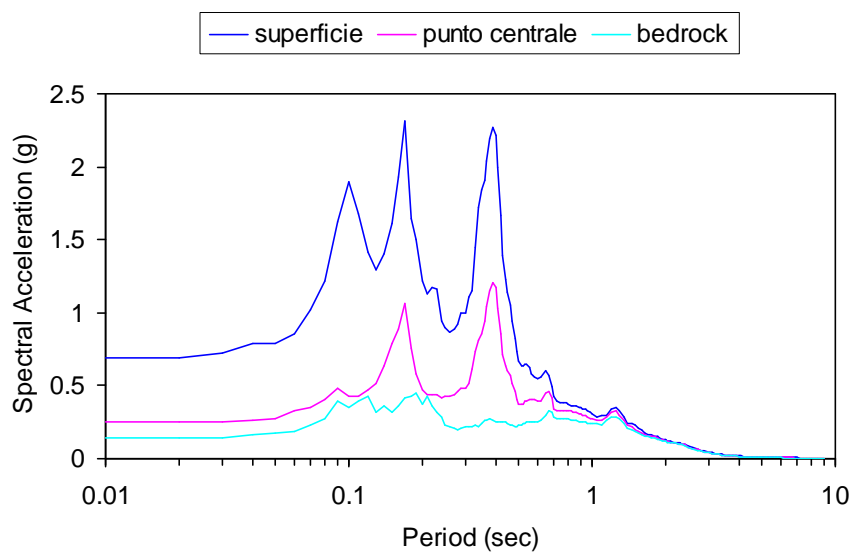
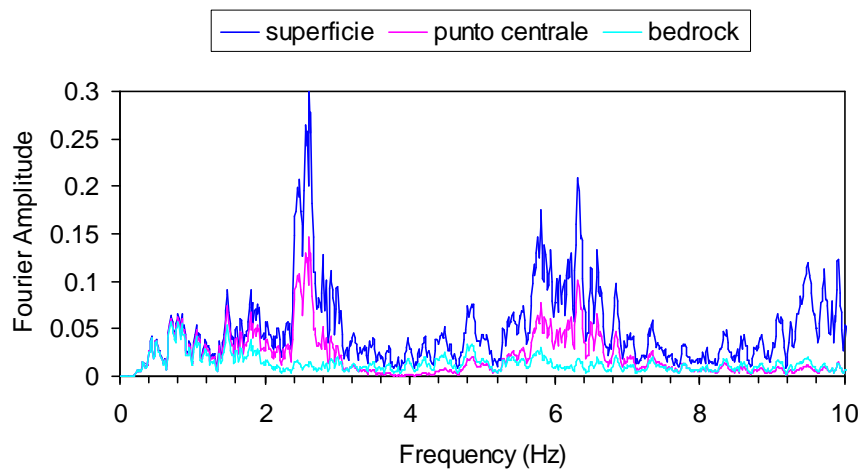
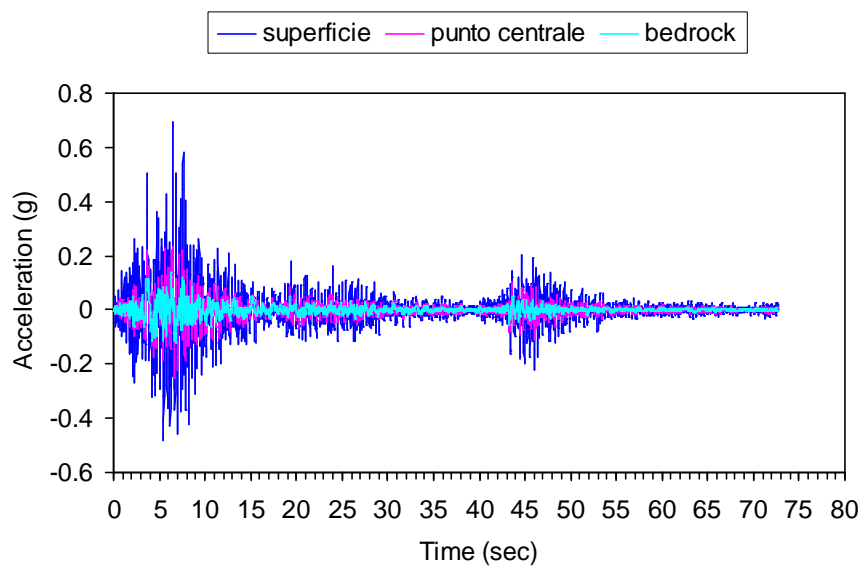


Figura 5.1.4.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

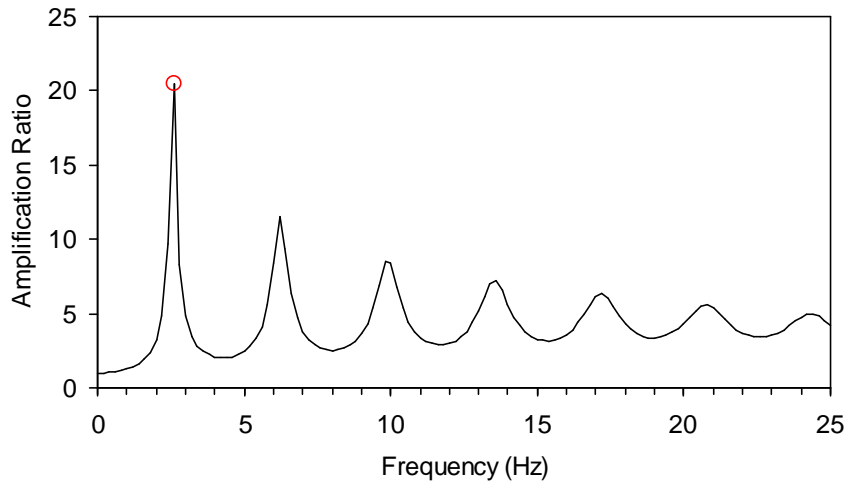
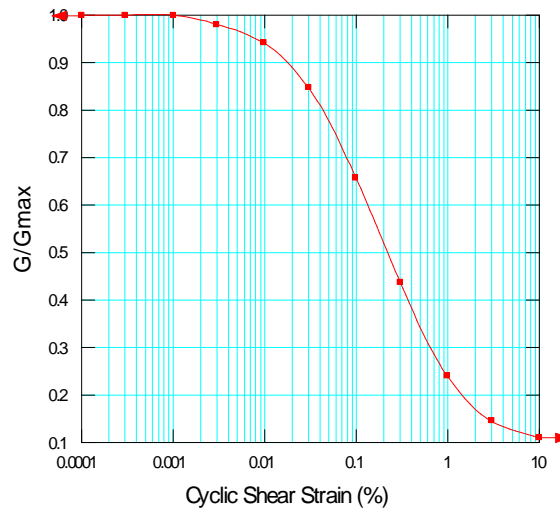
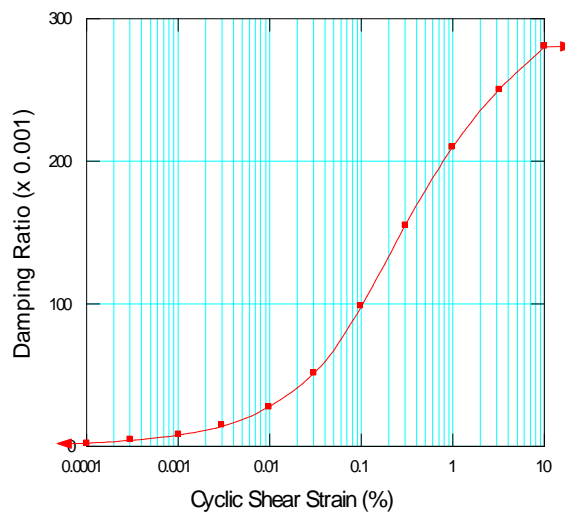


Figura 5.1.4.5 - Analisi *EERA*: funzione di amplificazione.



(a)



(b)

Figura 5.1.4.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

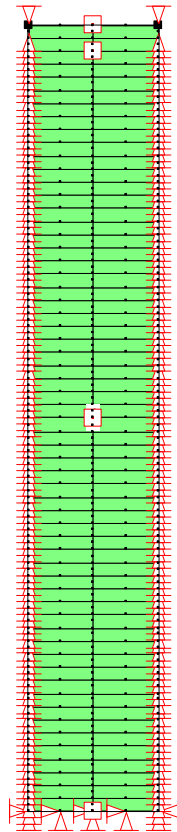


Figura 5.1.4.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

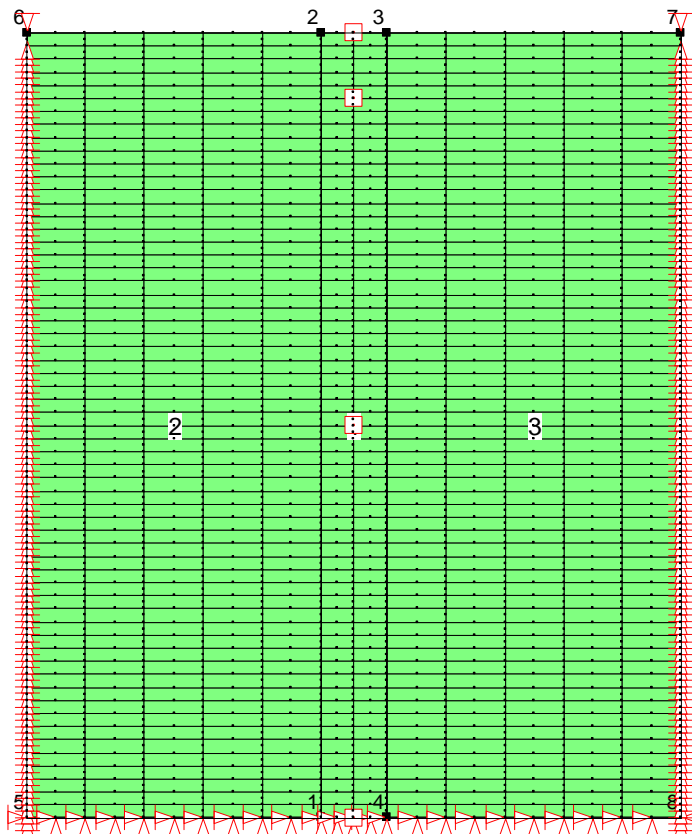


Figura 5.1.4.8 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 100x60 a 720 elementi e 2305 nodi.

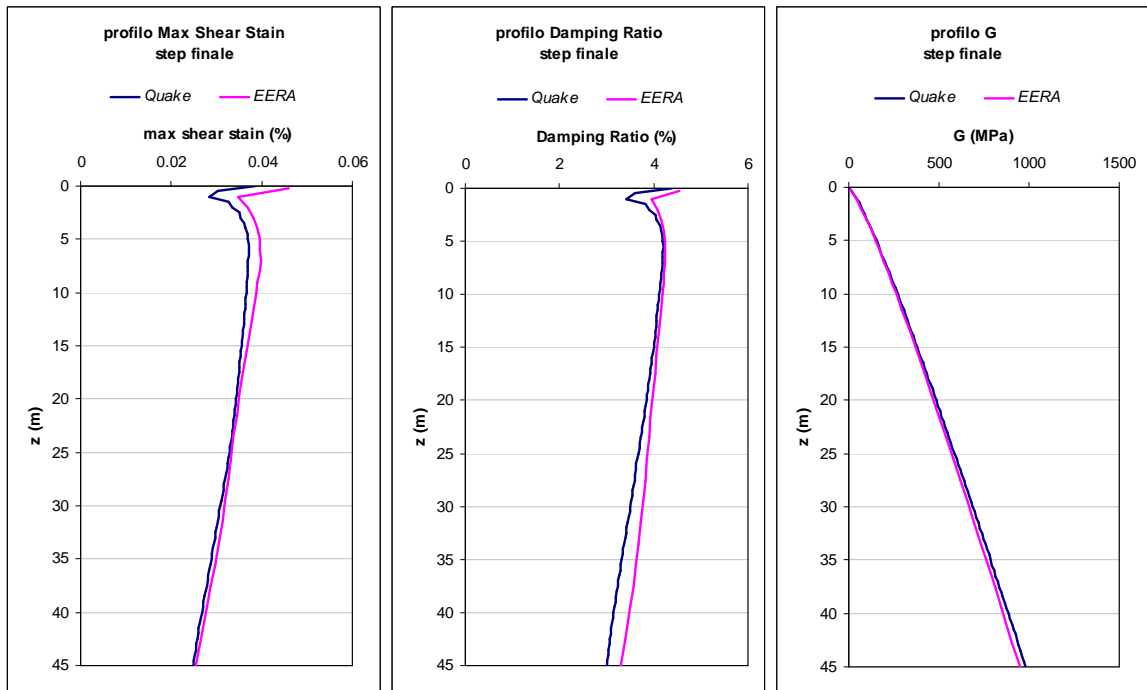


Figura 5.1.4.9 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*: modello 10x60.

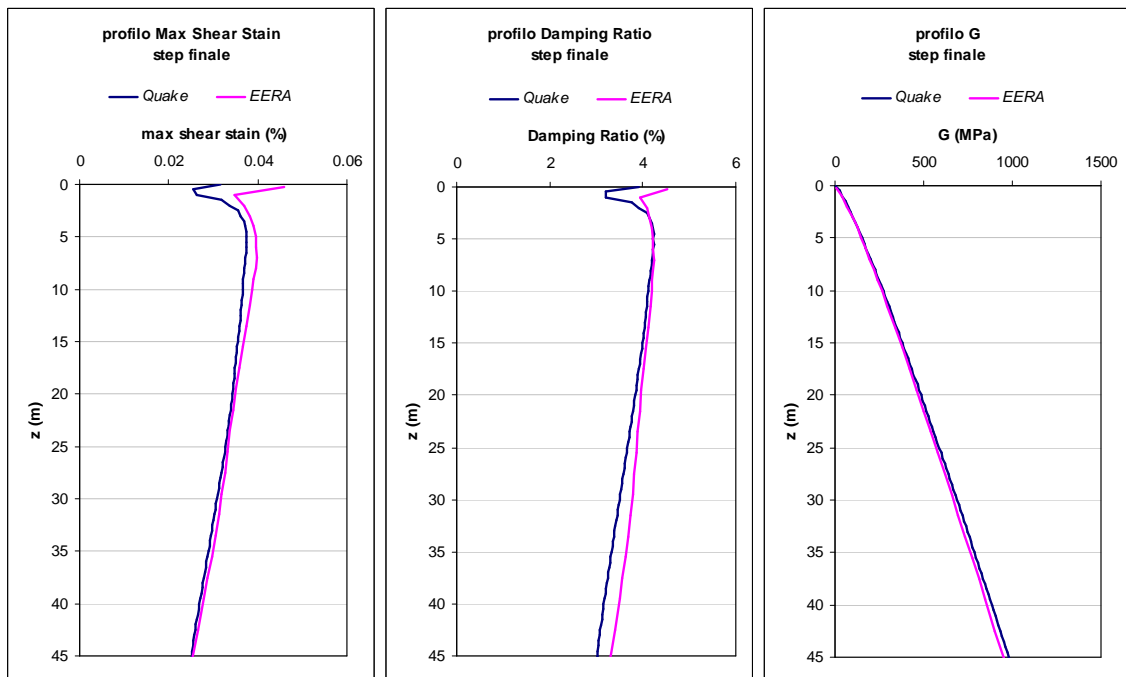
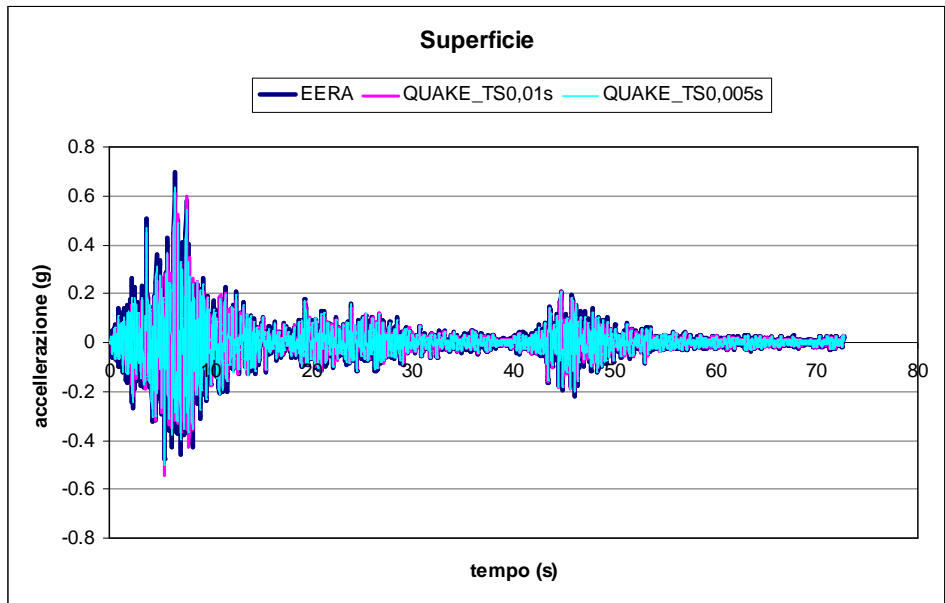
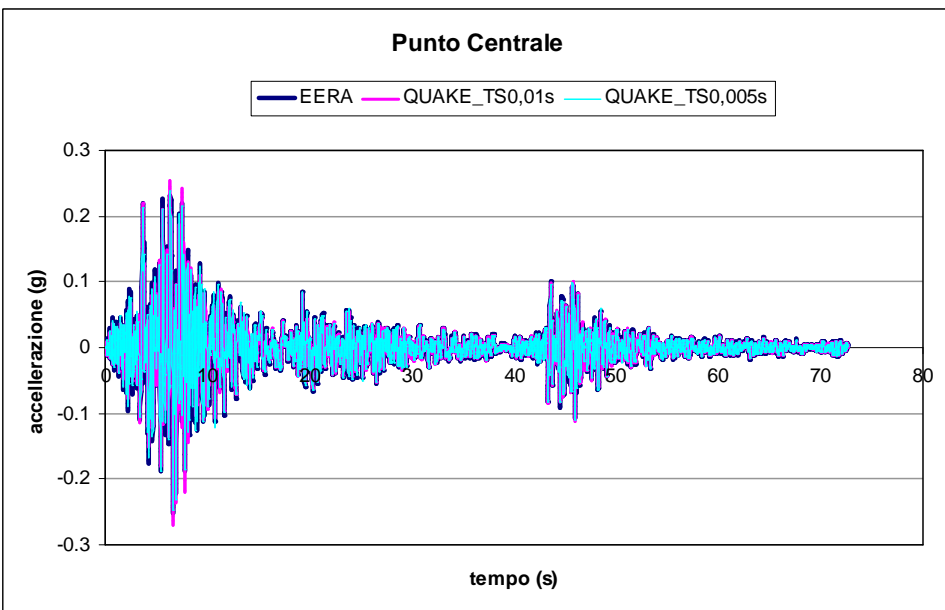
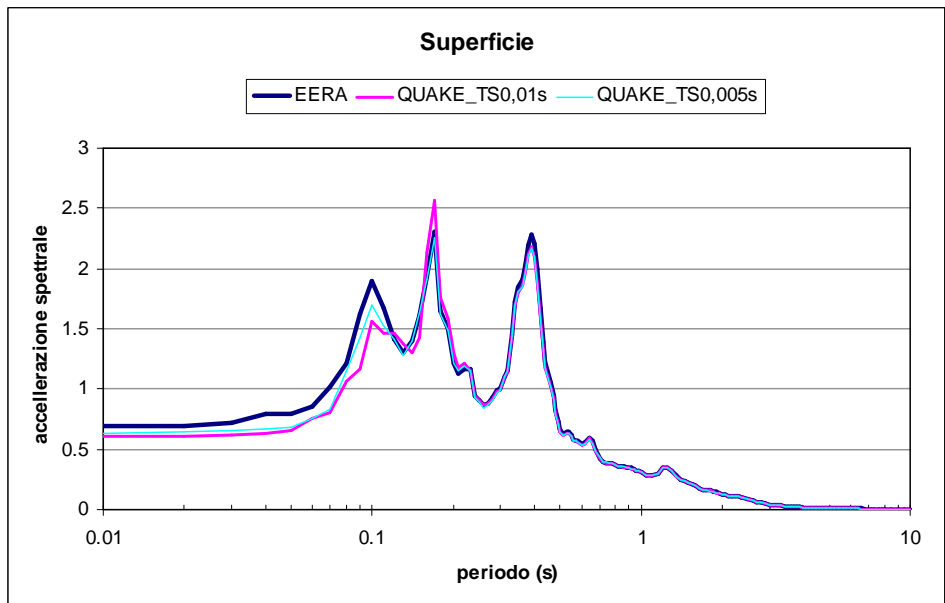


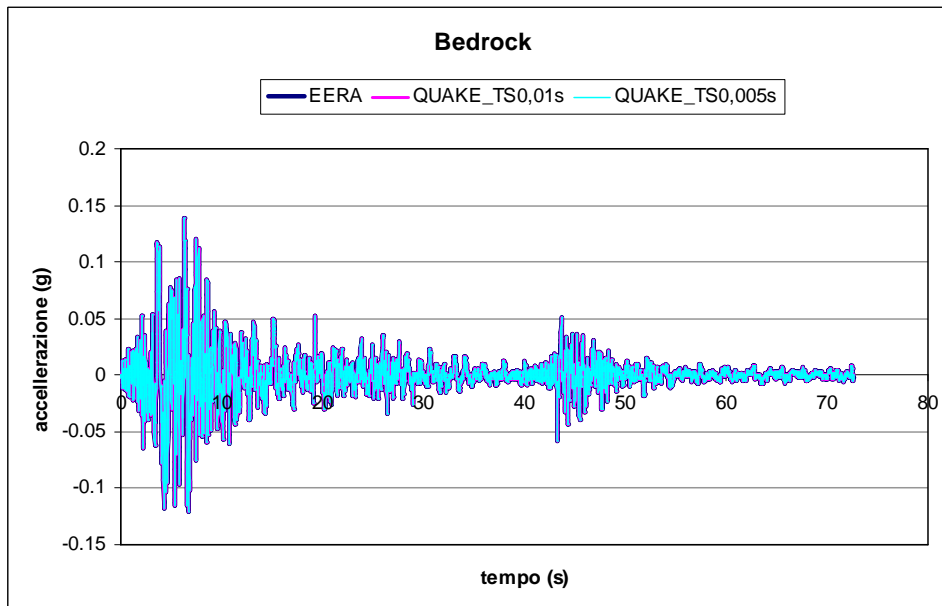
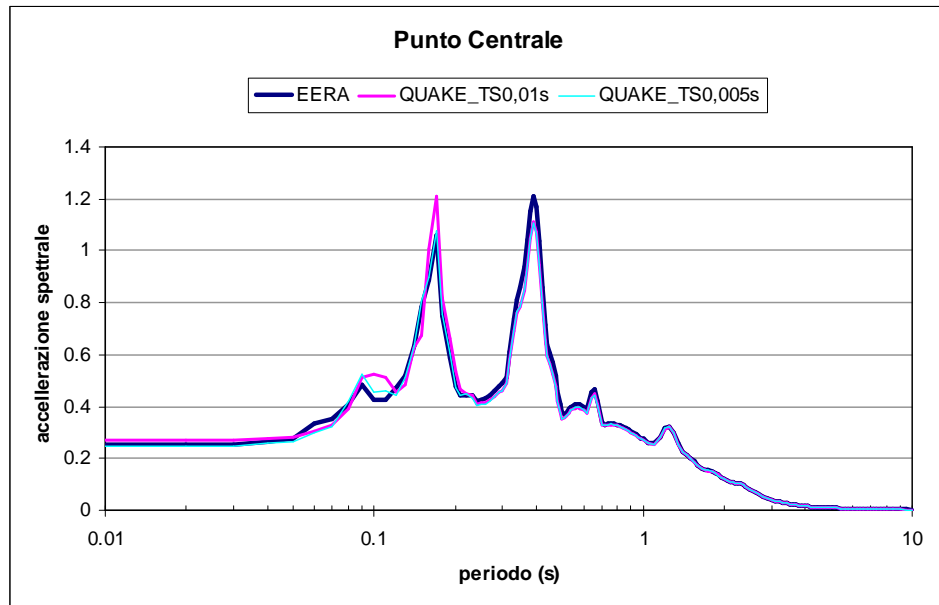
Figura 5.1.4.10 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*: modello 100x60.



(a)



(b)



(c)

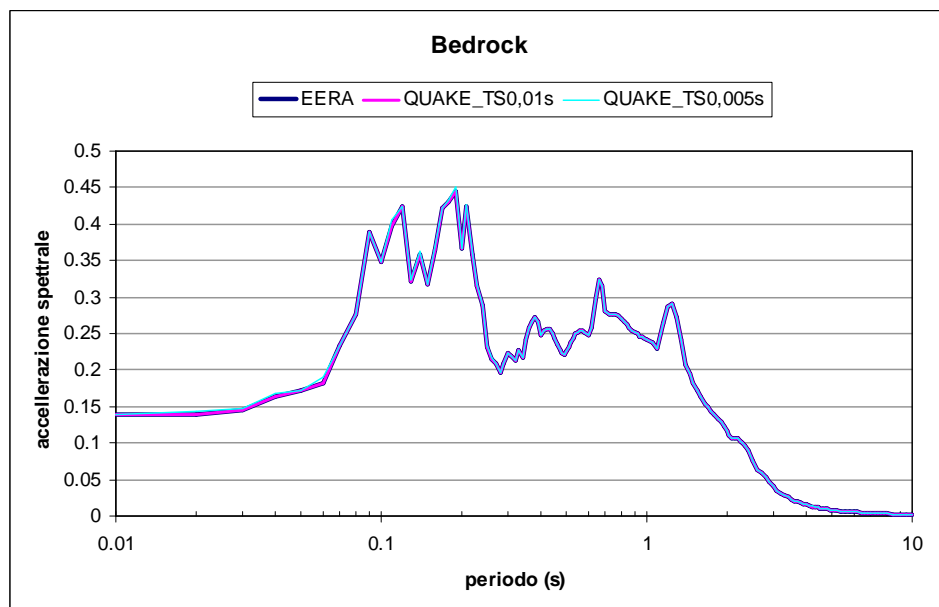
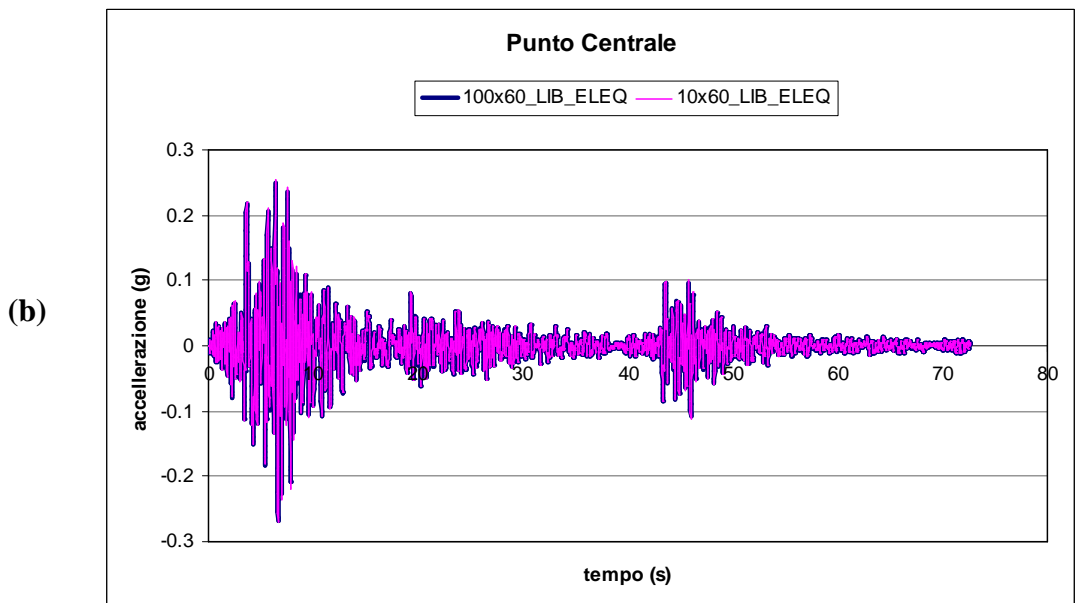
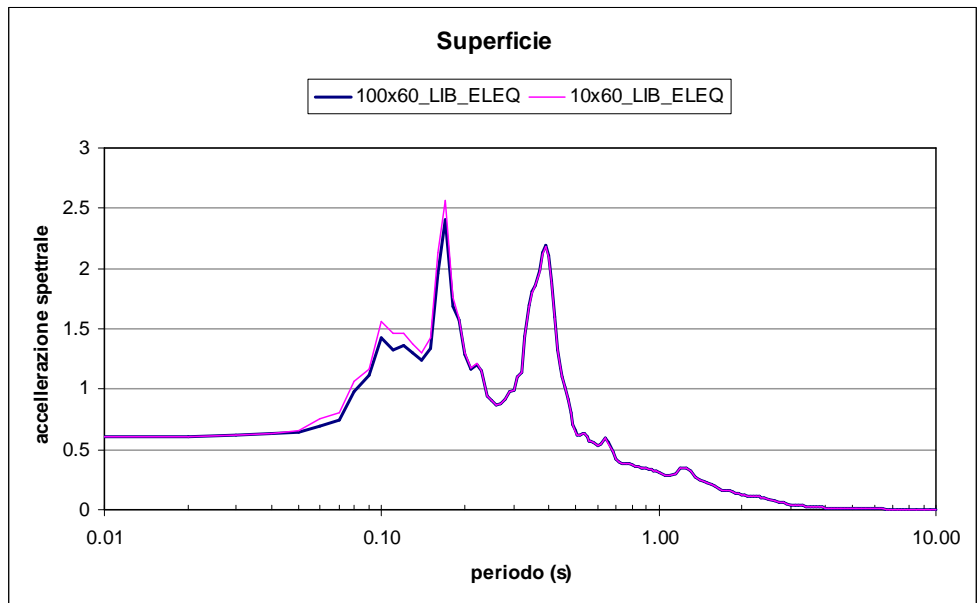
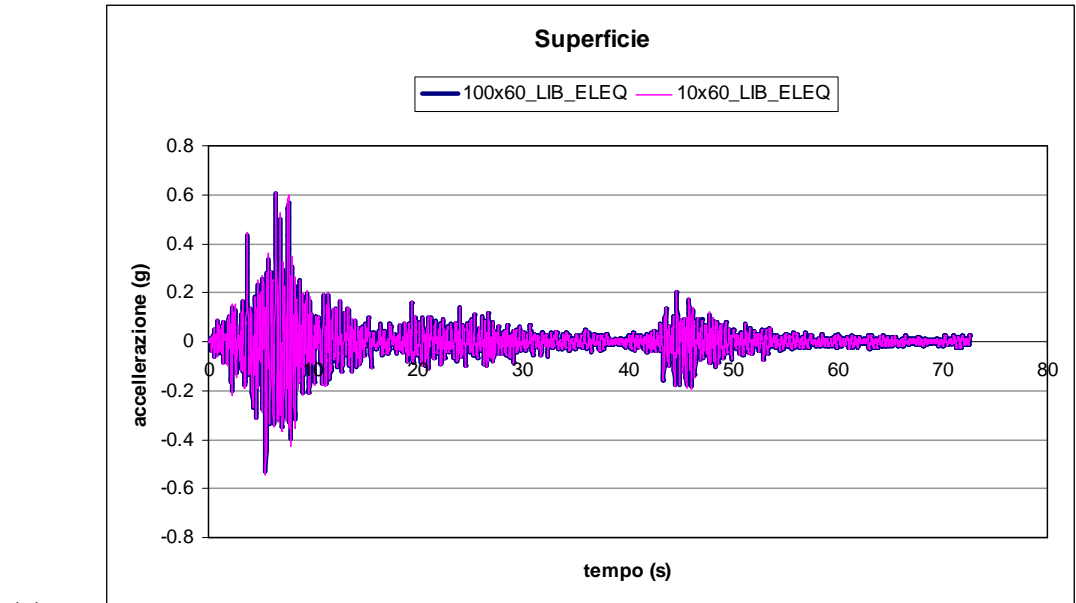
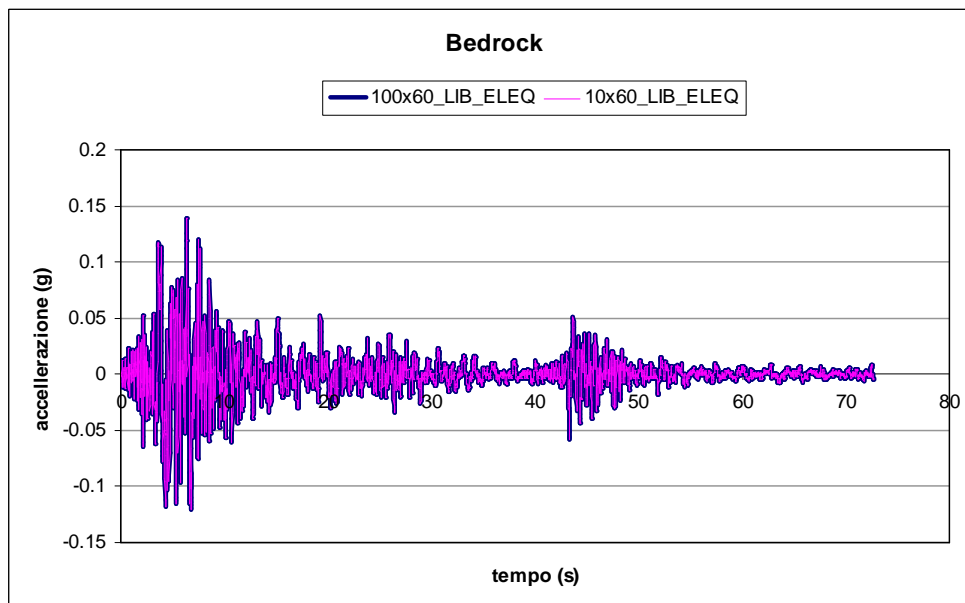
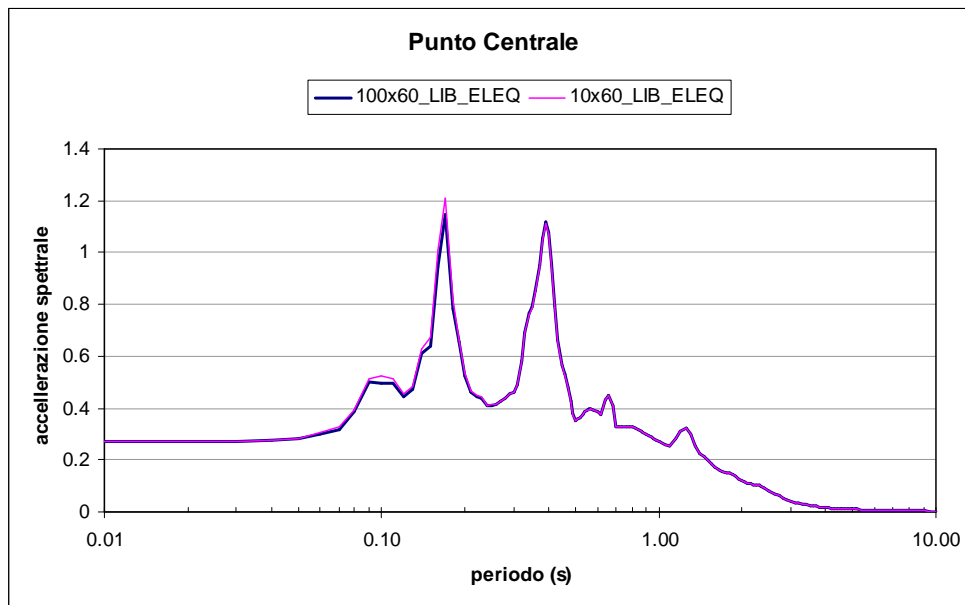


Figura 5.1.4.11 - Confronto tra i risultati di *EERA* e *QUAKE/W* per l'analisi n°1 e n°1.1 di Tabella 5.1.4.I.





(c)

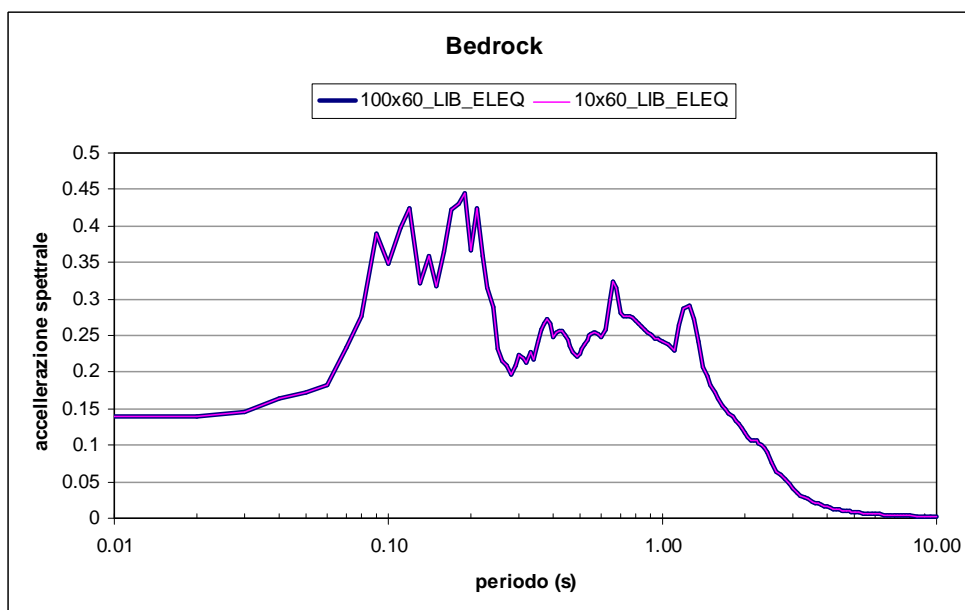


Figura 5.1.4.12 - Confronto tra i risultati di *EERA* e *QUAKE/W* per l'analisi n°1 e n°2 di Tabella 5.1.4.I.

5.1.5 Conclusioni

Pertanto al termine di questa serie di analisi parametriche preliminari possiamo postulare che ai fini di una analisi di Risposta Sismica Locale MONODIMENSIONALE utilizzando il codice di calcolo *QUAKE/W* è sufficiente:

- utilizzare un modello costituito da una colonna di terreno larga almeno 10 m;
- come condizione al contorno è indispensabile vincolare alla traslazione verticale i bordi verticali e vincolare alla traslazione verticale ed orizzontale la base del modello;
- non adottare contorni viscosi;
- discretizzare la colonna in elementi finiti aventi altezza tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = V_S / (6 \div 7 * f_{\max})$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa; nei casi analizzati $f_{\max} = 7\text{Hz}$ e $h = 1\text{m} < h_{\max}$ sempre;
- adottare un passo temporale di lettura dell'accelerogramma che sia pari almeno al passo di campionamento dell'accelerogramma applicato; generalmente un valore pari a 0.01 s è sufficiente per ottenere un buon compromesso tra accuratezza della soluzione e tempo di calcolo;
- Adottare un ordine di integrazione pari a 4;
- Adottare elementi finiti rettangolari abilitando i nodi secondari per una maggiore accuratezza della soluzione.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

Coefficient of Equivalent Shear Stress =0.65 (valore di *default*)

Coefficient of Equivalent Shear Strain = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)

Equivalent Number of Cycles =10 (valore di *default*)

Stress Limit For Liquefaction=0 (valore di *default*)

Max number of iterations =10 (valore di *default*)

Tolerance (%) =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)

5.2 Codice di calcolo PLAXIS

Sono state eseguite preliminarmente una serie di analisi parametriche visco-elastiche lineari per testare il codice *PLAXIS* con l'obiettivo di verificare quale fosse l'influenza sulla risposta fornita in termini di:

- 1) distanza dei bordi laterali del modello;
- 2) dimensione degli elementi finiti in cui il modello è stato discretizzato;
- 3) *time step* con cui *PLAXIS* esegue l'analisi.

5.2.1 Casi ideali di riferimento

Le analisi effettuate sono state realizzate considerando un'argilla normalconsolidata (*terreno tipo 2*), avente le seguenti proprietà fisico-meccaniche:

$$\gamma' = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\nu' = 0.375 \quad \Rightarrow \quad K_0 = \frac{\nu'}{1-\nu'} = 0.6$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$\varphi' = 24^\circ$$

$$I_p = 44$$

$$R = \frac{p'_y}{p'} = 1.5$$

Il *bedrock* è stato posizionato a 45 m di profondità dal piano campagna.

Lo stato tensionale iniziale è stato definito considerando la falda posizionata al livello del piano campagna, assumendo pari a 10 kN/m³ il peso dell'unità di volume dell'acqua.

Il profilo della rigidezza a taglio iniziale G_0 con la profondità, Figura 5.2.1.1, è stato definito utilizzando la relazione proposta da Viggiani (1992) nella quale l'andamento di G_0 con la pressione media efficace p' è ben interpolato da una relazione di potenza che è espressa nella forma

$$\frac{G_0}{p_r} = S \cdot \left(\frac{p'}{p_r} \right)^n \cdot R^m \quad (5.2.1.1)$$

in cui $p_r = 1 \text{ kPa}$ è una pressione di riferimento utilizzata per rendere adimensionale la relazione, S , n ed m sono coefficienti di rigidezza, i cui valori sono stati determinati in

funzione dell'indice di plasticità I_p , $S = 600$; $n = 0.82$; $m = 0.36$ ed R è il grado di sovraconsolidazione espresso in termini di pressione media efficace.

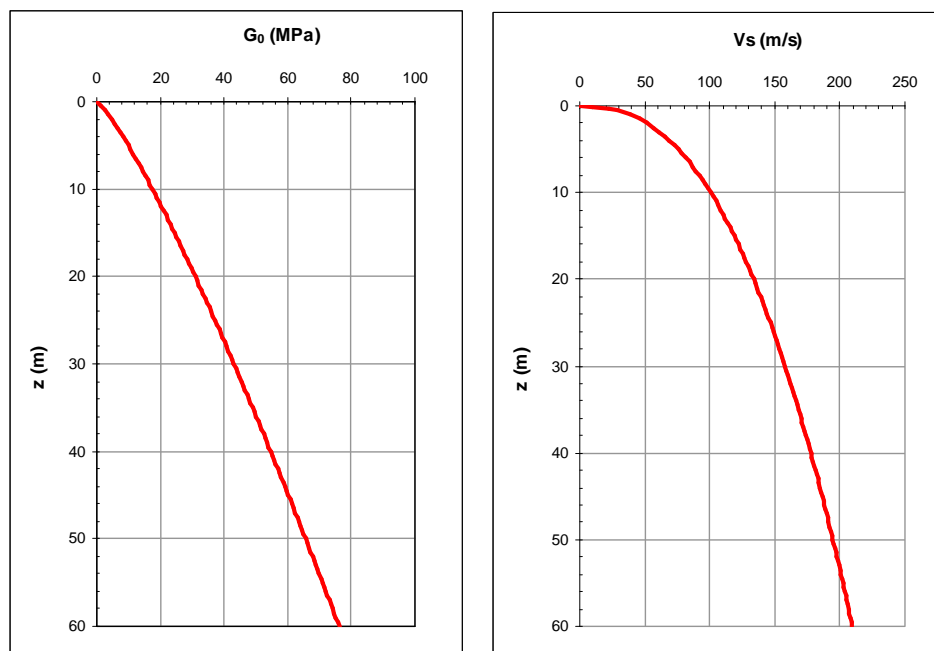


Figura 5.2.1.1 - Profilo di G_0 e di V_s per il terreno ideale adottato per le analisi parametriche con il codice *PLAXIS*.

Per quanto riguarda le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio sono state valutate con riferimento ai risultati tipici della letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per indice di plasticità pari a $I_p = 44$ (Figura 5.2.1.2).

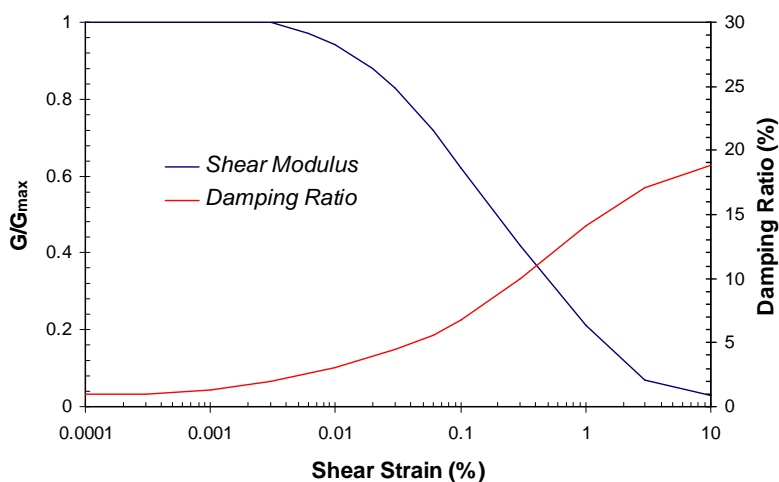


Figura 5.2.1.2 - Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, utilizzate per le analisi preliminari con il codice di calcolo *PLAXIS*.

L'accelerogramma utilizzato è quello ottenuto dalla deconvoluzione del segnale sismico registrato nella stazione di Kalamata, Grecia 13.XI.1980 preventivamente scalato ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, Figura 5.2.1.3.

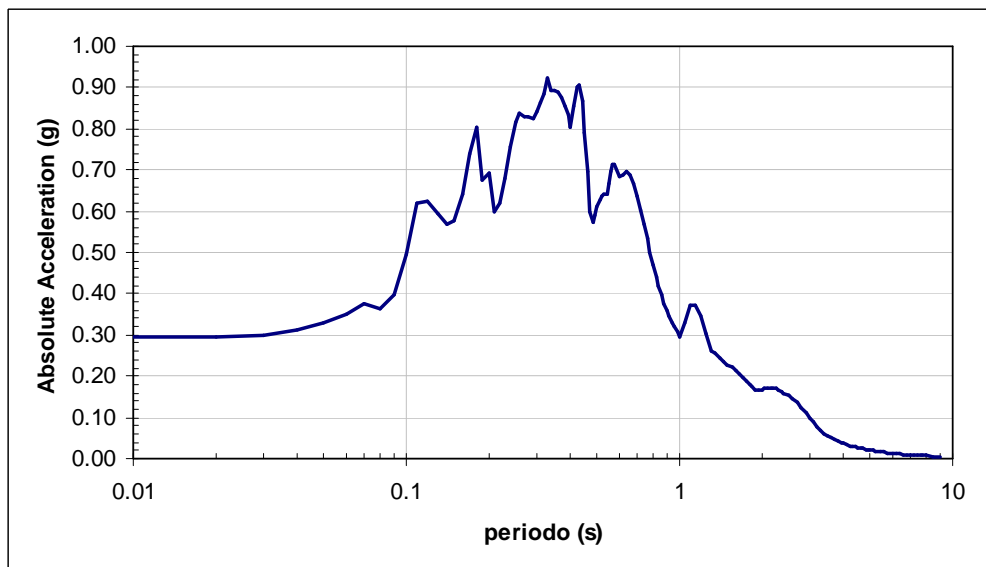
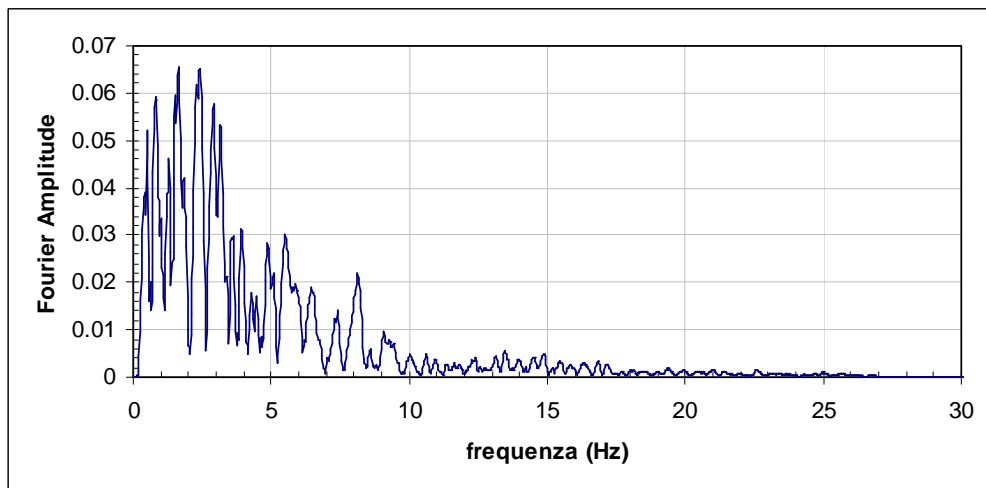
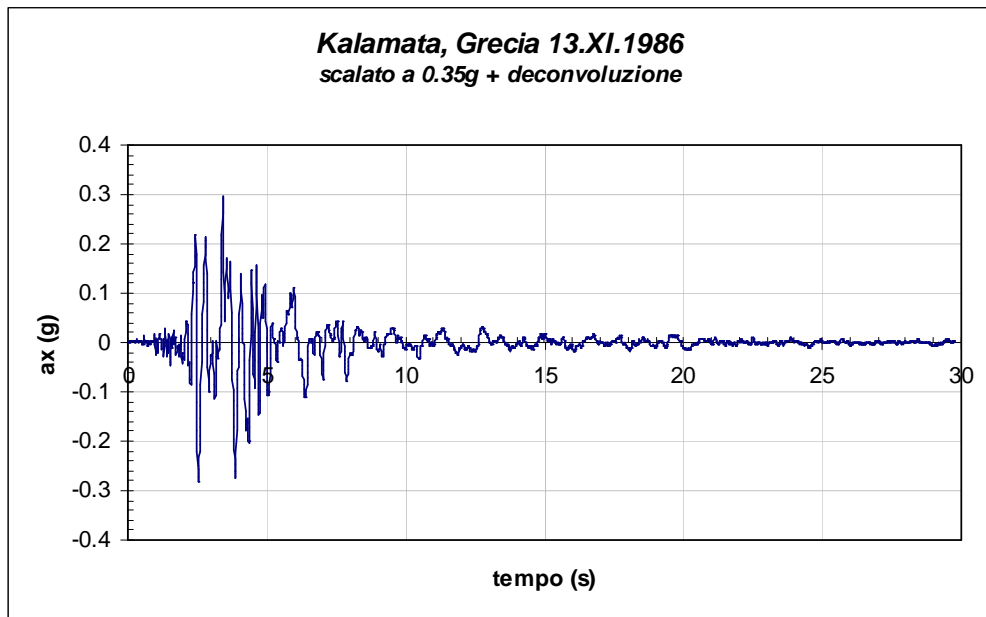


Figura 5.2.1.3 - Risultato della deconvoluzione dell'accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0.35g, per il terreno ideale di riferimento per le analisi preliminari con il codice *PLAXIS*.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di *input* le rigidezze e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidezza e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidezza e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidezza e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidezza e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input;
- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione e adottati per tutte le analisi parametriche sono riportati in Tabella 5.2.1.I.

In Figura 5.2.1.4a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 5.2.1.4b illustra il corrispondente andamento del modulo di Young con la profondità.

La Figura 5.2.1.6 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di

smorzamento è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico ed è compreso tra 0.5 Hz e 1.6 Hz (Figura 5.2.1.5).

Per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati sono stati attribuiti i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è pari 0.03 s.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxiation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 5.2.1.I

strato	n° strato
z	profondità min – profondità max [m]
spessore	spessore del substrato [m]
γ	peso dell'unità di volume [kN/m ³]
ξ	coefficiente di smorzamento [%]
α	parametro di smorzamento di Rayleigh
β	parametro di smorzamento di Rayleigh
E_{ref}	modulo di Young [kPa]
ν	coefficiente di Poisson
k_0	coefficiente di spinta a riposo

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico-lineare*

materiale tipo: *Drenata*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	ξ [%]	α	β	E_{ref} [kN/m ²]	ν	k_0
1	0-2	2	17	14.62	0.6998	0.0222	1712	0.375	0.6
2	2-4	2	17	11.77	0.5634	0.0178	5122	0.375	0.6
3	4-6	2	17	10.64	0.5095	0.0161	10465	0.375	0.6
4	6-9	3	17	10.30	0.4932	0.0156	14752	0.375	0.6
5	9-12	3	17	10.02	0.4796	0.0152	21133	0.375	0.6
6	12-15	3	17	10.10	0.4833	0.0153	25572	0.375	0.6
7	15-19	4	17	10.10	0.4835	0.0153	31045	0.375	0.6
8	19-23	4	17	9.67	0.4630	0.0147	39112	0.375	0.6
9	23-27	4	17	9.24	0.4422	0.0140	47936	0.375	0.6
10	27-33	6	17	8.79	0.4210	0.0133	58652	0.375	0.6
11	33-39	6	17	8.42	0.4033	0.0128	71892	0.375	0.6
12	39-45	6	17	8.02	0.3837	0.0121	85582	0.375	0.6

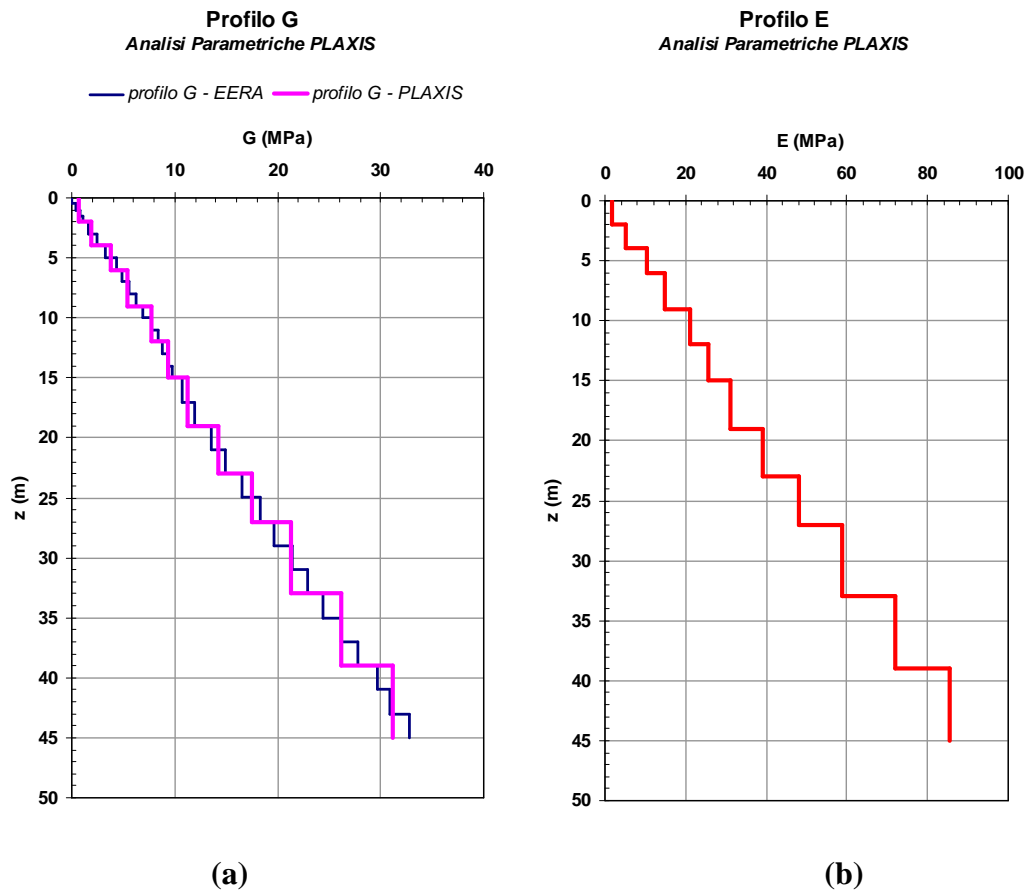


Figura 5.2.1.4 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per le analisi parametriche con il codice di calcolo *PLAXIS*.

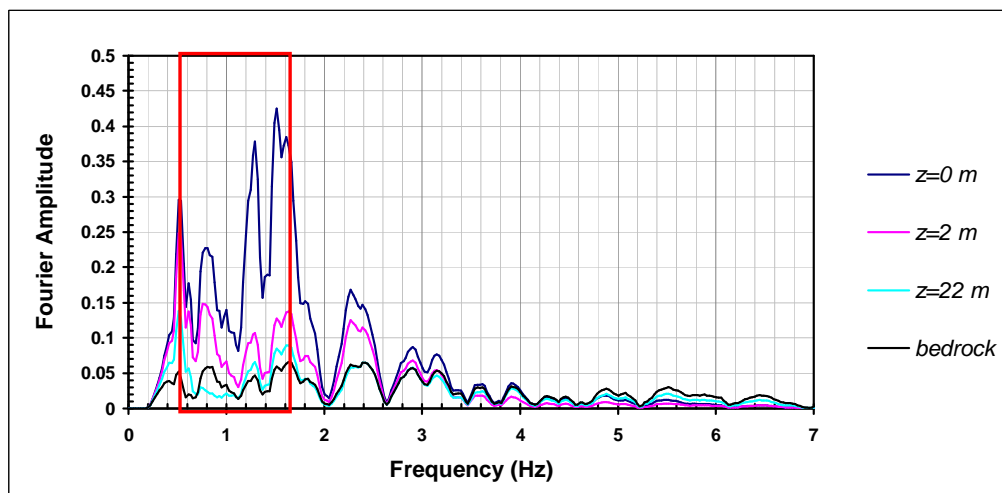
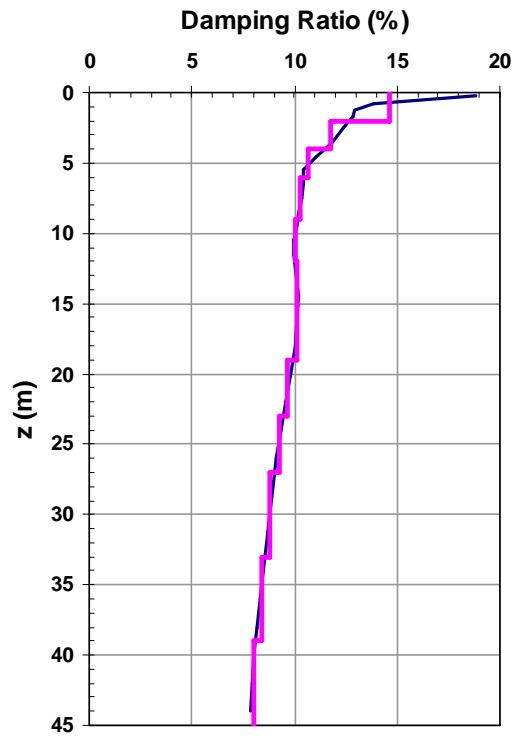


Figura 5.2.1.5 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico ottenuto dall'analisi *EERA*.

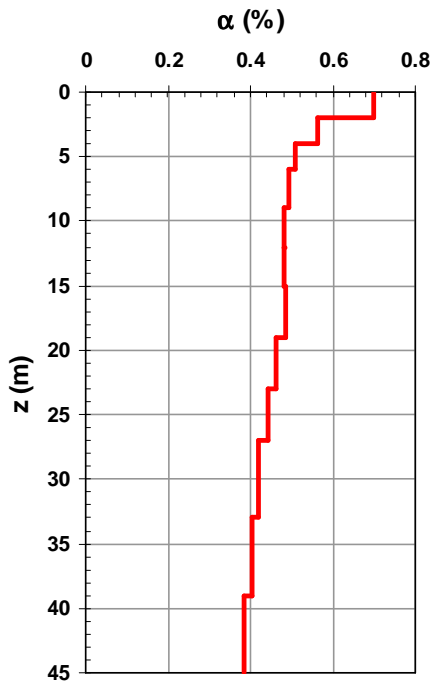
Profilo Damping Ratio
Analisi Parametriche PLAXIS

— EERA — PLAXIS



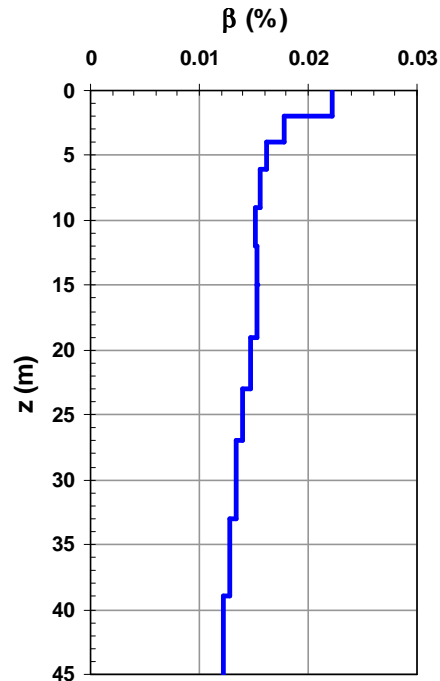
(a)

Profilo parametro α di Rayleigh
Analisi Parametriche PLAXIS



(b)

Profilo parametro β di Rayleigh
Analisi Parametriche PLAXIS



(c)

Figura 5.2.1.6 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

Sono state eseguite le analisi riassunte nella Tabella 5.2.1.II.

Tabella 5.2.1.II – analisi parametriche eseguite con il codice PLAXIS.

Analisi	distanza bordi ²²	mesh n° elementi ²³	<i>time step</i> (s)
1	2xH	2109	0.001
2	2xH	2109	0.01
3	2xH	3912	0.01
4	4xH	2810	0.01
5	4xH	3656	0.01
6	8xH	2592	0.01

I modelli geometrici adottati per le analisi parametriche visco-elastico lineari indicate in Tabella 5.2.1.II e le relative discretizzazioni in elementi finiti sono rappresentati nelle Figure dalla 5.2.1.7 alla 5.2.1.11.

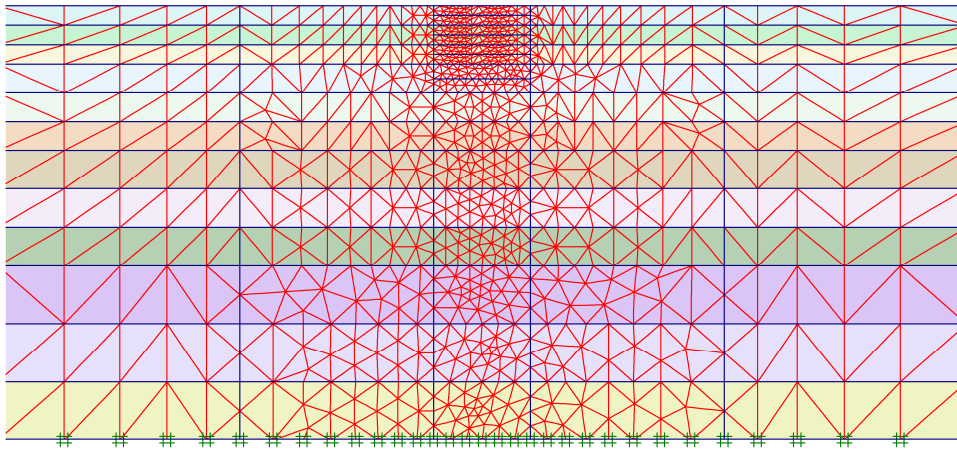
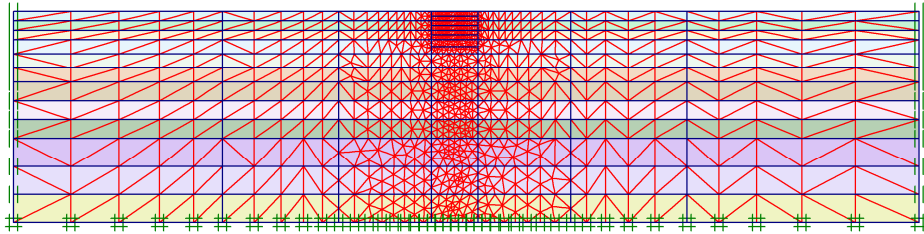
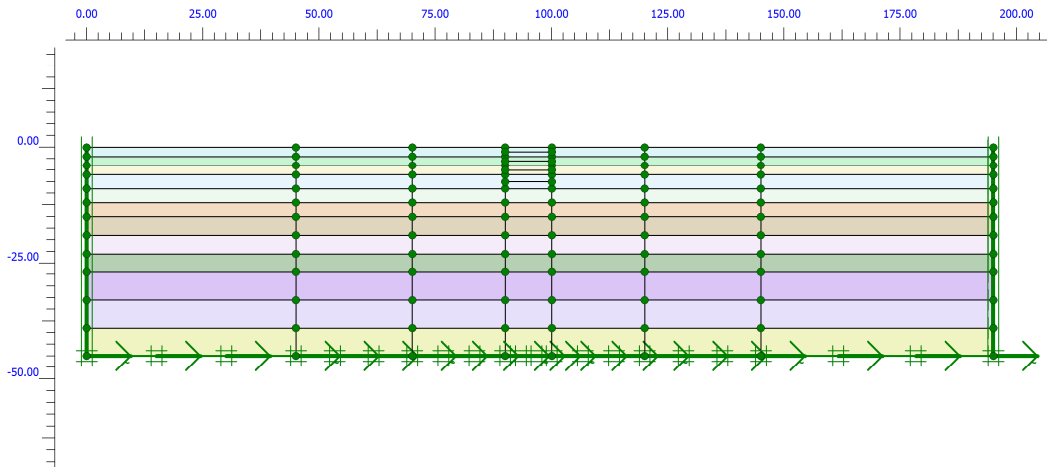
Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidezza e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata è stata definita in modo tale che l'altezza degli elementi finiti, in asse al modello, rispettasse la condizione: $h \leq h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove per f_{\max} , massima frequenza significativa, si è adottato un valore pari a 7 Hz.

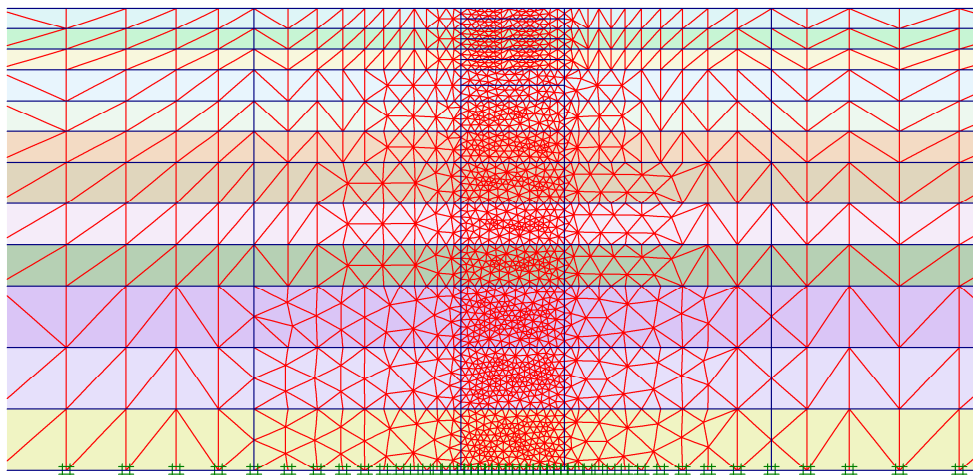
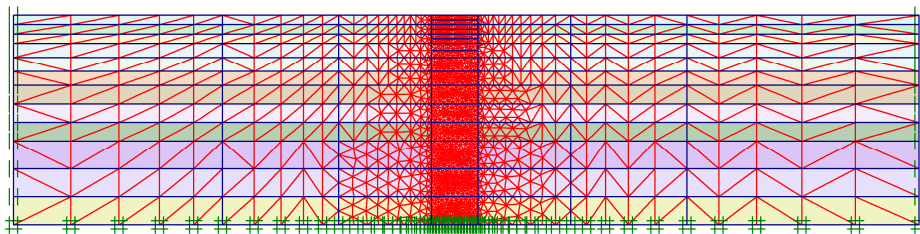
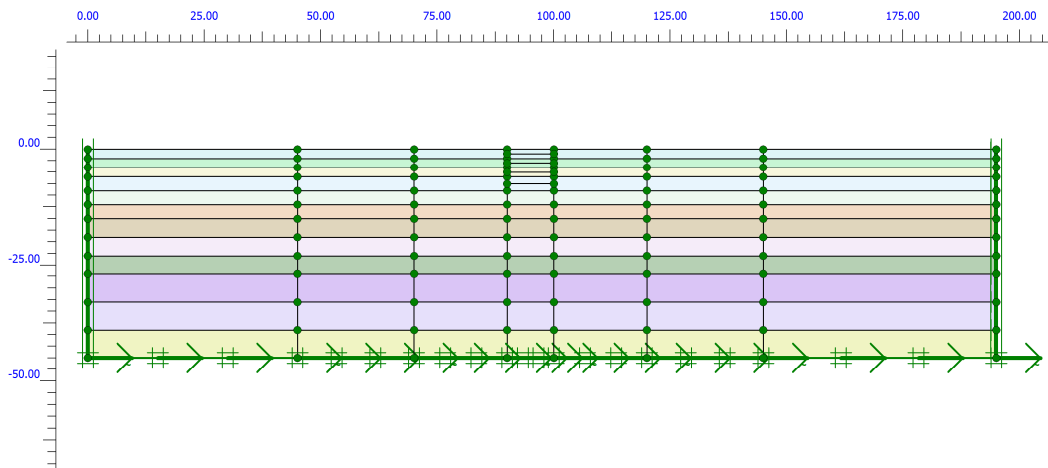
Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Tali vincoli, durante l'analisi dinamica, vengono rimossi. Inoltre lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

²² distanza misurata dall'asse del modello; es: 2xH= 2 volte l'altezza del modello

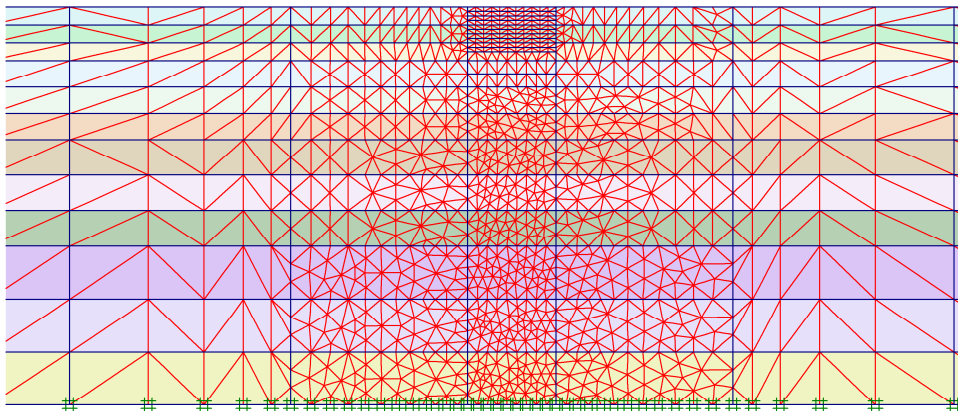
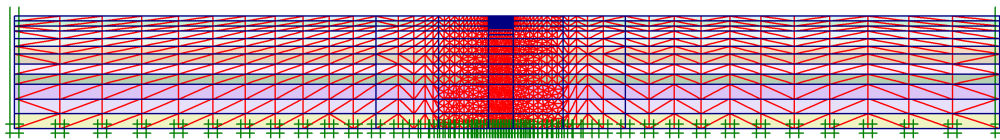
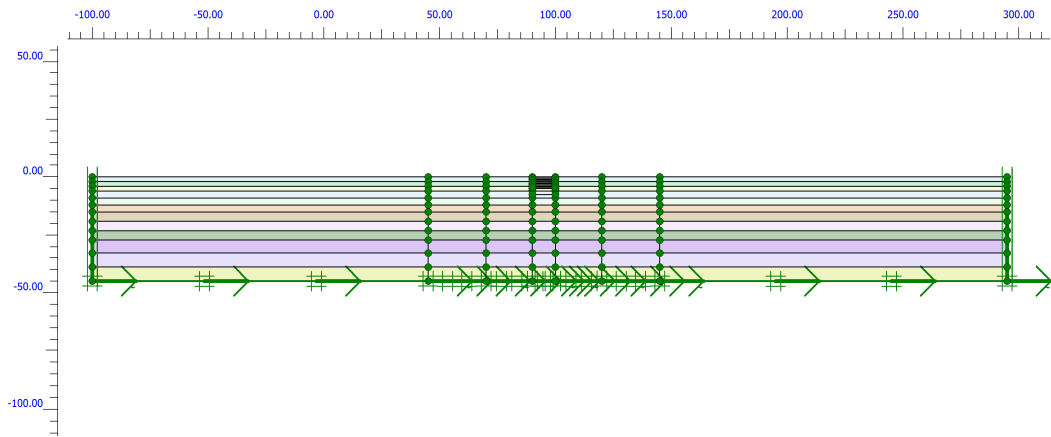
²³ si vedano le Figure dalla 5.2.1.7 alla 5.2.1.11.



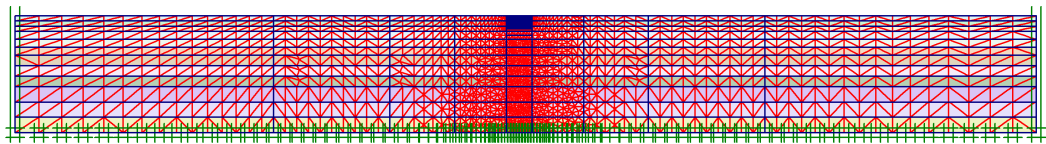
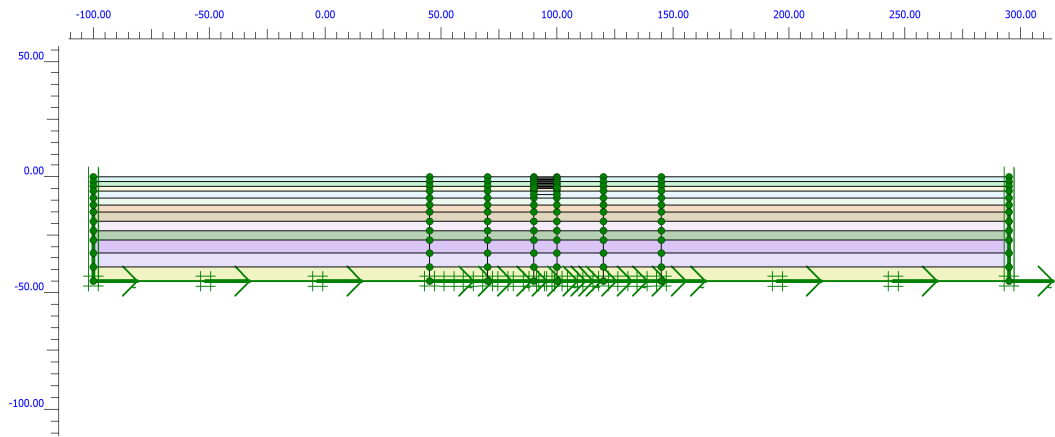
**Figura 5.2.1.7 - Analisi preliminari *PLAXIS*:
mesh 2xH,190x45 a 2109 elementi e 17123 nodi.**



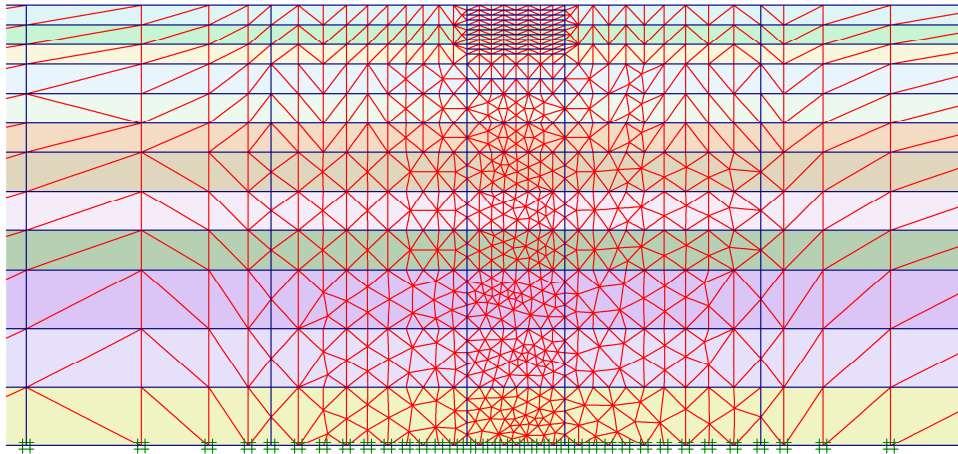
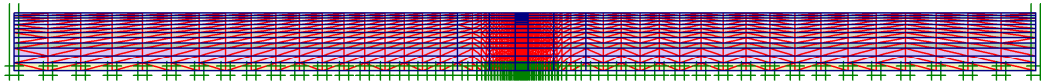
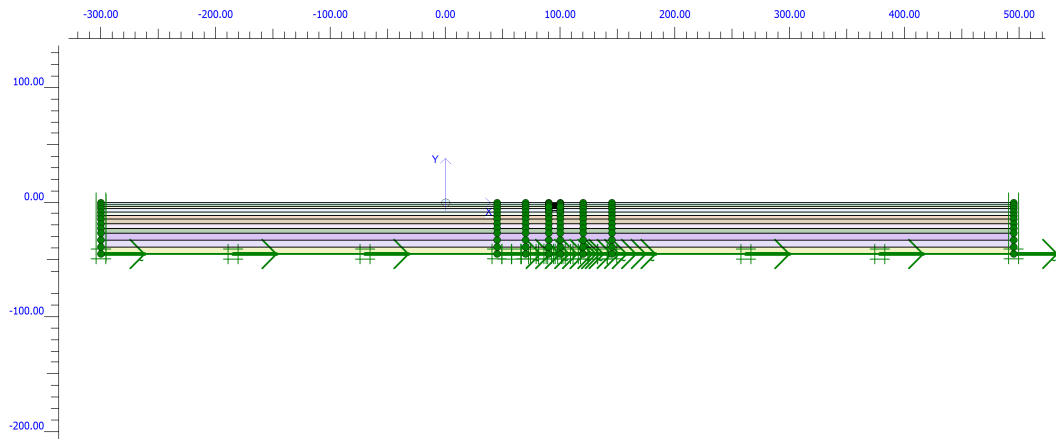
**Figura 5.2.1.8 - Analisi preliminari *PLAXIS*:
mesh 2xH,190x45 a 3912 elementi e 31581 nodi.**



**Figura 5.2.1.9 - Analisi preliminari *PLAXIS*:
mesh 4xH, 360x45 a 2810 elementi e 22797 nodi.**



**Figura 5.2.1.10 - Analisi preliminari *PLAXIS*:
mesh 4xH, 360x45 a 3656 elementi e 29697 nodi.**



**Figura 5.2.1.11 - Analisi preliminari *PLAXIS*:
mesh 8xH, 720x45 a 2592 elementi e 21073 nodi.**

5.2.2 Risultati delle analisi

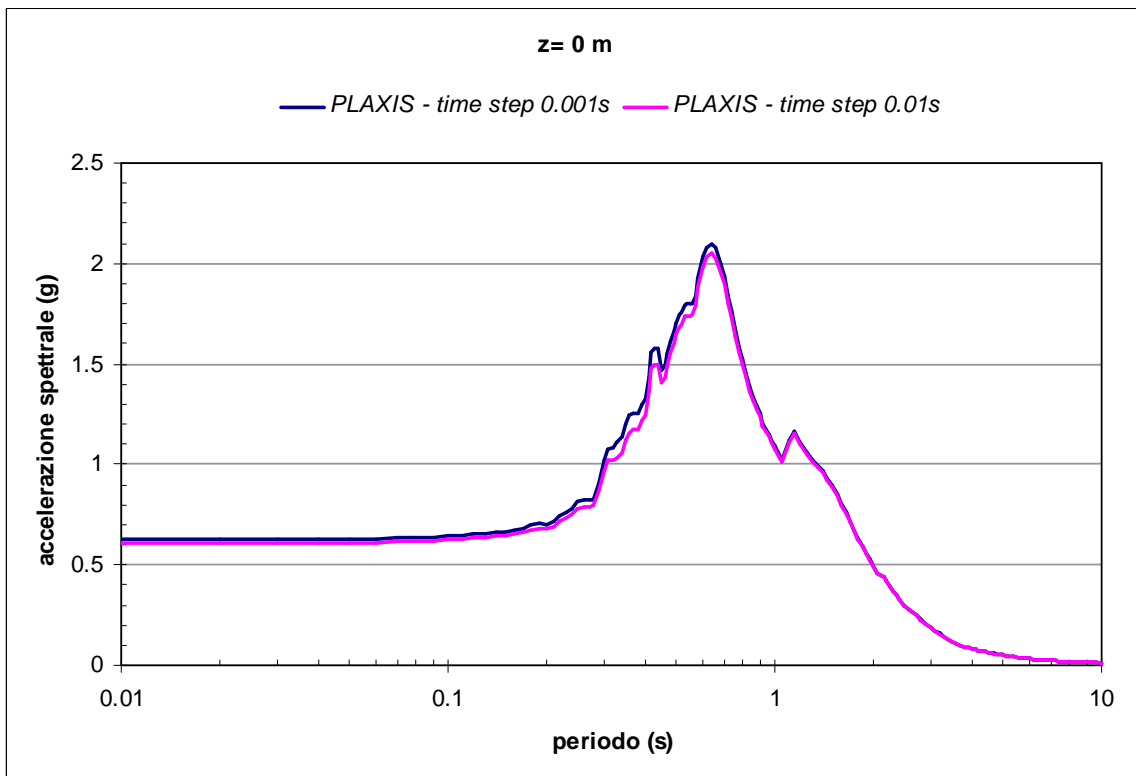
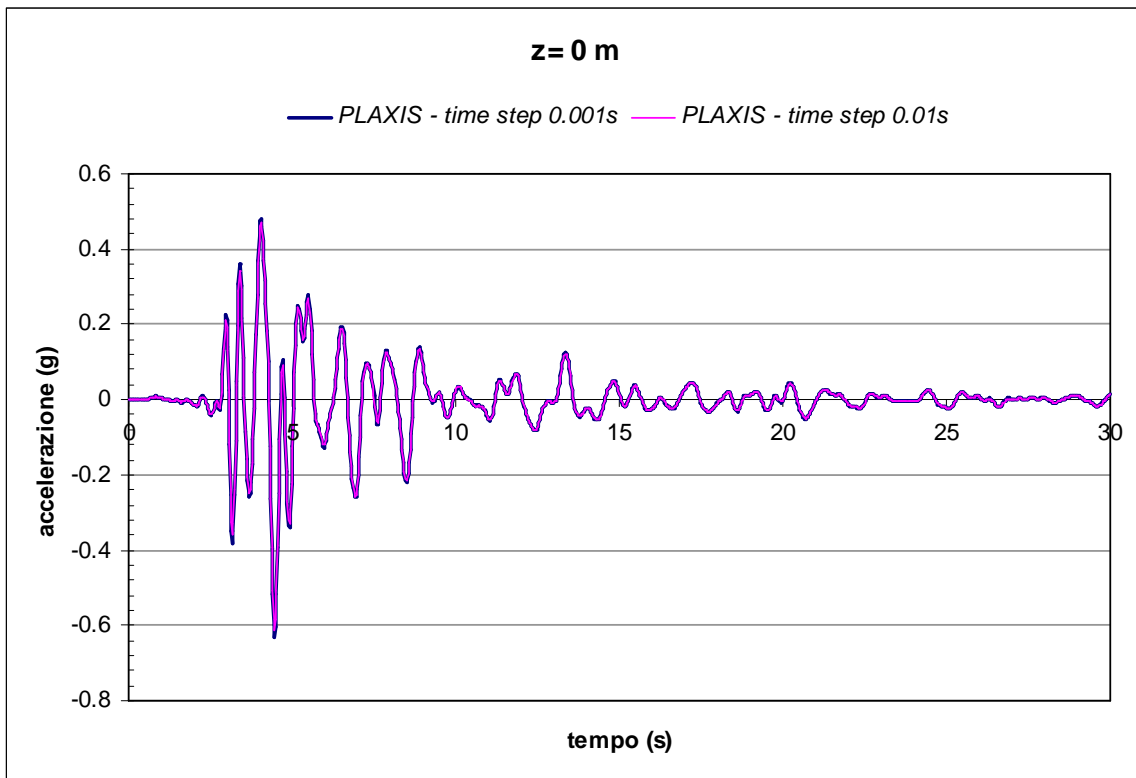
In Figura 5.2.2.1 è riportato il confronto in termini di accelerazioni e spettro di risposta tra i risultati ottenuti dalle analisi n°1 e n°2, indicate in Tabella 5.2.1.II, in alcuni punti della colonna di terreno in asse al modello. L'unica differenza tra le due analisi è il passo temporale (*time step*) con cui *PLAXIS* esegue l'analisi dinamica. Dai risultati ottenuti si deduce che la riduzione del passo temporale con cui eseguire le analisi, ad un valore inferiore all'intervallo di campionamento dell'accelerogramma, comporta un irrilevante miglioramento della soluzione a fronte però di un notevole incremento dei tempi di calcolo. Occorre prestare però molta attenzione perché quanto riferito è valido nel caso esaminato in cui si utilizza un modello con un elevato numero di elementi finiti (superiore a 1500-2000). L'accuratezza con cui *PLAXIS* esegue l'analisi dinamica, infatti, dipende dall'intervallo di tempo critico $\delta t_{critical}$ (*critical time steps*), quest'ultimo funzione delle proprietà meccaniche del materiale (E , ν) e della dimensione degli elementi finiti. Quando il *time step* δt è molto più grande di $\delta t_{critical}$ la soluzione numerica può mostrare sostanziali deviazioni ed il calcolo è inattendibile. Tuttavia se la velocità delle onde di taglio (funzione della rigidità del materiale) nel modello esibisce notevoli differenze e/o il modello contiene elementi molto piccoli, il valore di $\delta t_{critical}$ è molto piccolo; in questi casi è possibile utilizzare un valore di $\delta t \geq \delta t_{critical}$. Per i casi esaminati il valore di $\delta t_{critical}$ è sempre inferiore a 0.001 s.

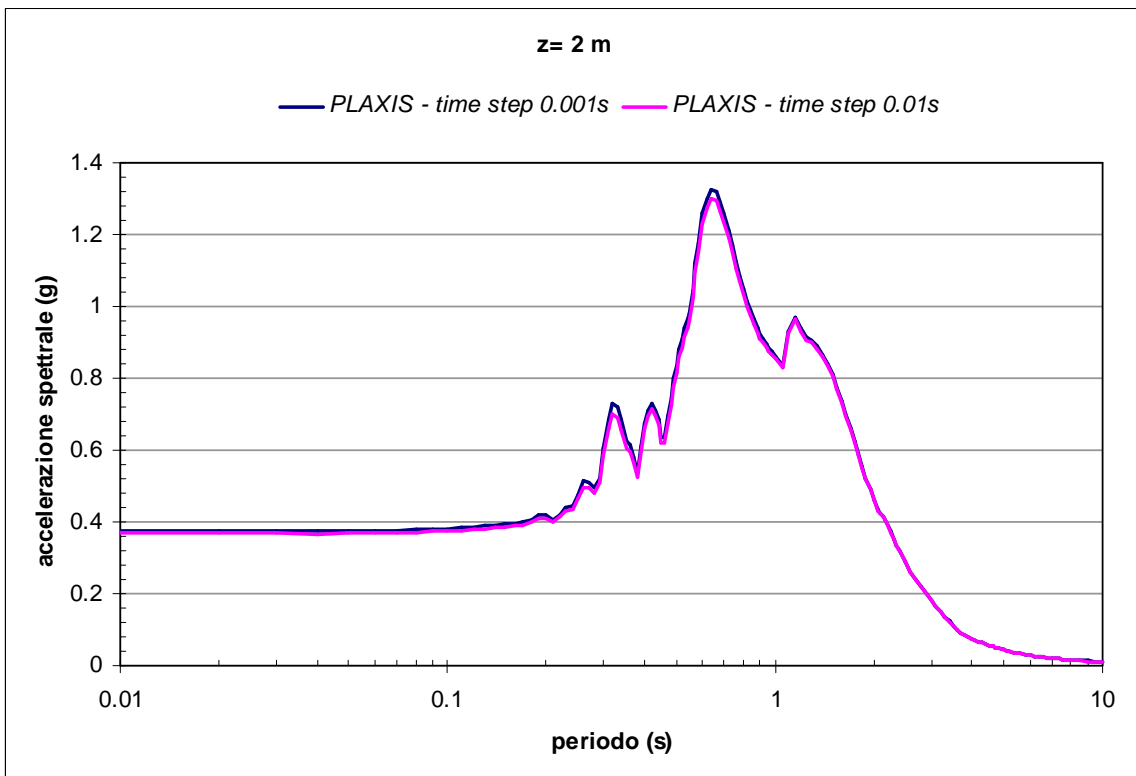
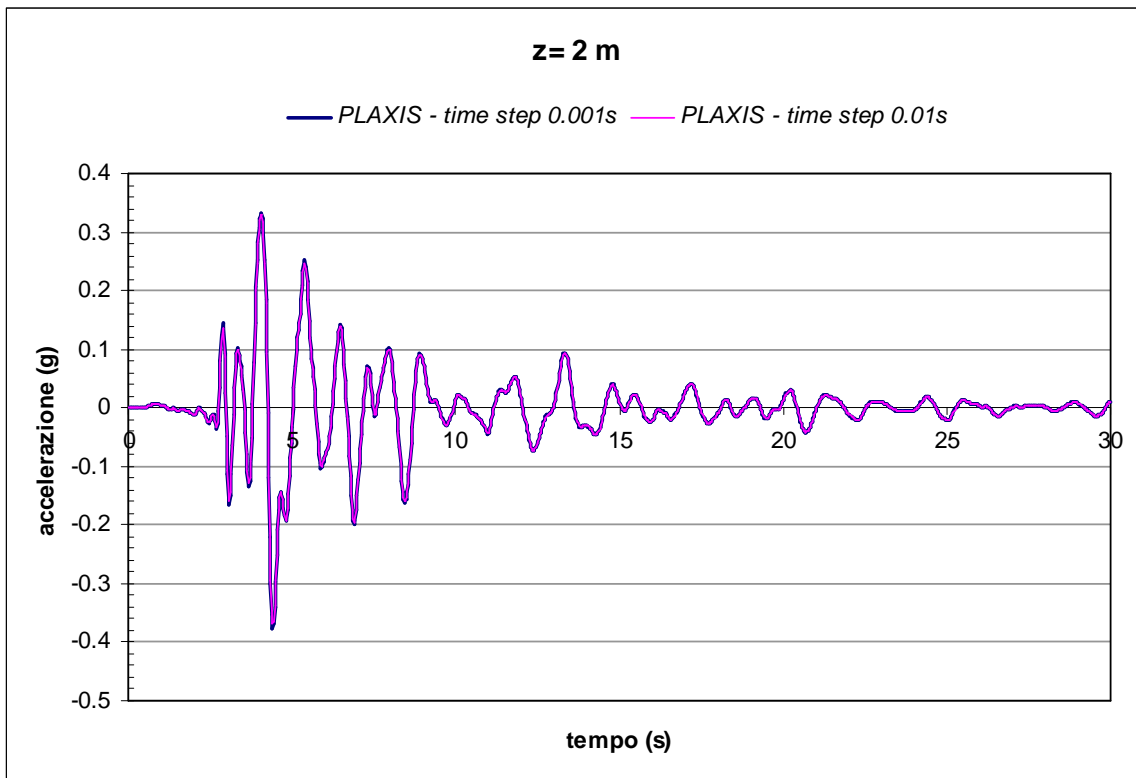
Confrontando i risultati ottenuti dalle analisi n°2 e n°3, Figura 5.2.2.2, in cui l'unica differenza è un maggiore infittimento della mesh in corrispondenza dell'asse del modello (confrontare le Figure 5.2.1.7 e 5.2.1.8), si osserva un trascurabile miglioramento della soluzione a fronte però di un notevole incremento dei tempi di calcolo. Ricordiamo che la dimensione degli elementi finiti nella analisi n°2 è stata scelta rispettando la condizione

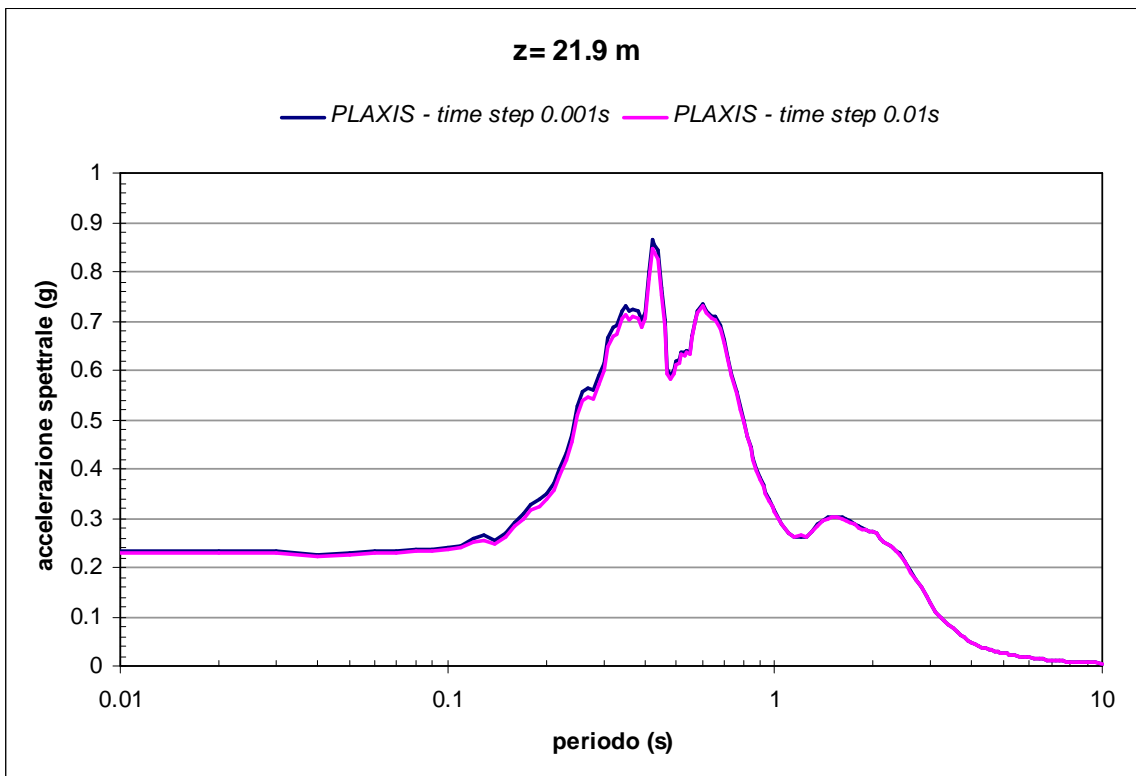
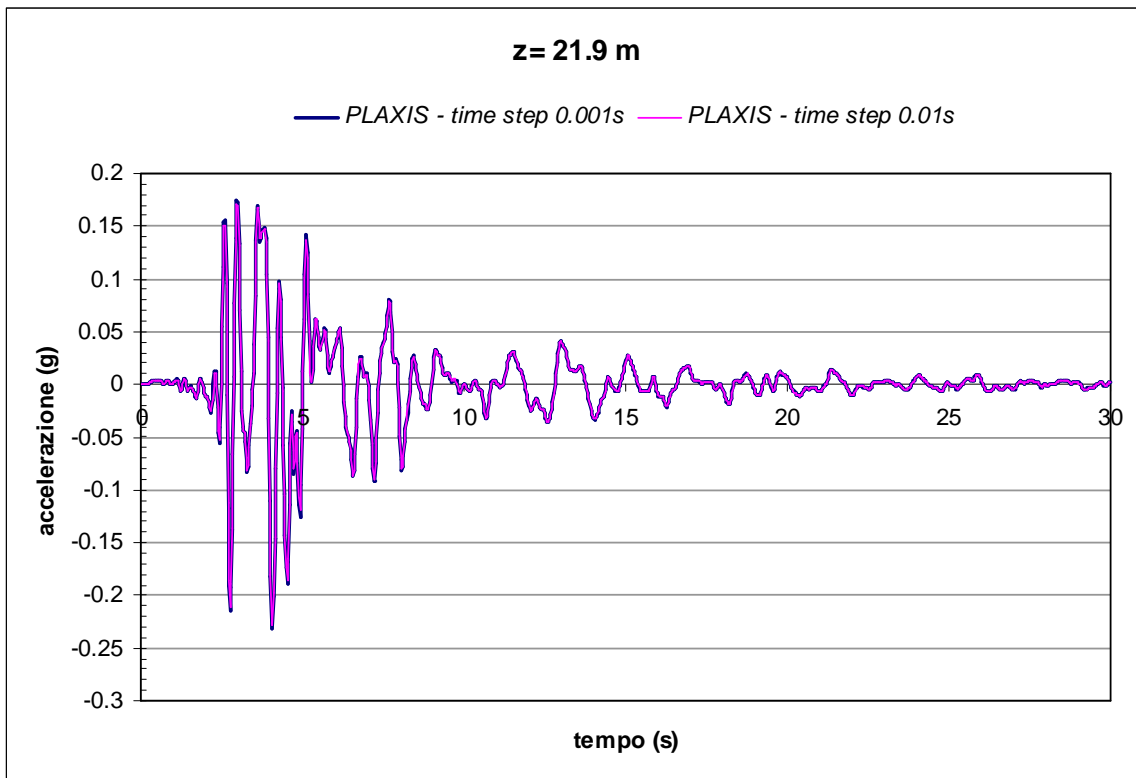
$$h \leq h_{max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{max})} \quad \text{con } f_{max} = 7 \text{ Hz}.$$
 Conseguentemente non è necessario ridurre la dimensione degli elementi a valori di molto inferiori ad h_{max} .

Il confronto tra i risultati delle analisi n°2, n°4 e n°6, Figura 5.2.2.3, mostra l'effetto della distanza, dall'asse del modello, dei bordi verticali. Di fatto i contorni verticali del modello devono essere posizionati sufficientemente lontani dalla regione di interesse per evitare influenze sulla soluzione dovuta alla riflessione delle onde sui bordi. In un modello agli elementi finiti tale condizione non è da sola sufficiente ma è opportuno posizionare ai bordi smorzatori viscosi, la cui funzione è quella di assorbire parte dell'energia posseduta dalle onde incidenti. Dalla citata figura si nota come sia necessario considerare una distanza dei bordi, dall'asse del modello, almeno pari a quattro volte l'altezza del modello stesso.

Obiettivo delle analisi di confronto n°4 e n°5 è invece indagare sulla possibile influenza sulla soluzione della maggiore dimensione degli elementi finiti posizionati ai lati della colonna indagata (confrontare le Figure 5.2.1.8 e 5.2.1.9). Dal confronto dei risultati, illustrato in Figura 5.2.2.4, si evince che, per i punti appartenenti all'asse del modello, non esiste alcun effetto della dimensione di tali elementi sul risultato ottenuto (N.B. il piccolo scostamento nei risultati che si osserva in Figura 5.2.2.4 relativamente al punto posizionato alla profondità pari a 21.9 m dal piano campagna, è dovuta al fatto che per l'analisi n°5 si è scelto un punto a profondità pari a 22 m anziché 21.9 m). Pertanto ai lati della colonna considerata la *mesh* potrà essere meno fitta ma occorre in ogni caso garantire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.







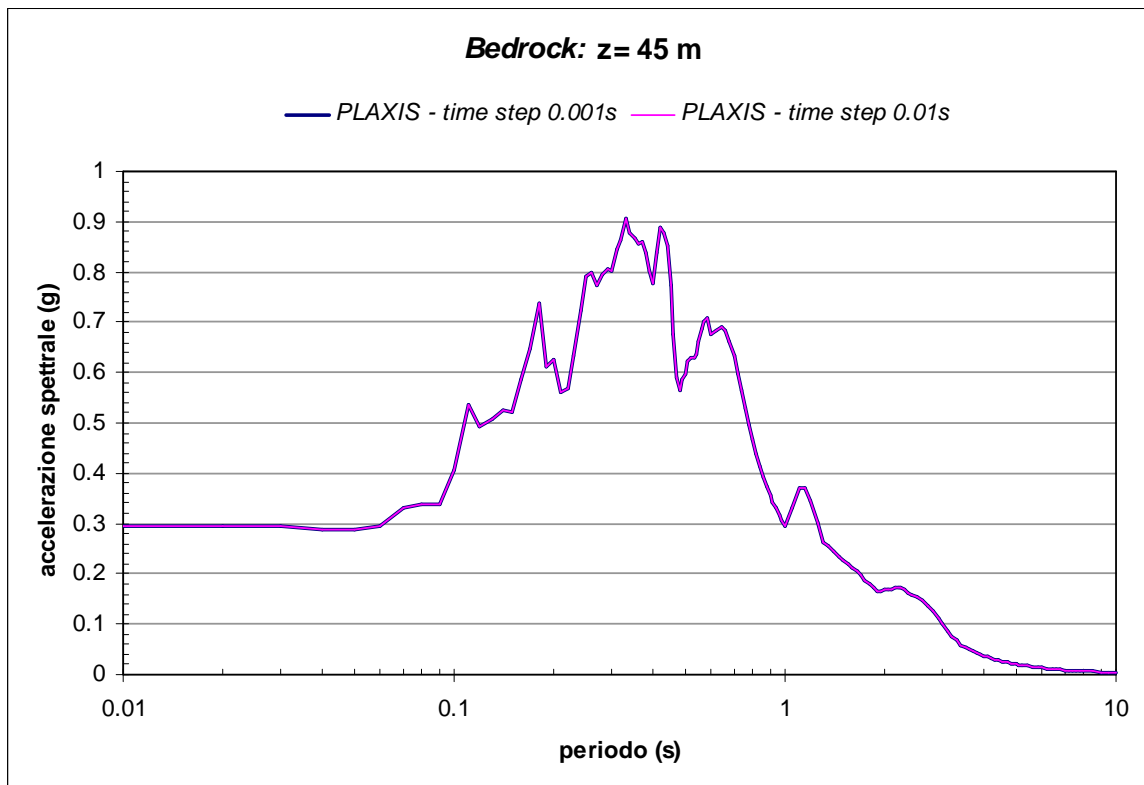
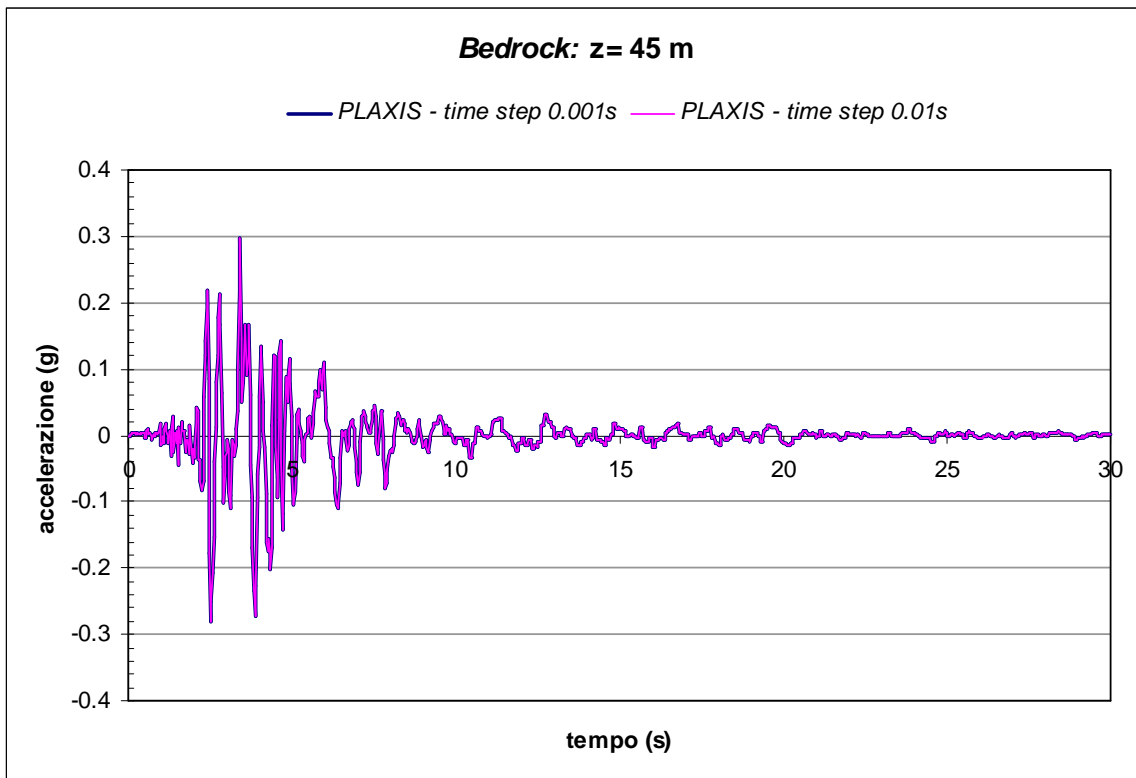
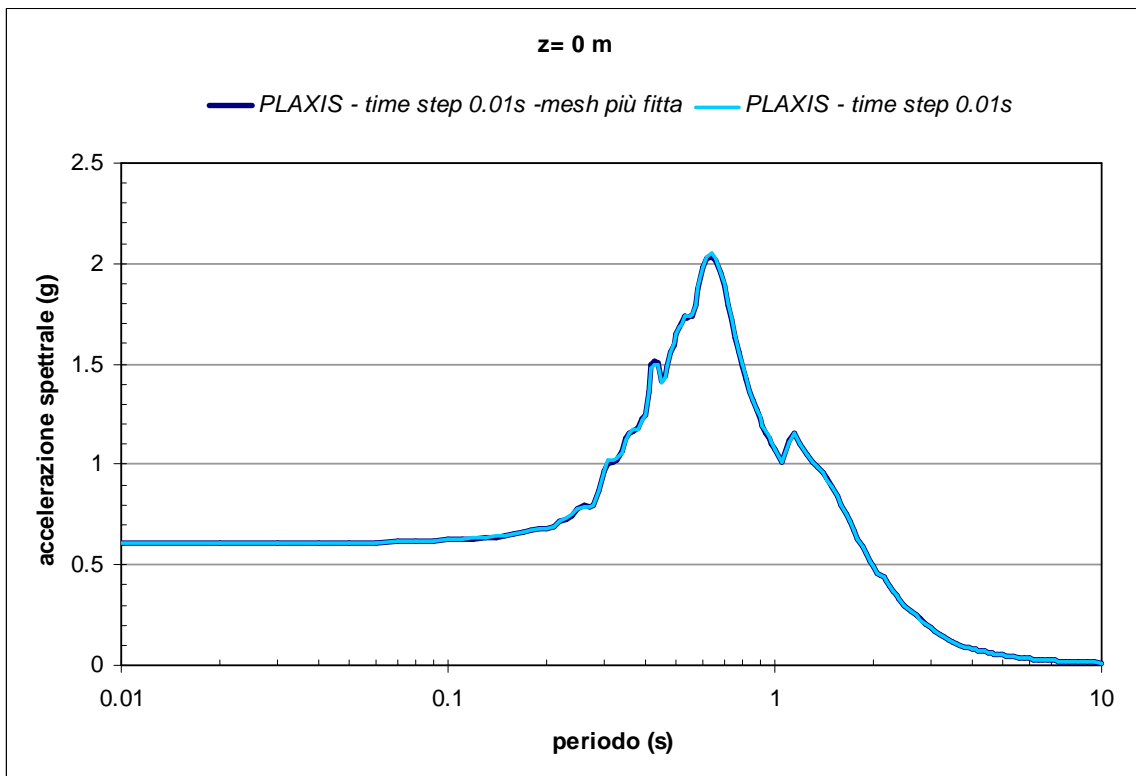
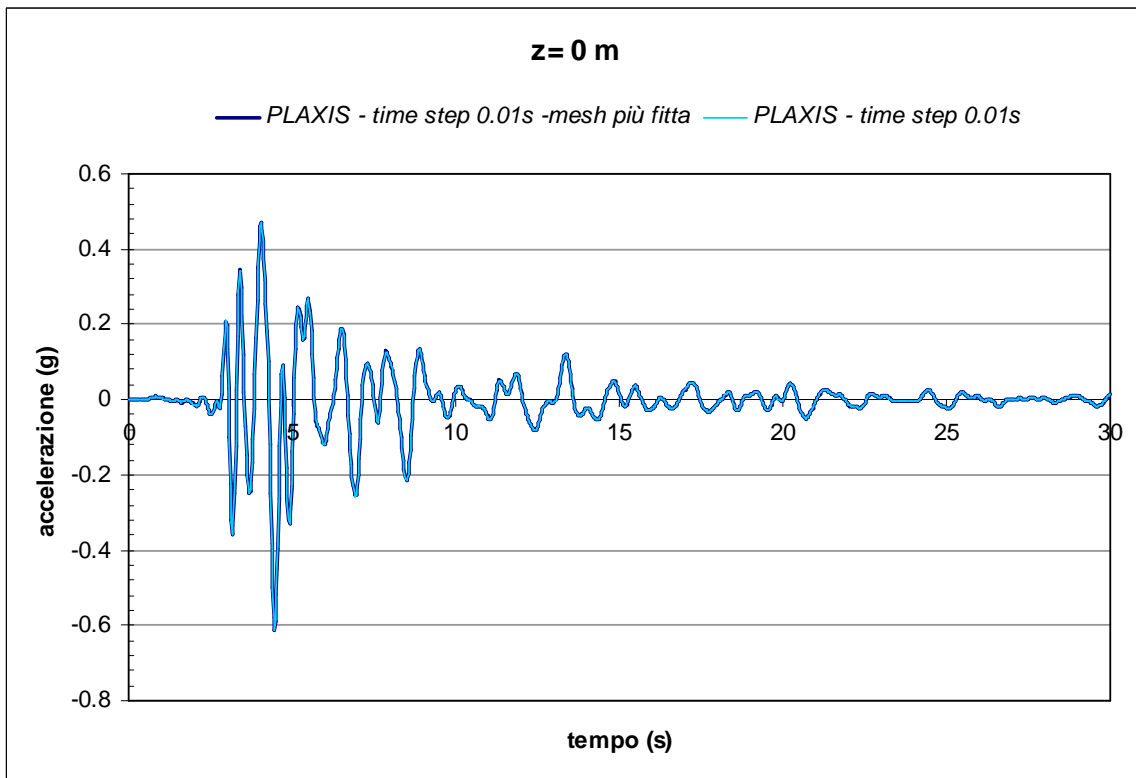
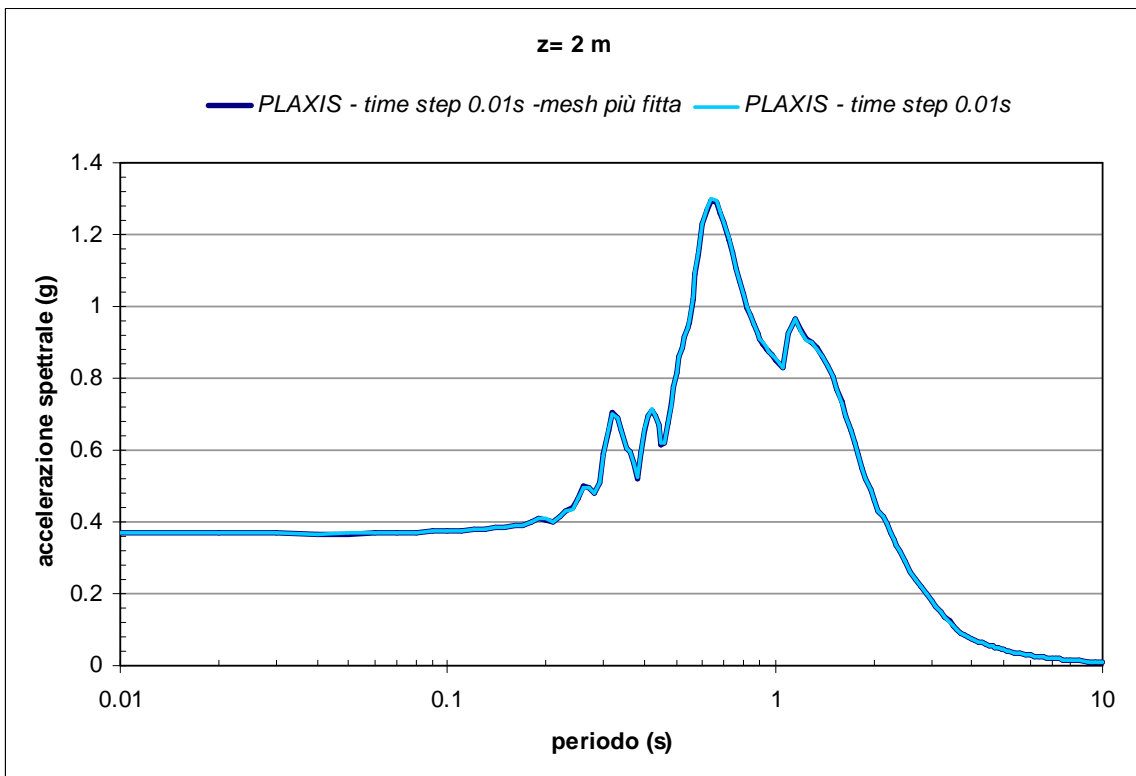
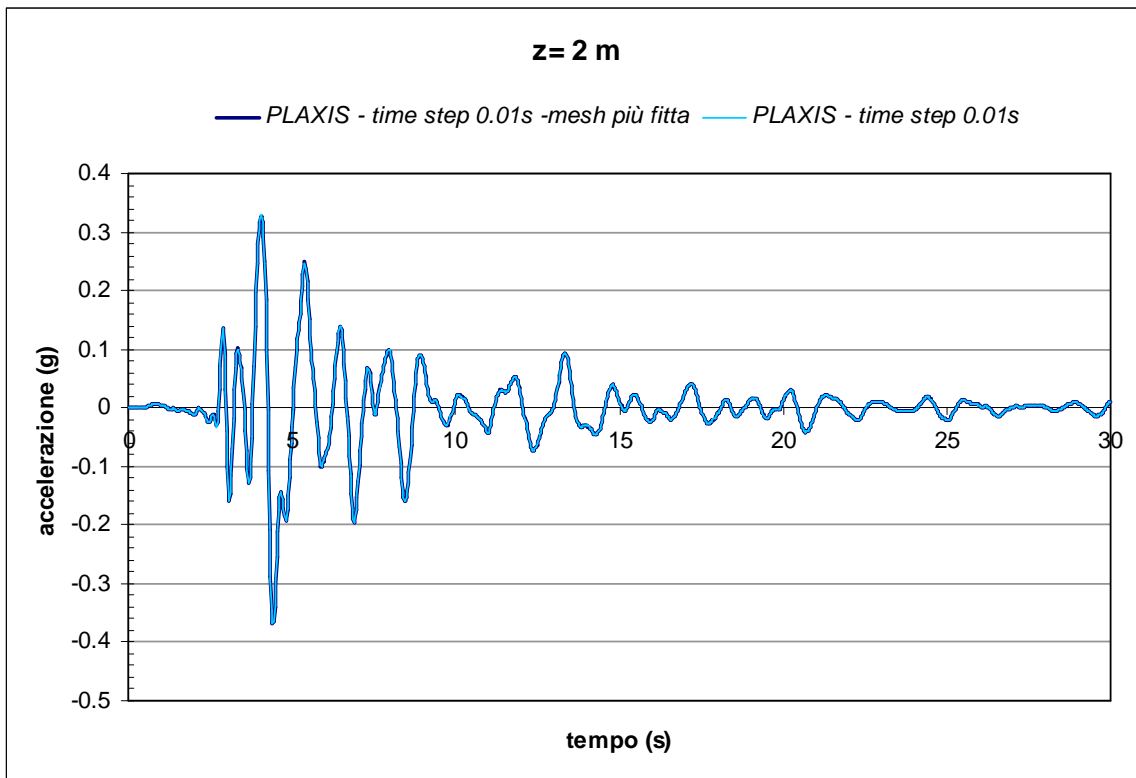
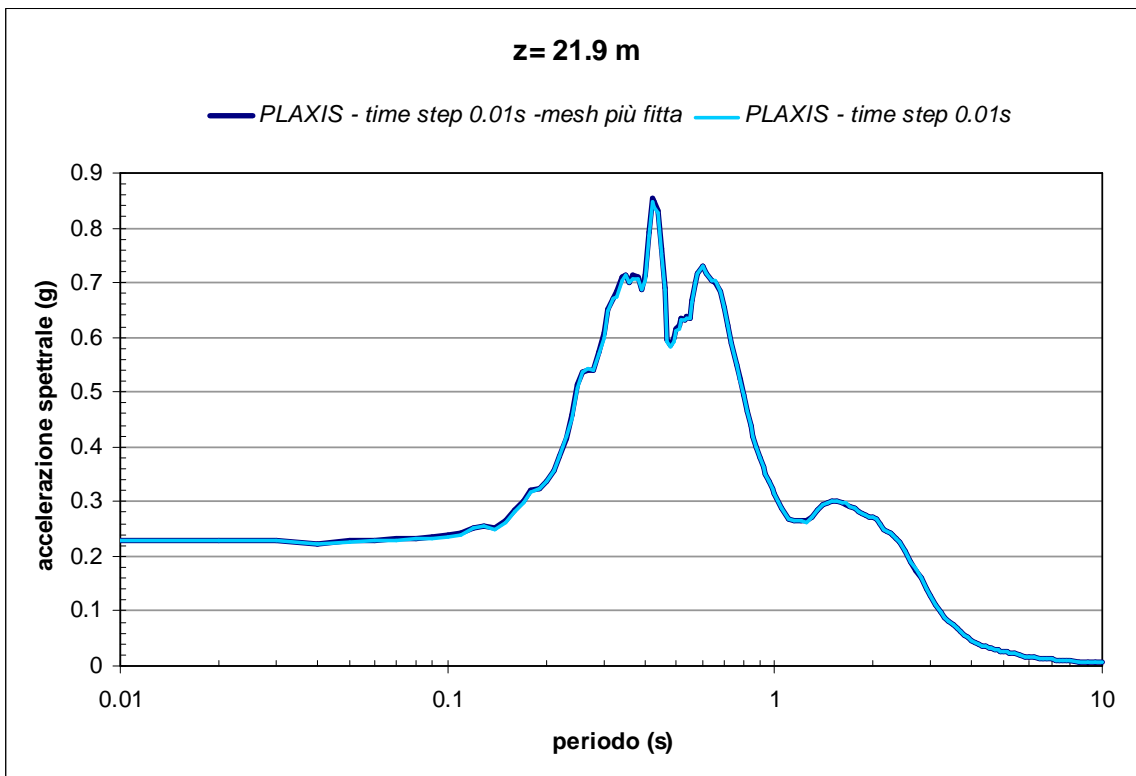
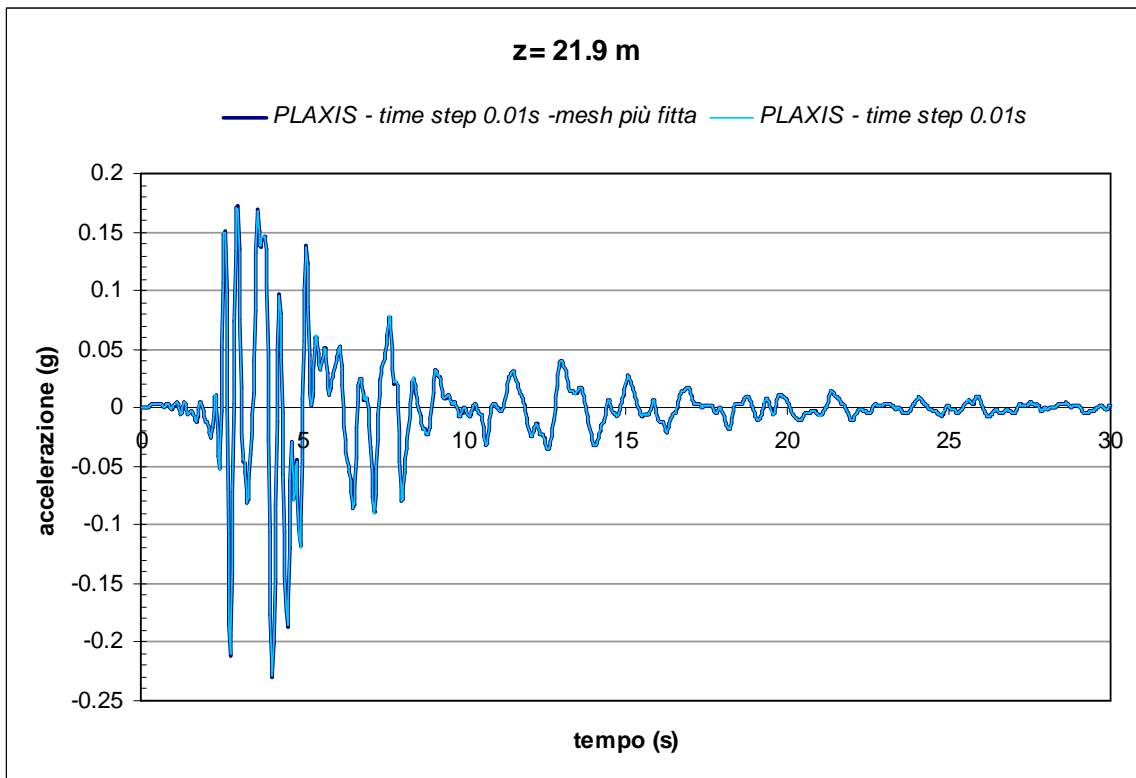


Figura 5.2.2.1 - Analisi PLAXIS: confronto dei risultati delle analisi n°1 e n°2 di Tabella 5.2.1.II per punti posizionati a differenti profondità dal p.c..







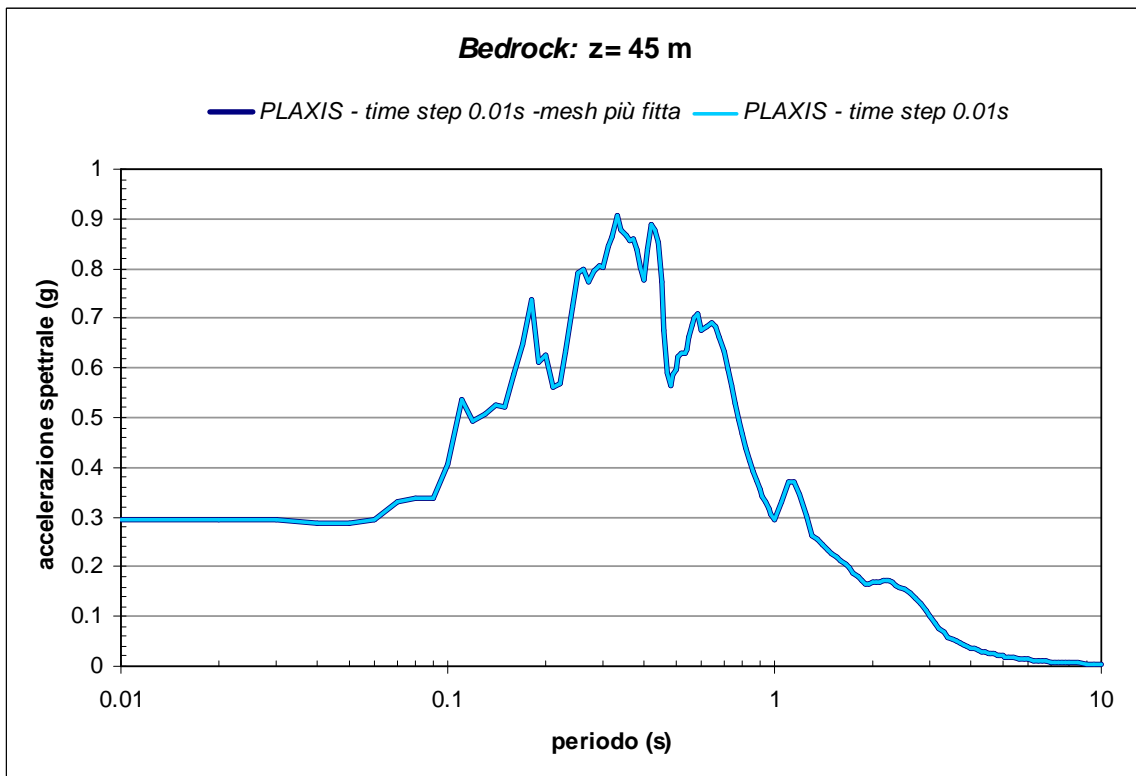
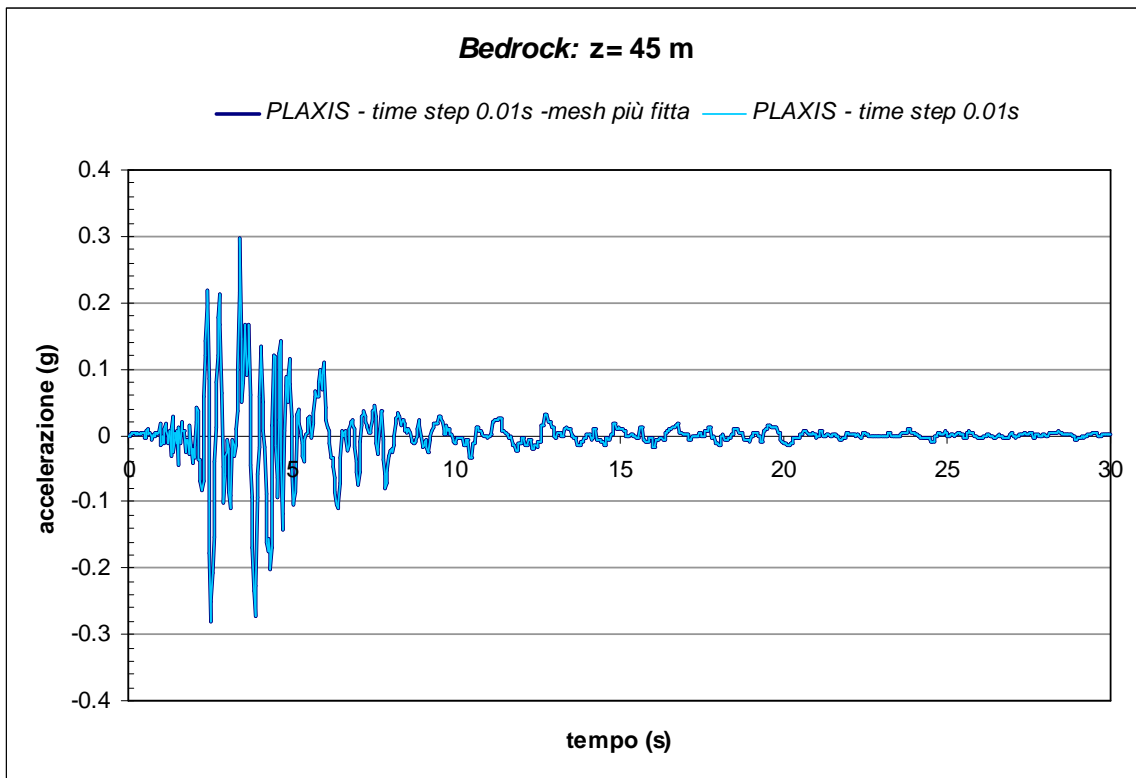
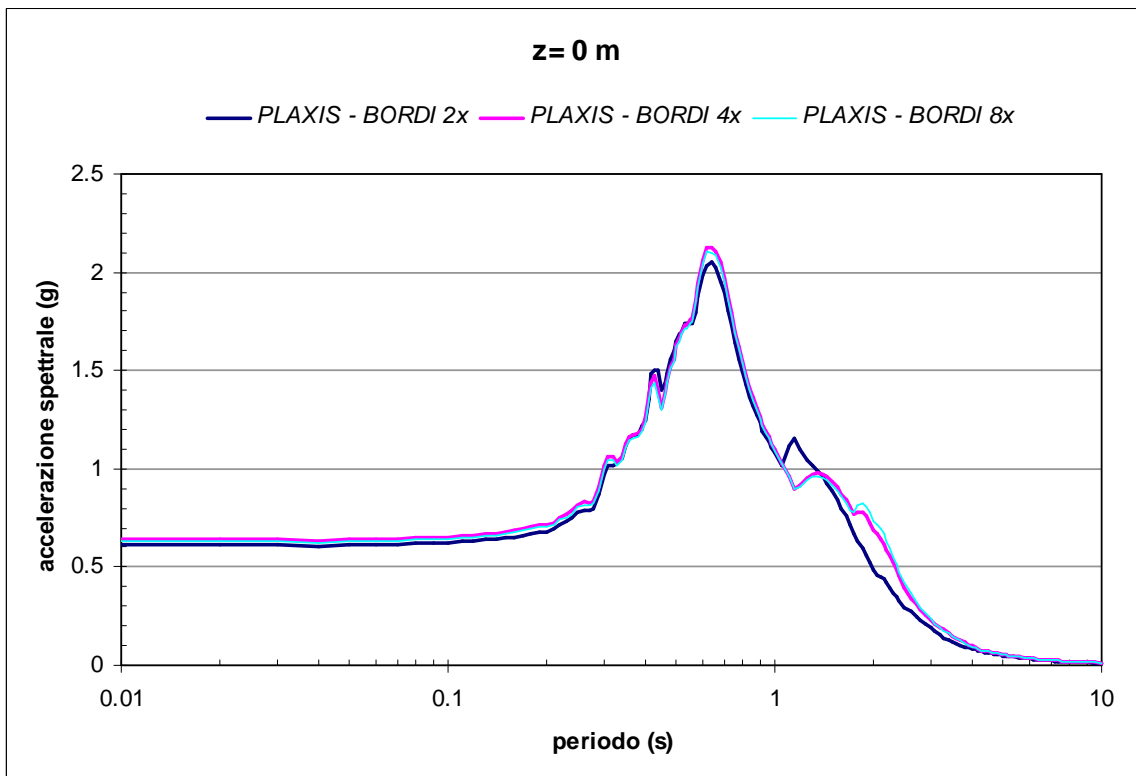
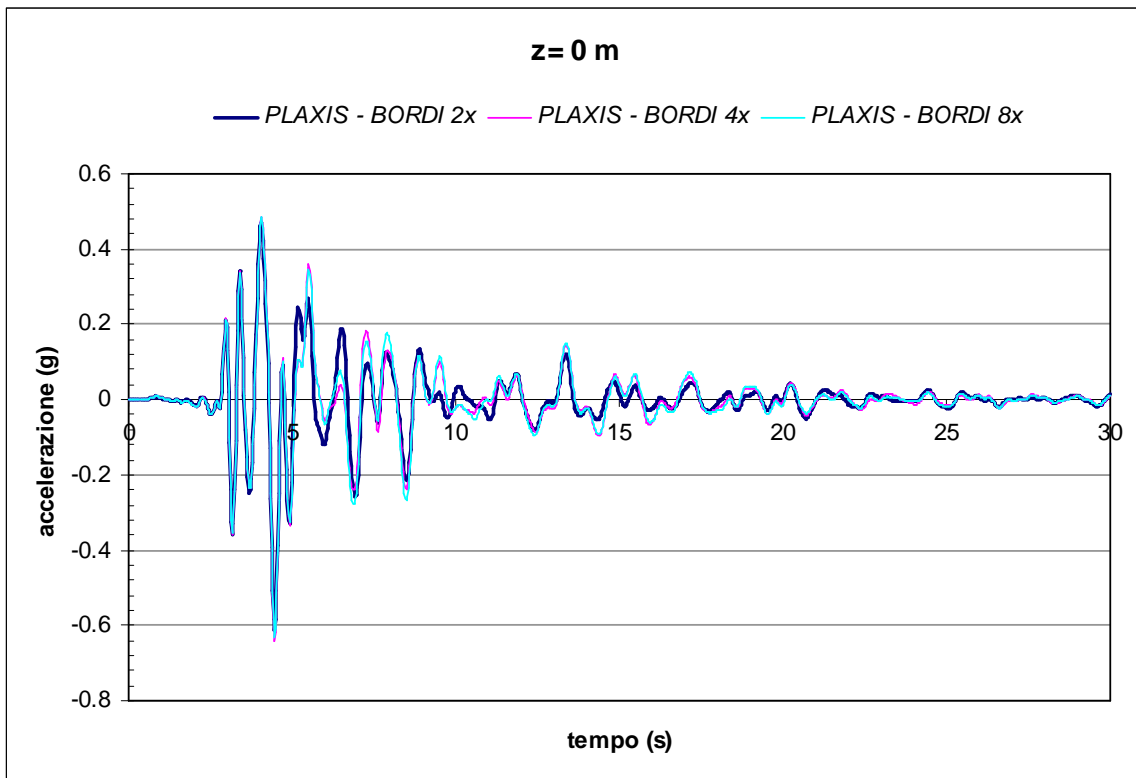
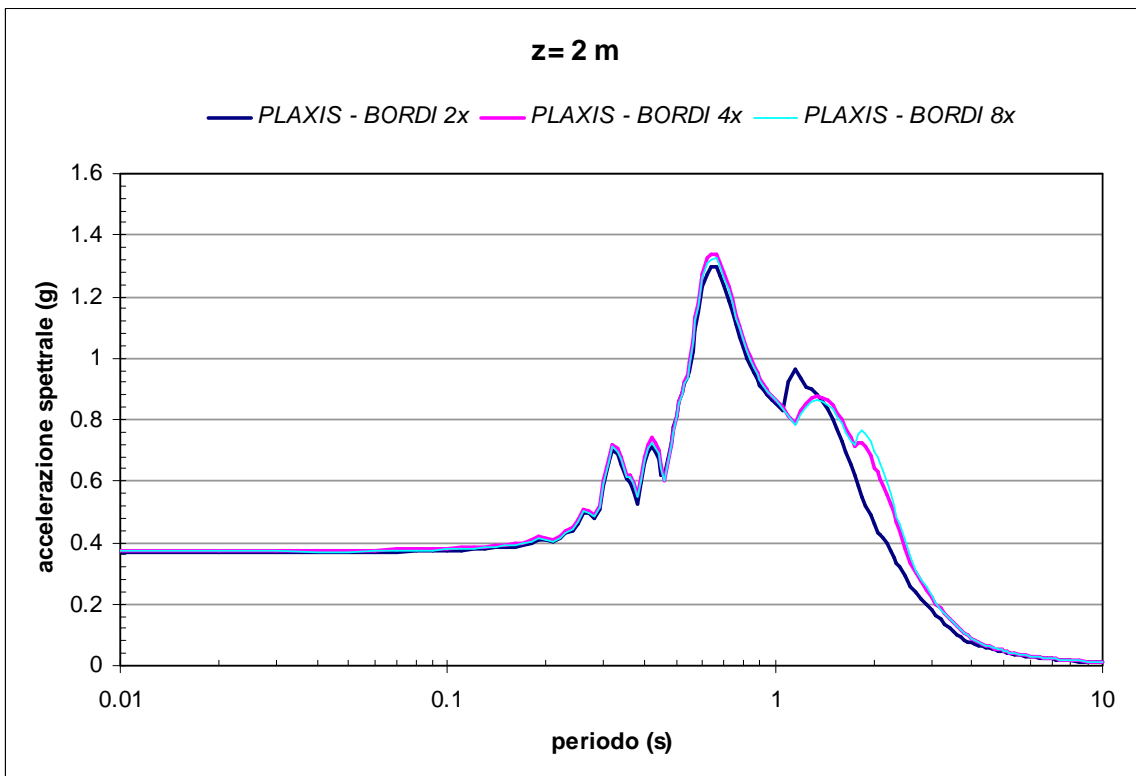
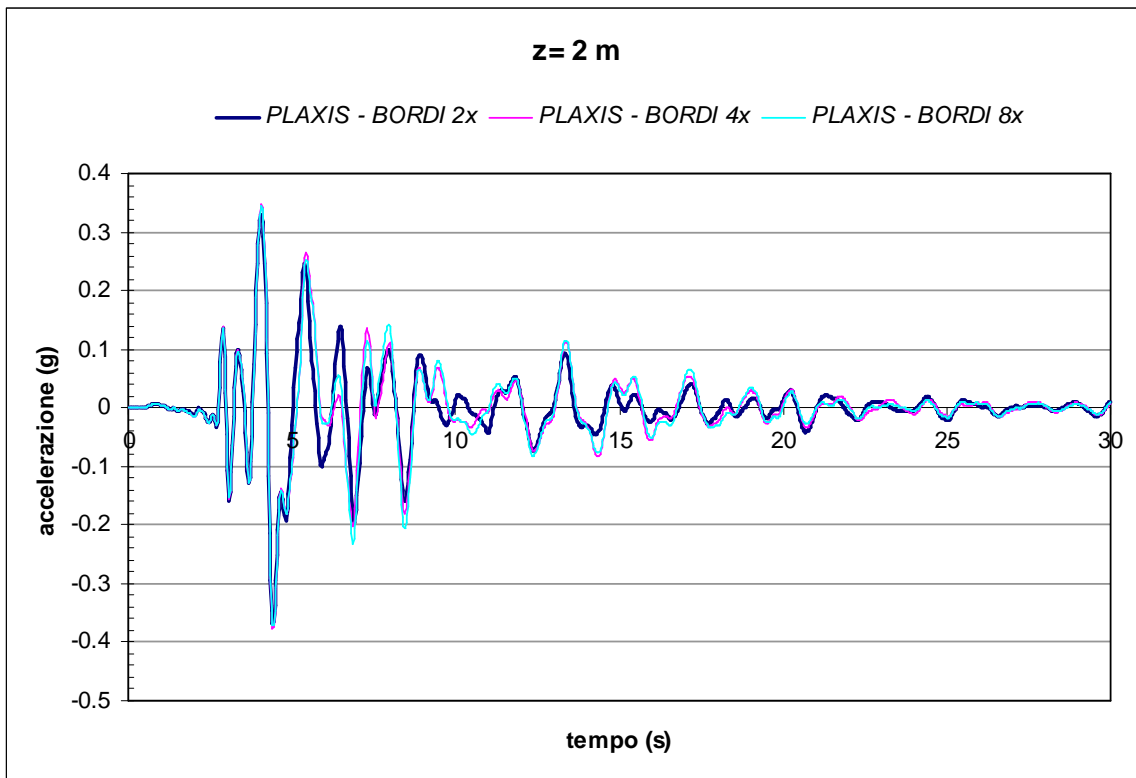
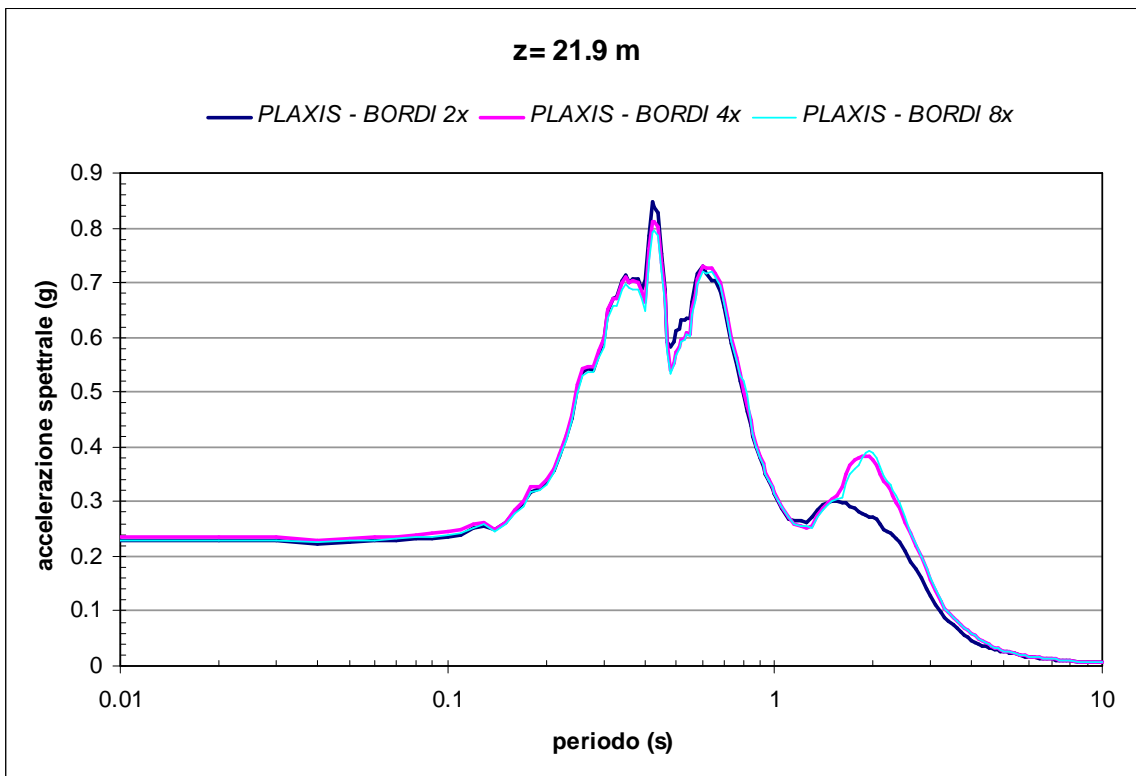
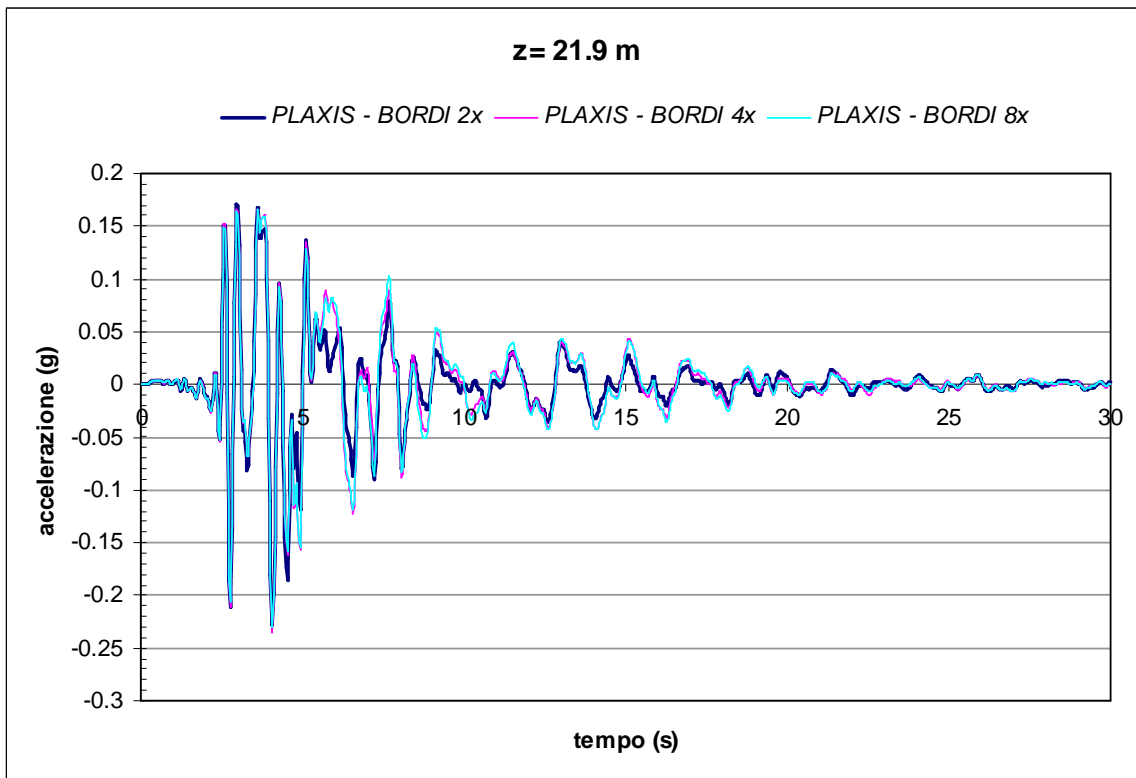


Figura 5.2.2.2 - Analisi PLAXIS: confronto dei risultati delle analisi n°2 e n°3 di Tabella 5.2.1.II per punti posizionati a differenti profondità dal p.c..







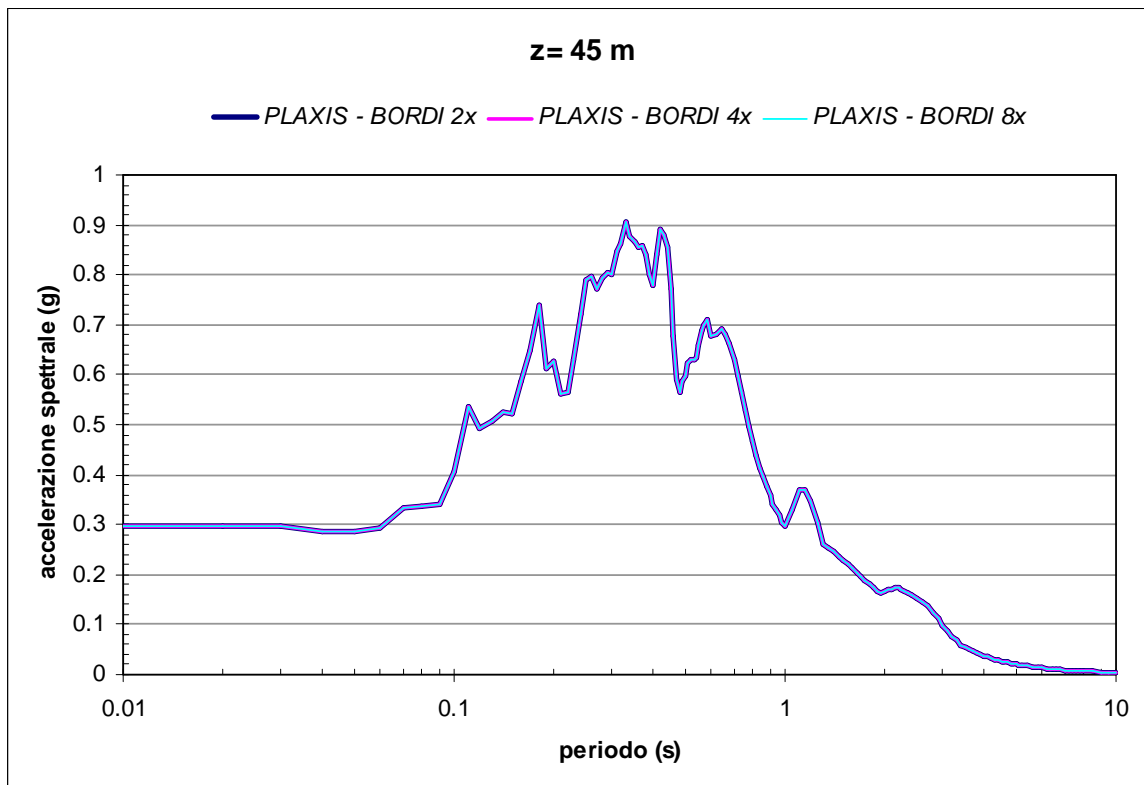
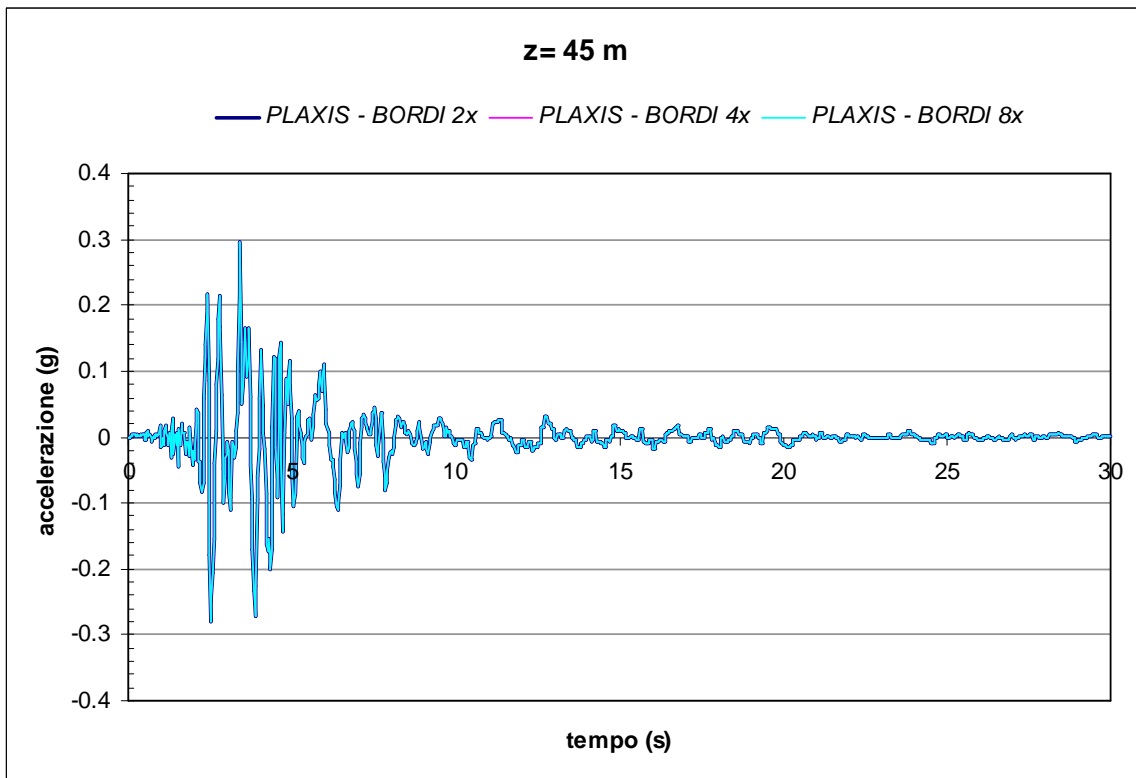
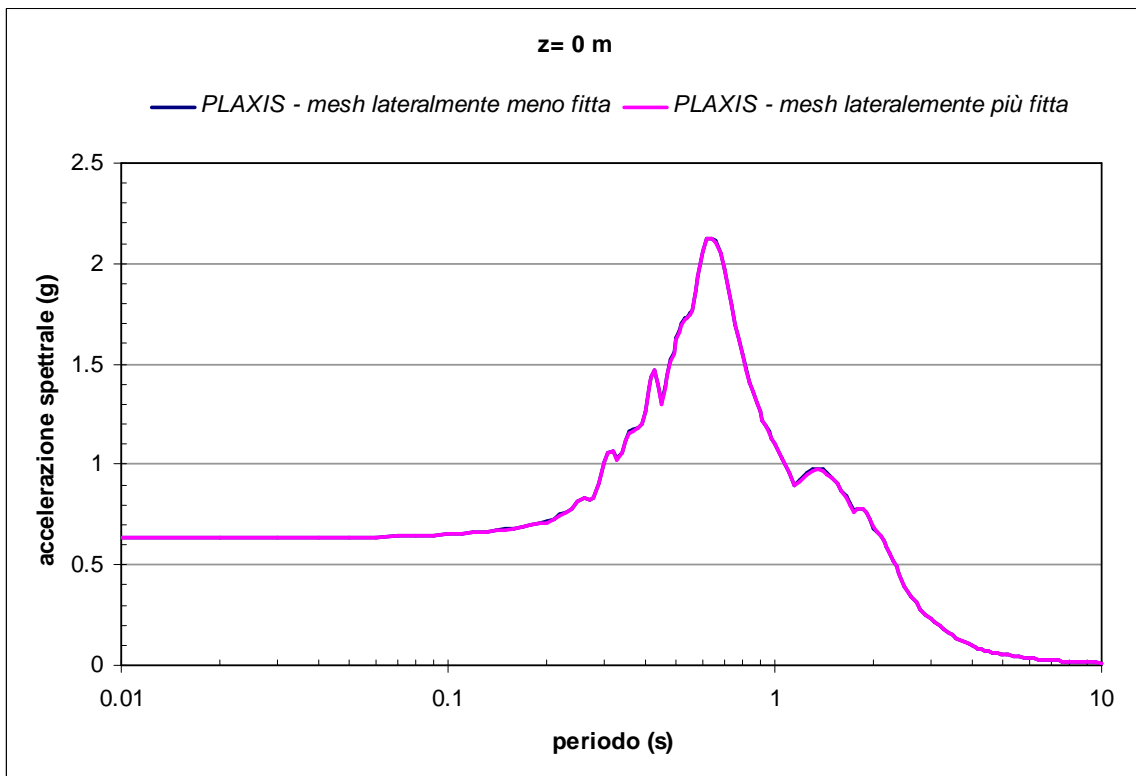
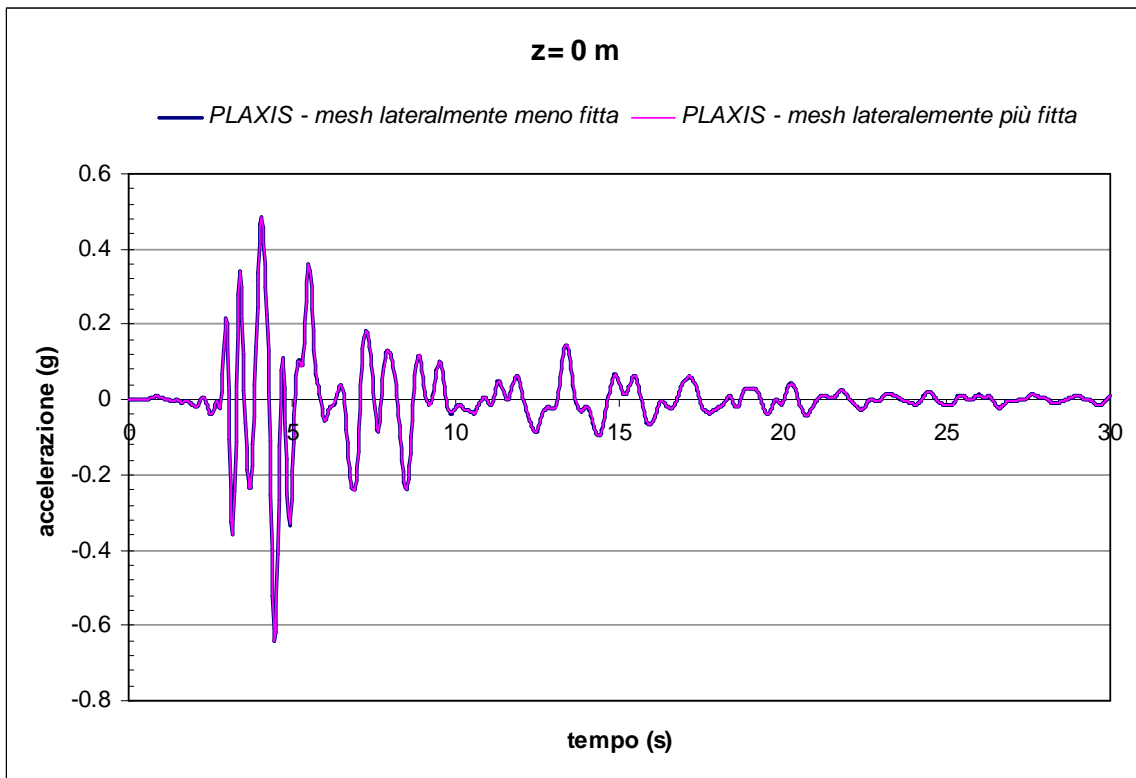
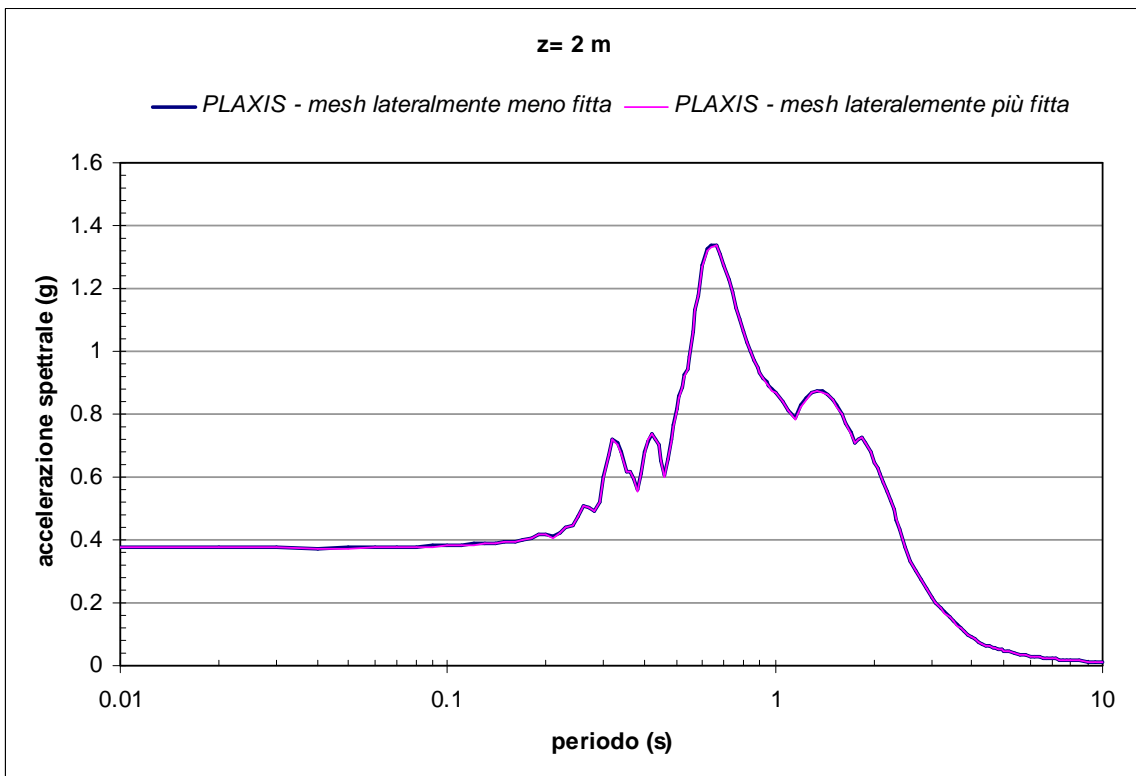
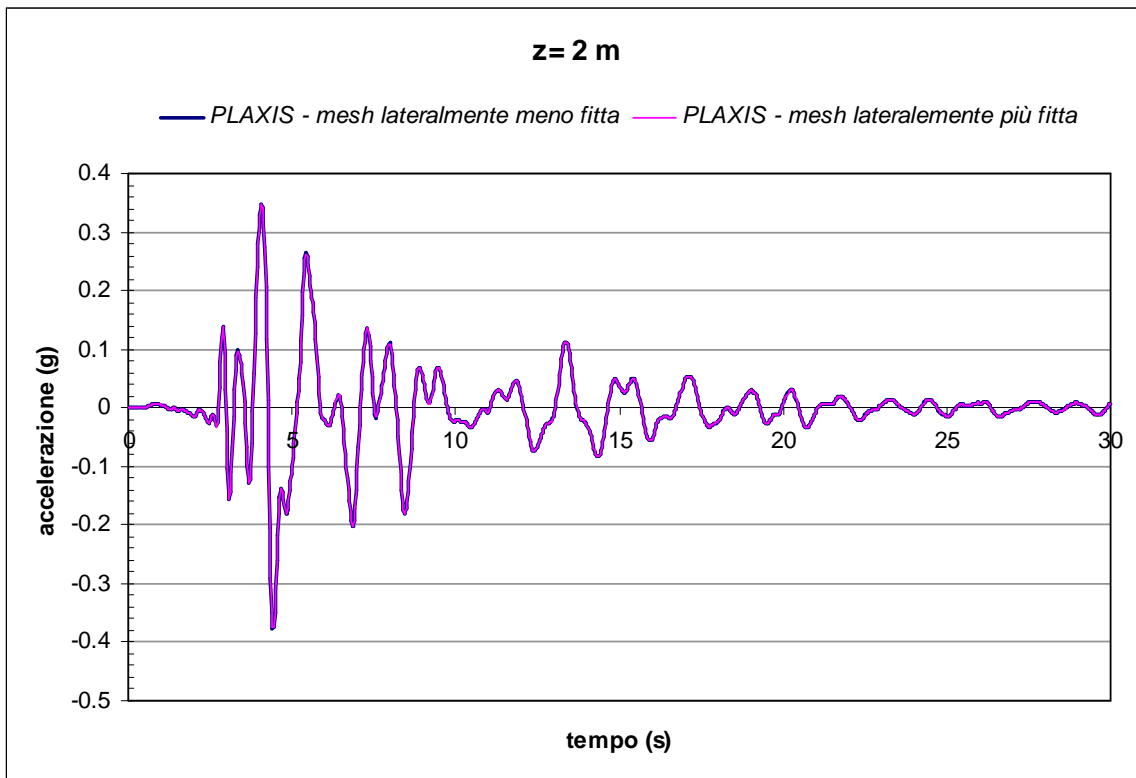
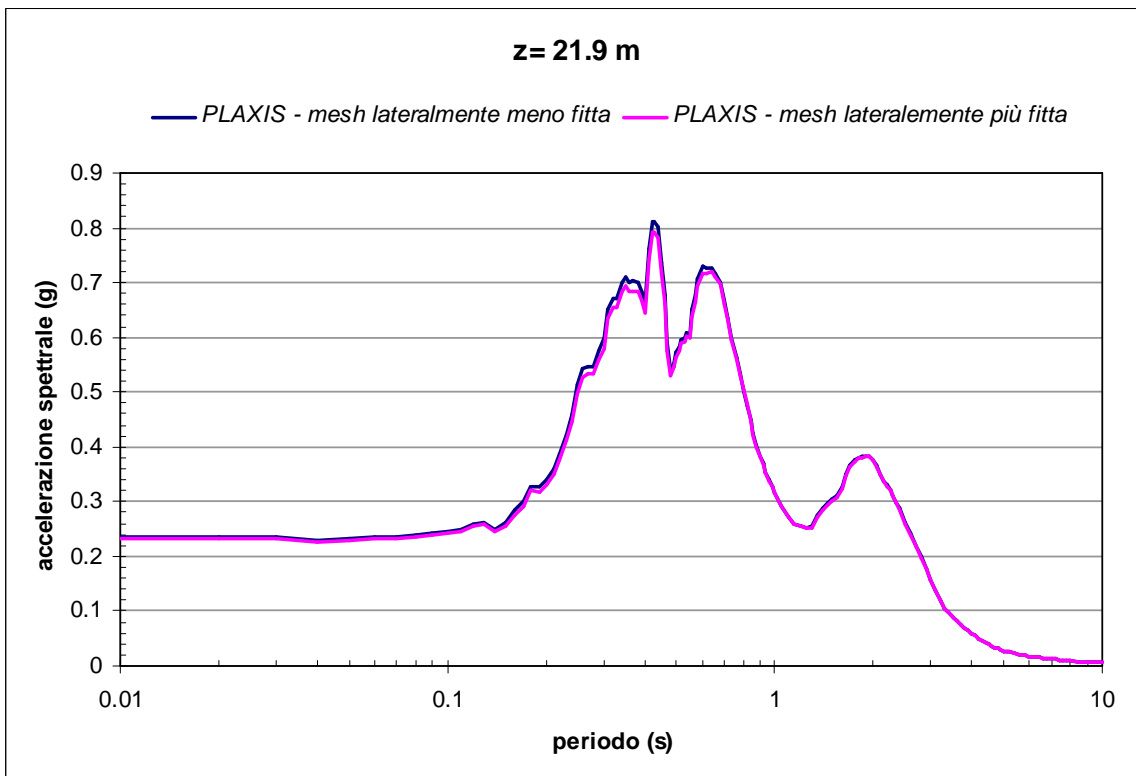
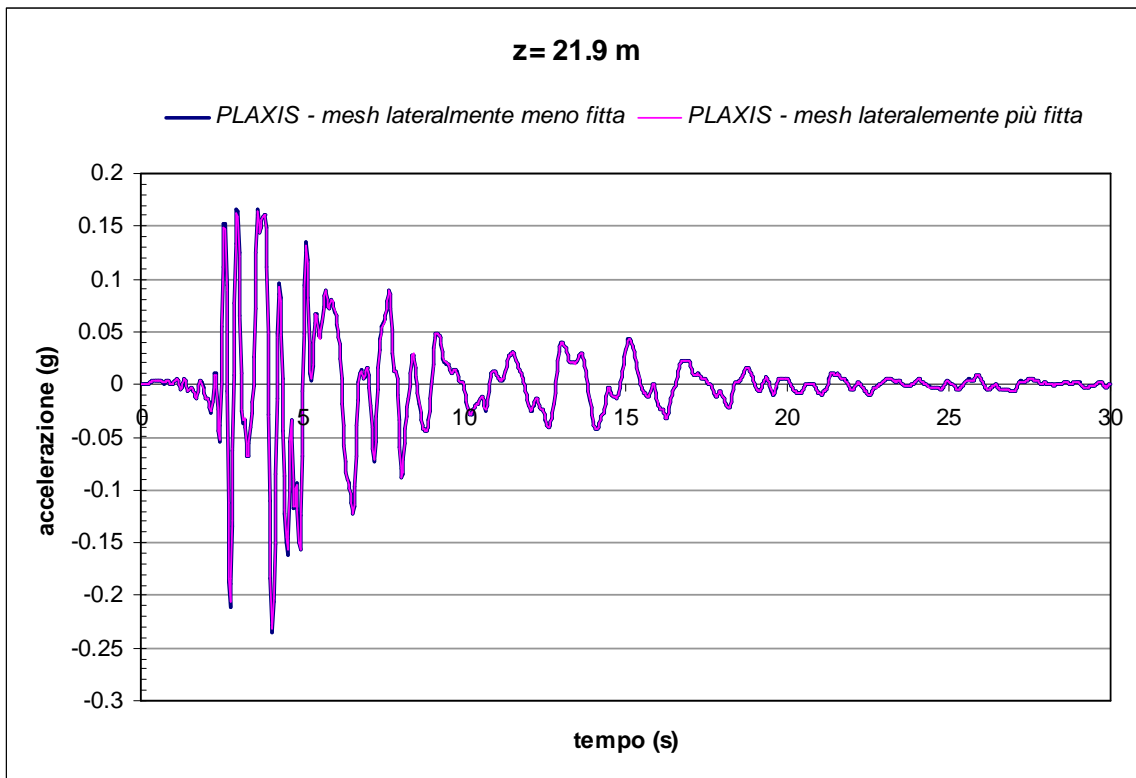


Figura 5.2.2.3 - Analisi PLAXIS: confronto dei risultati delle analisi n°2, n°4 e n°6 di Tabella 5.2.1.II per punti posizionati a differenti profondità dal p.c..







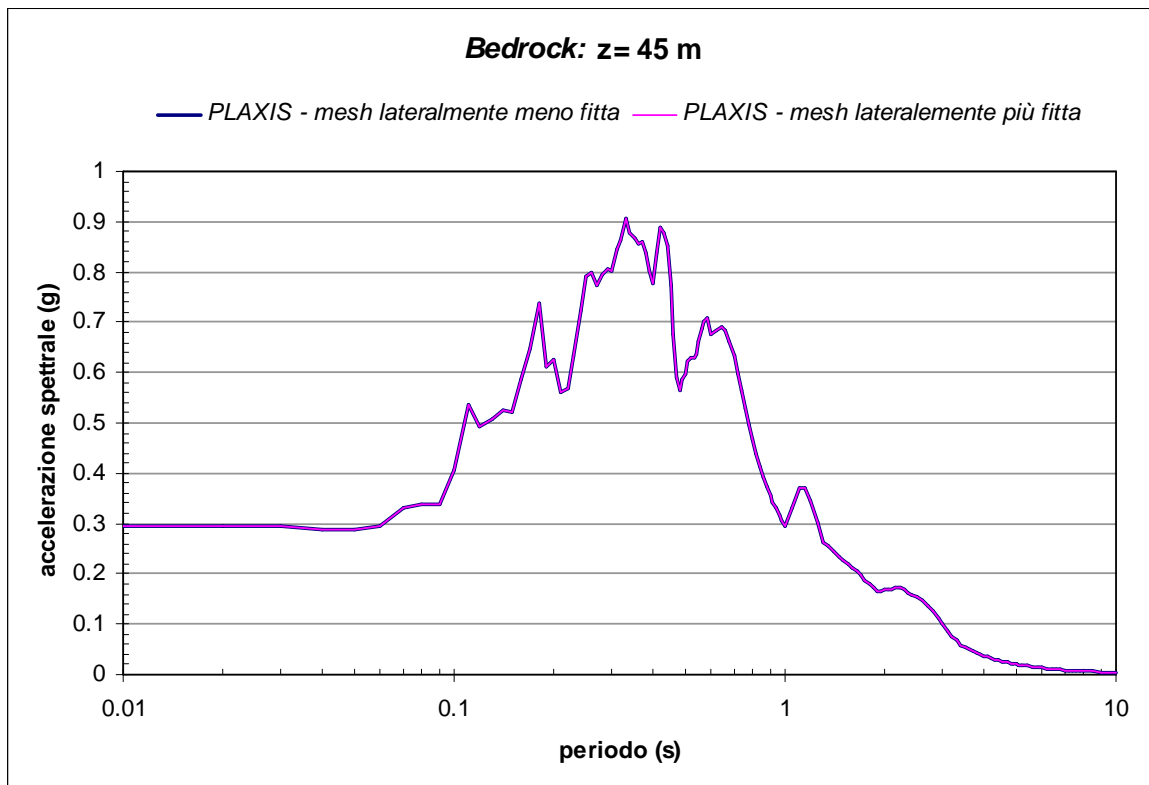
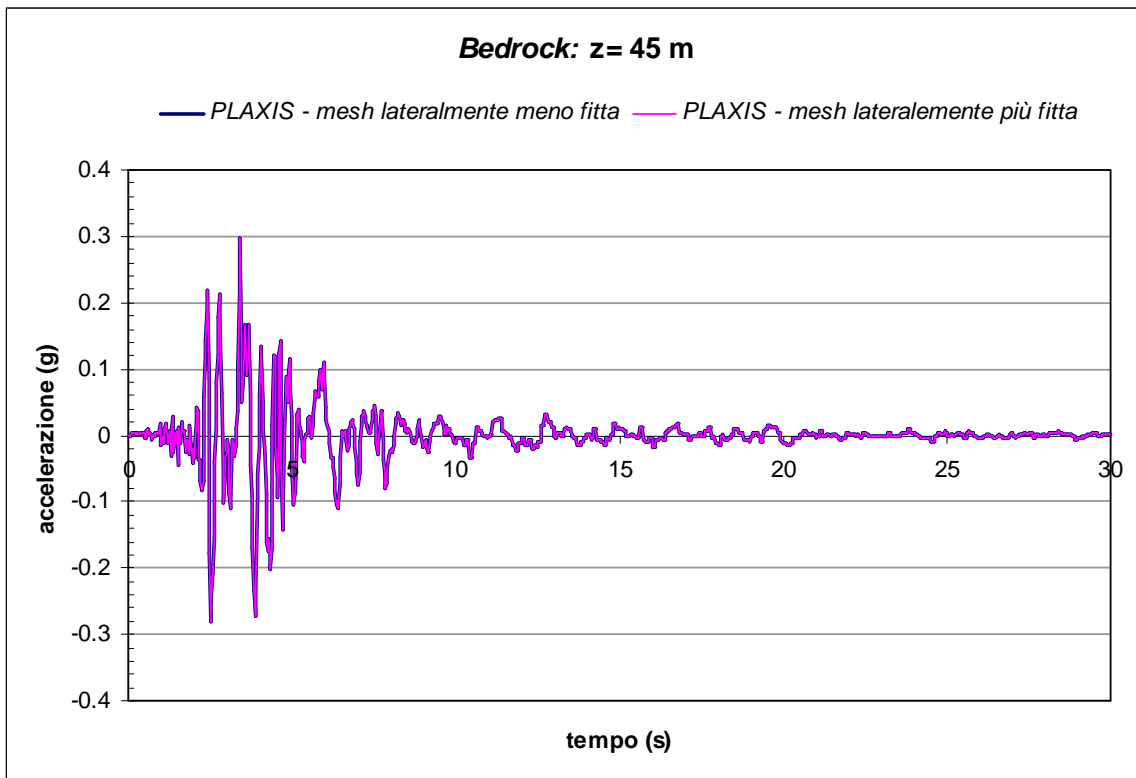


Figura 5.2.2.4 - Analisi *PLAXIS*: confronto dei risultati delle analisi n°4 e n°5 di Tabella 5.2.1.II per punti posizionati a differenti profondità dal p.c..

6. Analisi di Risposta Sismica Locale

Il problema preso in esame per il confronto tra i codici *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* è quello della risposta sismica non lineare di un deposito orizzontale omogeneo e seminfinito di terreno sollecitato da un sisma. A tal fine sono stati considerati quattro casi in seguito riportati e denominati rispettivamente *caso a*, *caso b*, *caso c* e *caso d*.

Per quanto riguarda l'accelerogramma è stato utilizzato quello registrato a Kalamata, Grecia 13.XI.1986 anziché quello registrato a Bagnoli Irpino (Italia 23.XI.1980), come inizialmente ipotizzato, a causa di un problema legato alle modalità con cui *PLAXIS* restituisce i risultati. Il passo di tempo con cui vengono forniti i risultati in uscita è pari a:

$$\Delta t = \left(\frac{\text{durata sisma [s]}}{\text{additional steps}} \right) [\text{s}]$$

Poiché il numero massimo di *additional steps* utilizzabile in *PLAXIS* è limitato a 1000, ad una maggiore durata del sisma consegue un maggiore passo temporale con cui *PLAXIS* restituisce i risultati. Questo comporta inevitabilmente una perdita di informazioni in *output* assimilabile ad un effetto filtro che si risente maggiormente alle alte frequenze. Di fatto più alta è la frequenza, maggiore è il numero di informazioni contenuto all'interno del passo temporale Δt e che saranno "tagliate" in *output*. Conseguentemente più grande è il passo temporale Δt con cui *PLAXIS* restituisce i risultati, maggiore sarà questo effetto filtro.

E' da sottolineare che questo è solo un problema di restituzione grafica dei risultati poiché *PLAXIS* in realtà legge l'accelerogramma con un passo temporale inferiore e quindi con maggiore accuratezza, pari a

$$\Delta t = \left(\frac{\text{durata sisma [s]}}{\text{additional steps} \cdot \text{dynamic sub steps}} \right) [\text{s}]$$

e facilmente controllabile agendo sul numero di *dynamic substeps*.

Per i motivi sopraindicati è stato allora scelto l'accelerogramma registrato a Kalamata, che ha una durata di 30 s circa contro i 73 s circa dell'accelerogramma registrato a Bagnoli Irpino.

Inoltre, per poter istituire un confronto grafico tra i risultati ottenuti con *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* è stato necessario che anche i primi due codici di calcolo restituissero i risultati con lo stesso passo temporale utilizzato da *PLAXIS* e pari a 0.03s. Le analisi inizialmente eseguite in *EERA* e *QUAKE/W* con un passo temporale pari 0.01s (nel seguito indicate con il suffisso

TS0,01s) sono state perciò ripetute utilizzando un passo temporale pari 0.03s (nel seguito indicate con il suffisso *TS0,03s*). Si ritiene utile riportare i risultati di entrambe le analisi al fine di avere una immediato riscontro grafico (si veda in particolare lo spettro al *bedrock*) di quanto è stato esposto.

6.1 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso a

Si è considerato un deposito orizzontale omogeneo e seminfinito di **terreno tipo 1** di elevata potenza con *bedrock* **posizionato a 60 m** dal piano campagna, Figura 6.1.1, profondità alla quale la velocità delle onde di taglio raggiunge gli 800 m/s (velocità convenzionale alla quale si può ritenere posizionato il *bedrock* rigido) ed investito da onde sismiche che si propagano in direzione verticale. Le proprietà fisico-meccaniche, lo stato tensionale iniziale e il profilo della rigidità a taglio iniziale con la profondità sono state indicate nel §4.3.1.

Occorre far notare che il valore del coefficiente di Poisson pari a 0.48 è stato utilizzato esclusivamente al fine di generare lo stato tensionale iniziale nel codice di calcolo *QUAKE/W*; infatti in tale codice di calcolo lo stato tensionale iniziale deve essere ricavato preliminarmente ed in funzione del coefficiente di Poisson ν' . Tale valore è inusuale per i terreni, poiché esso varia tra 0.2 e 0.3. In realtà per le analisi è stato utilizzato un valore pari a $\nu' = 0.25$. Il valore di $\nu' = 0.48$, utile per generare lo stesso stato tensionale iniziale in *QUAKE/W*, è stato determinato, in modo da poter ottenere il valore del coefficiente di spinta a riposo desiderato, utilizzando la relazione $K_0 = \nu' / (1 - \nu')$.

In Figura 6.1.2 si riportano le curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio che sono state utilizzate per caratterizzare il comportamento dinamico del materiale oggetto di analisi; esse sono state valutate con riferimento ai risultati tipici della letteratura (Seed e Sun, 1989; Idriss 1990) per indice di plasticità pari a $I_p = 40$.

Per quanto concerne l'accelerogramma selezionato per lo studio della risposta sismica locale sono state fatte due ipotesi:

caso a_B)

l'accelerogramma selezionato, Figura 6.1.3, è stato direttamente applicato al tetto della formazione rocciosa di base (*bedrock*);

caso a_O)

l'accelerogramma selezionato, Figura 6.1.4, è stato applicato in corrispondenza dell'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*).

caso a)

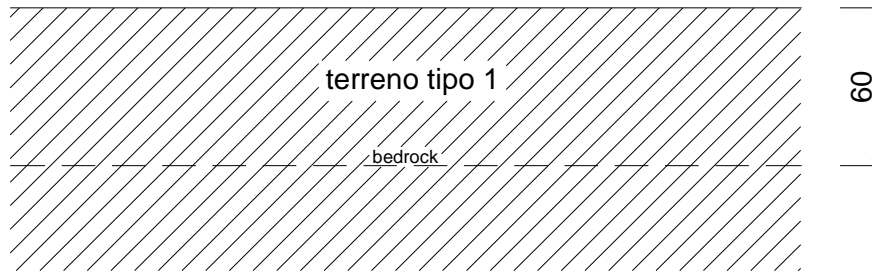


Figura 6.1.1 - Caso ideale analizzato per lo studio della RSL.

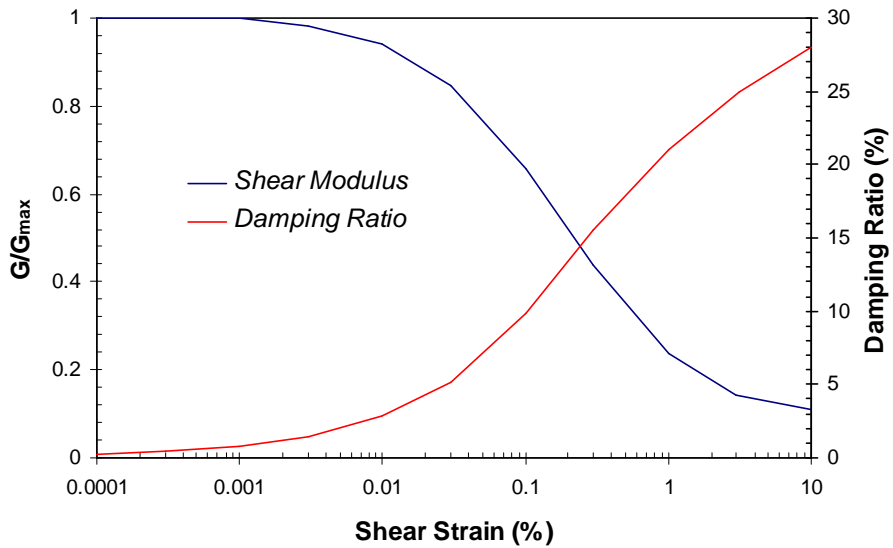


Figura 6.1.2 - Curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, utilizzate per il terreno tipo 1.

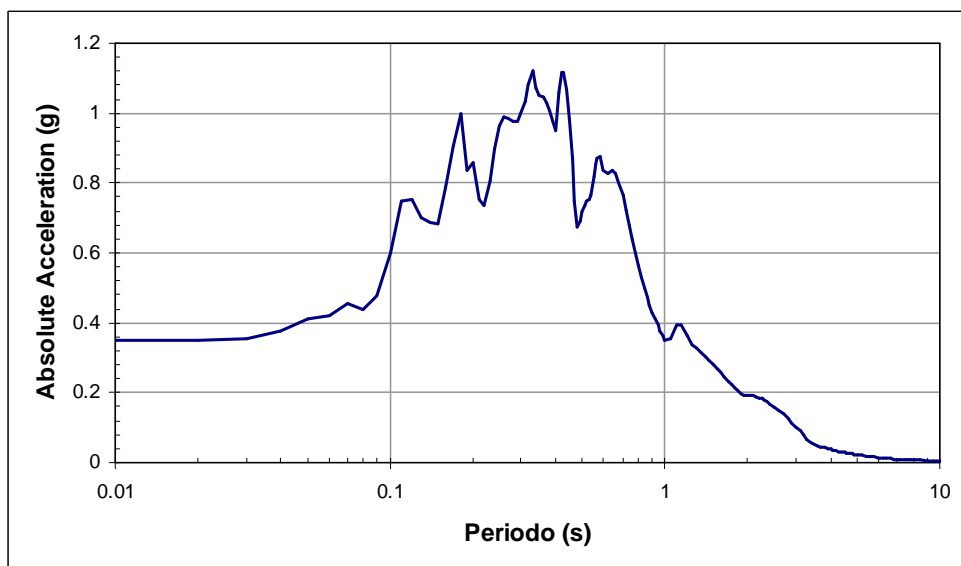
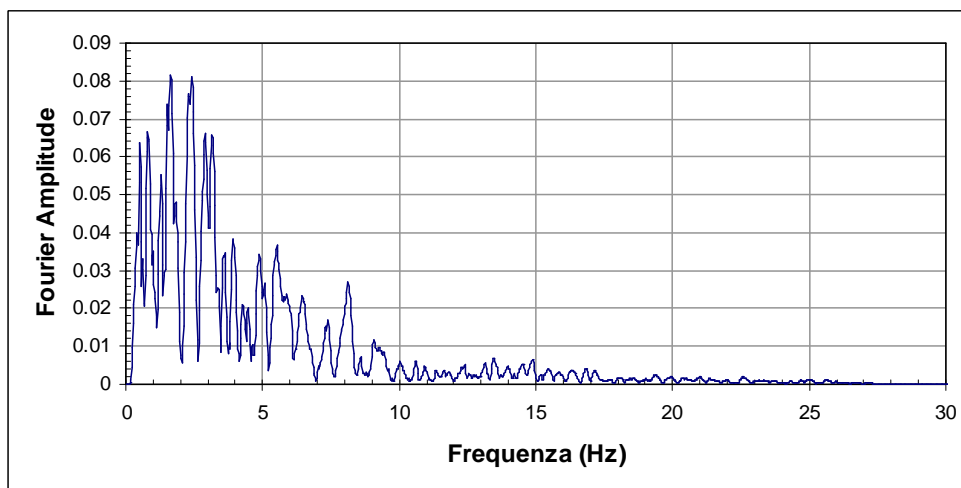
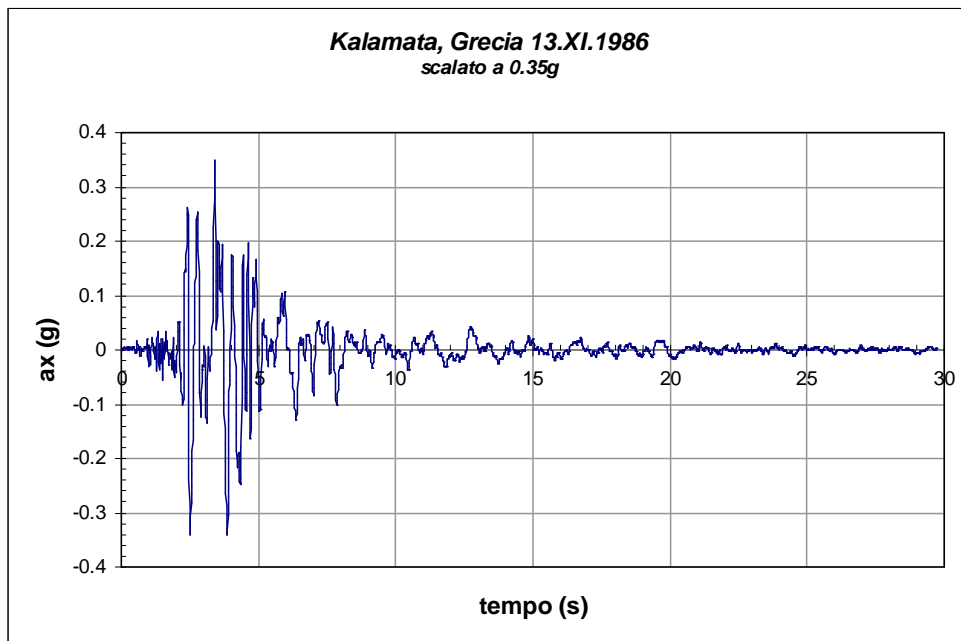


Figura 6.1.3 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986 e scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g.

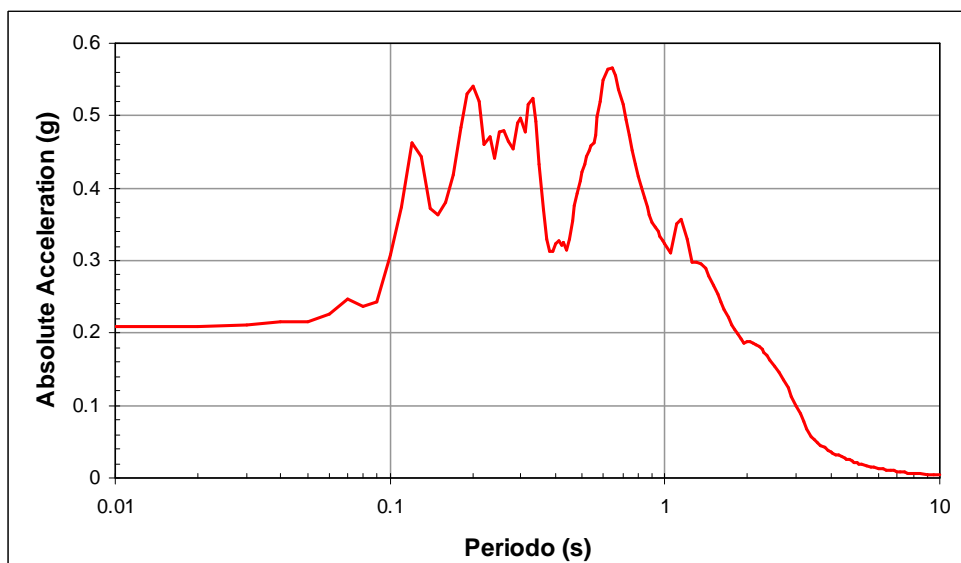
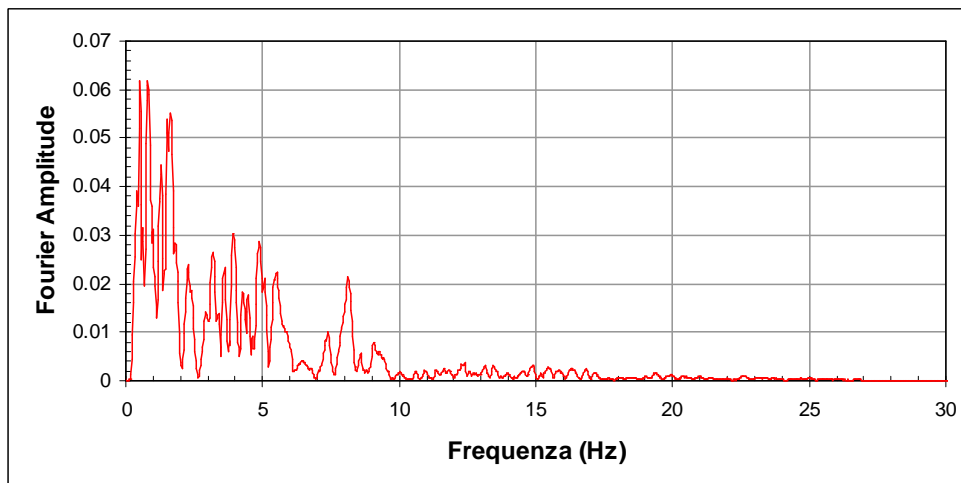
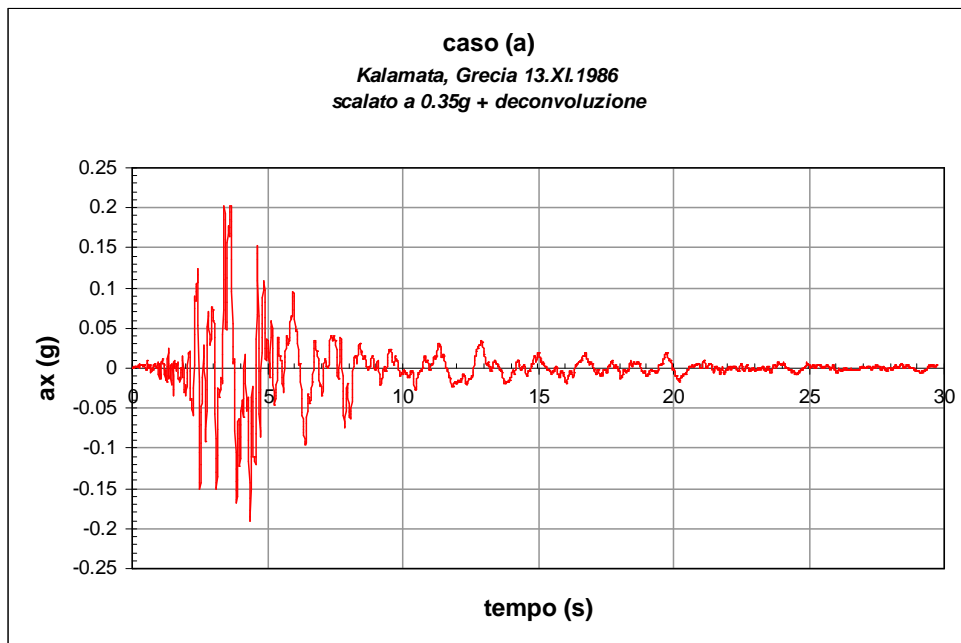


Figura 6.1.4 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g e sottoposto a deconvoluzione.

6.1.1 caso a B

ANALISI EERA

La Figura 6.1.1.1 mostra il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 6.1.1.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_p = 40\%$.

L'accelerogramma è applicato in corrispondenza della formazione rocciosa di base (*bedrock*). Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma al *bedrock* adottato è quello indicato in Figura 6.1.3.

Le Figure 6.1.1.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.35 g subisca una amplificazione raggiungendo un valore di 1.60 g in corrispondenza della superficie e 1.01 g alla quota della galleria. Inoltre si nota come il fenomeno di propagazione induca un livello deformativo che mediamente si attesta intorno allo 0.11%; la rigidezza a taglio normalizzata e lo smorzamento mobilitati assumono rispettivamente valori che si attestano mediamente intorno allo 0.76 e al 7.2%.

In Figura 6.1.1.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 6.1.1.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 8, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 1

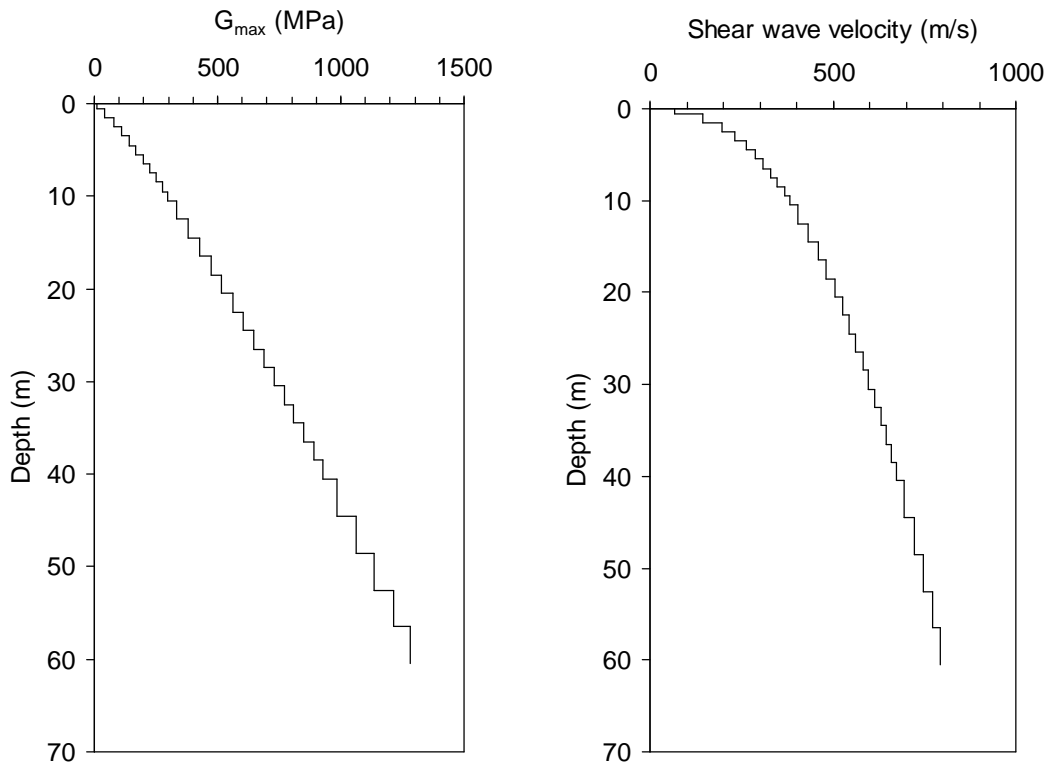


Figura 6.1.1.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_s con la profondità.

Terreno tipo 1

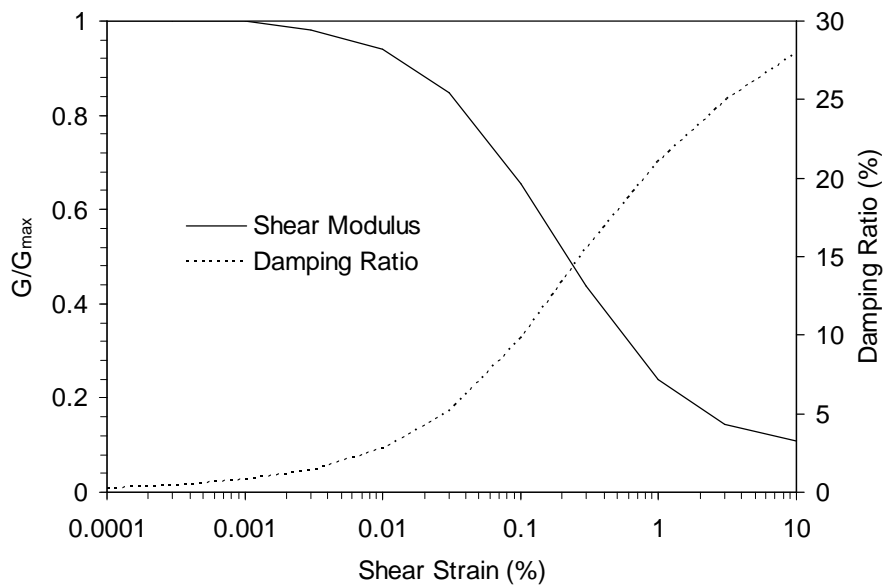


Figura 6.1.1.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

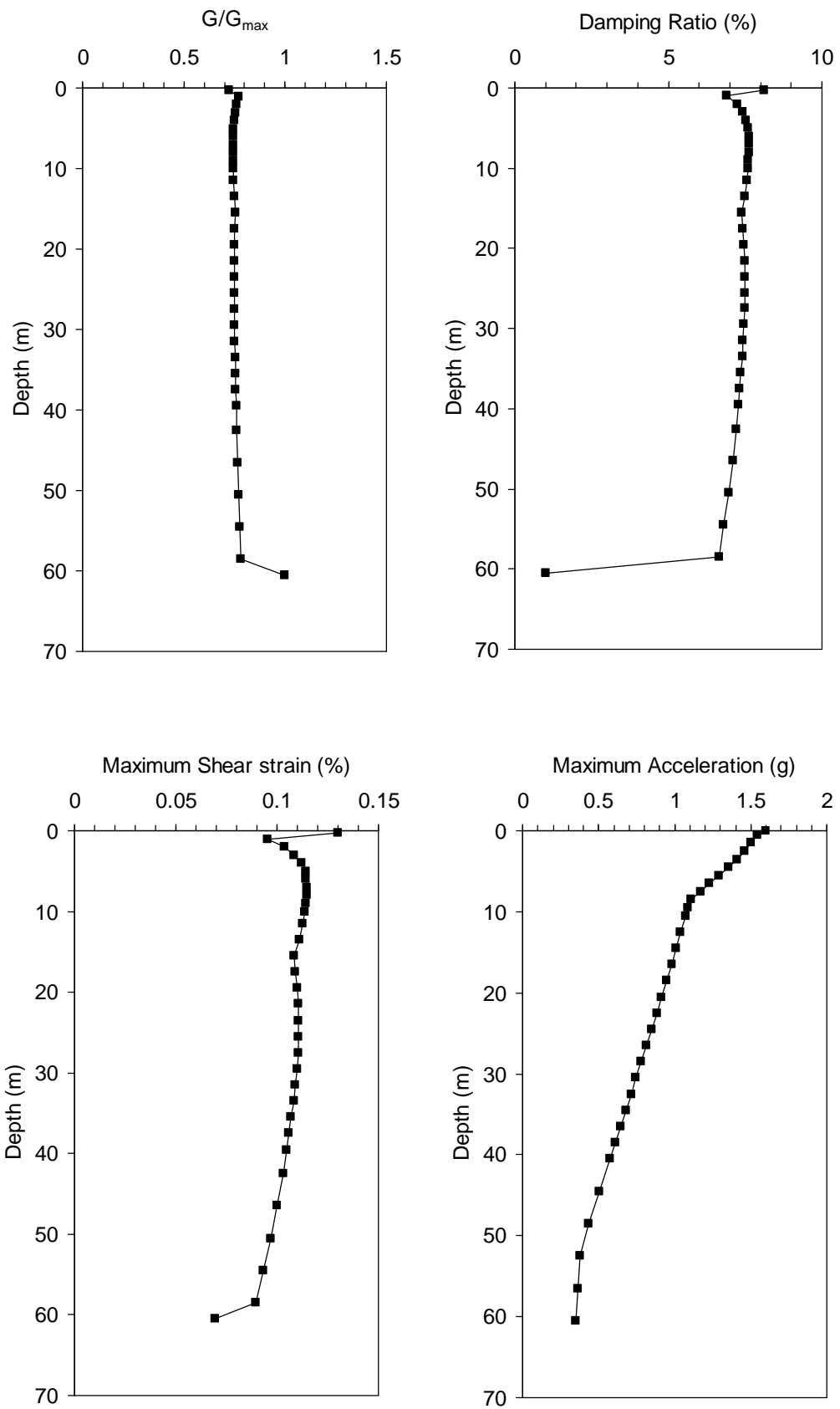


Figura 6.1.1.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

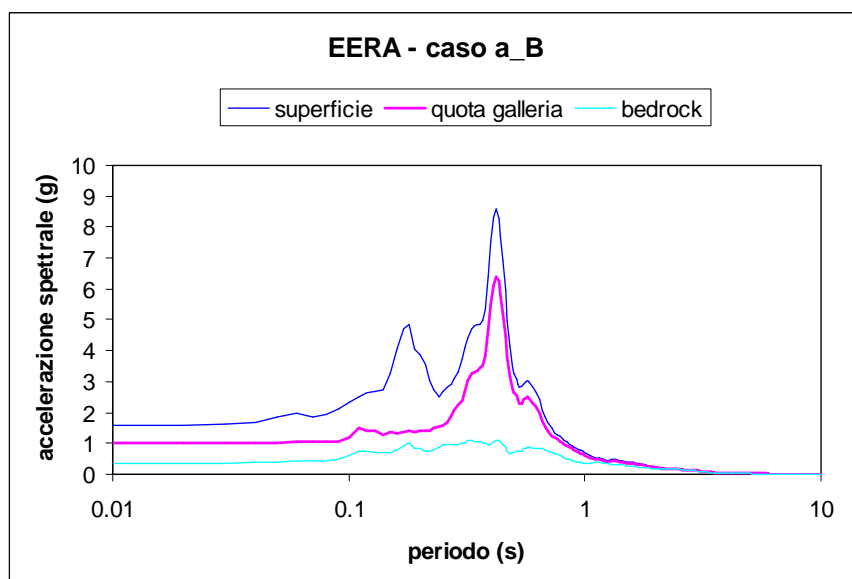
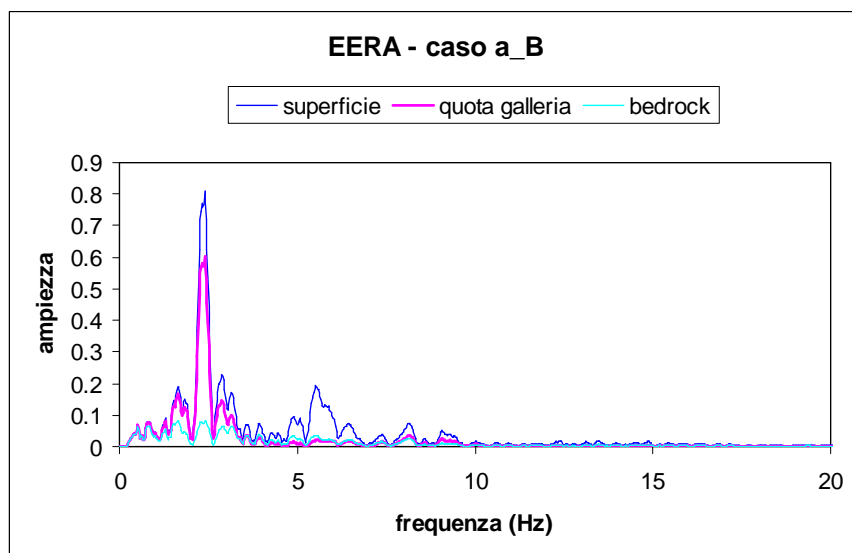
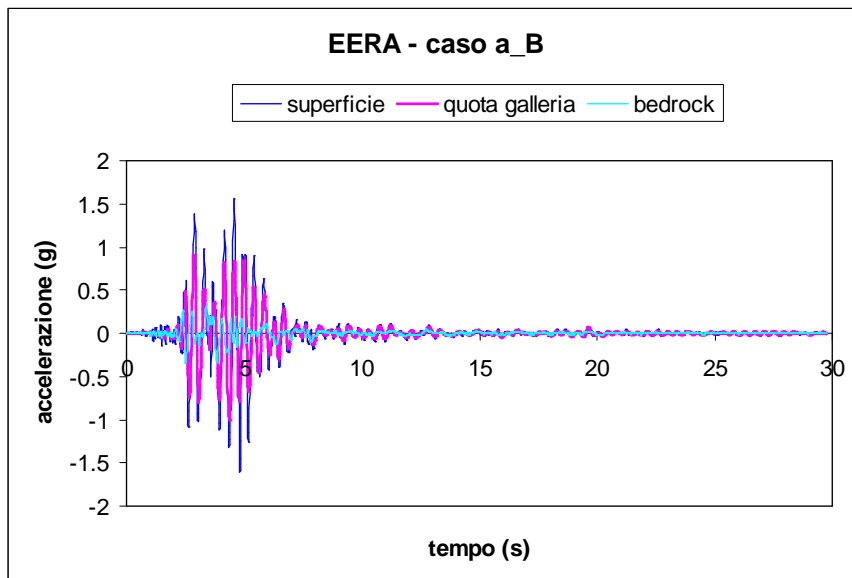


Figura 6.1.1.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

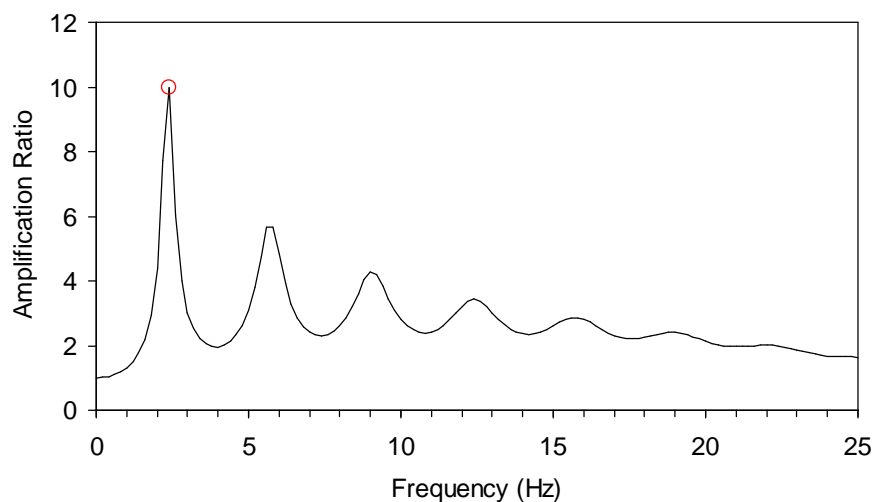


Figura 6.1.1.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 4.3.1.1;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.1.1.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.1.1.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D= 0.24\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in *EERA*.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.1.1.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 60 m ed è costituito da 120 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 485 nodi. Gli elementi finiti hanno un'altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x= u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.1.3, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma per quanto esposto in precedenza è stato successivamente variato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

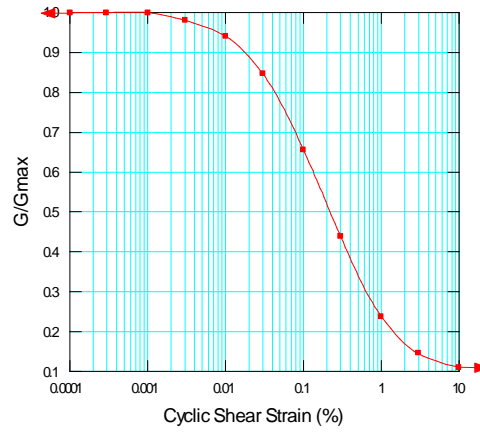
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.1.1.14 e 6.1.1.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.1.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

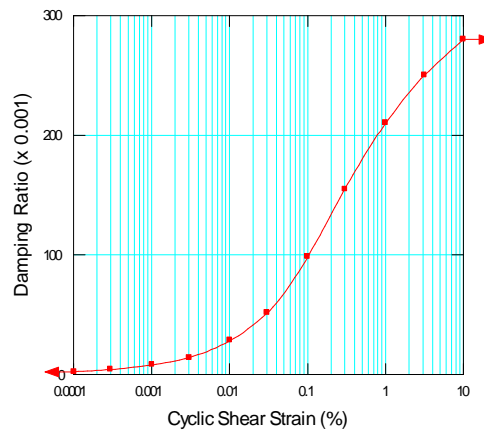
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.1.1.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

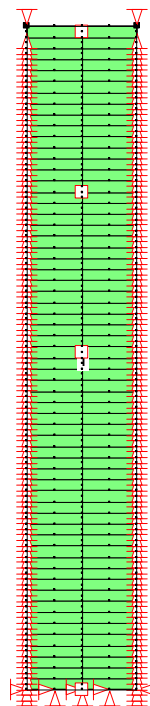


Figura 6.1.1.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 6.1.1.8. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.1.1.9 e in dettaglio in Figura 6.1.1.10, è composta da 2066 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 16781 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 3.73 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione: $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 16 m in corrispondenza della base a 1.3 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre, lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente menzionati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) sono le pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.1.1.I.

In Figura 6.1.1.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.1.1.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.1.1.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 2 Hz e 2.6 Hz (Figura 6.1.1.12), ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.1.3 ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stata eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle Figure 6.1.1.14 e 6.1.1.15, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.1.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano inoltre i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

I parametri cui ci si riferisce in questa e nelle successive analoghe tabelle sono definiti come segue:

strato	n° strato
z	profondità min – profondità max [m]
spessore	spessore del substrato [m]
γ	peso dell'unità di volume [kN/m ³]
ξ	coefficiente di smorzamento [%]
α	parametro di smorzamento di Rayleigh
β	parametro di smorzamento di Rayleigh
E_{ref}	modulo di Young [kPa]
ν	coefficiente di Poisson
K_0	coefficiente di spinta a riposo

Tabella 6.1.1.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*

materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [cm/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	20	1.00E-01	1.16E-08	8.12	1.1531	0.0056	6239	15599	0.25	0.923
2	0.5-1.5	1	20	1.00E-01	1.16E-08	6.91	0.9821	0.0048	33148	82869	0.25	0.923
3	1.5-2.5	1	20	1.00E-01	1.16E-08	7.24	1.0280	0.0050	59537	148842	0.25	0.923
4	2.5-3.5	1	20	1.00E-01	1.16E-08	7.41	1.0521	0.0051	83372	208431	0.25	0.923
5	3.5-5.5	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.58	1.0763	0.0052	114871	287178	0.25	0.923
6	5.5-7.5	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.62	1.0827	0.0053	155583	388956	0.25	0.923
7	7.5-9.5	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.62	1.0821	0.0053	194715	486788	0.25	0.923
8	9.5-11.5	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.58	1.0768	0.0052	231902	579755	0.25	0.923
9	11.5-13.5	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.53	1.0698	0.0052	274269	685673	0.25	0.923
10	13.5-16.5	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.45	1.0576	0.0052	322496	806241	0.25	0.923
11	16.5-19.5	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.45	1.0584	0.0052	367088	917720	0.25	0.923
12	19.5-22.5	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.47	1.0613	0.0052	410722	1026805	0.25	0.923
13	22.5-25.5	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.49	1.0635	0.0052	464384	1160961	0.25	0.923
14	25.5-29.5	4	20	1.00E-01	1.16E-08	7.48	1.0622	0.0052	516199	1290497	0.25	0.923
15	29.5-33.5	4	20	1.00E-01	1.16E-08	7.43	1.0559	0.0051	579336	1448341	0.25	0.923
16	33.5-37.5	4	20	1.00E-01	1.16E-08	7.36	1.0458	0.0051	642142	1605355	0.25	0.923
17	37.5-41.5	4	20	1.00E-01	1.16E-08	7.27	1.0323	0.0050	701504	1753760	0.25	0.923
18	41.5-47.5	6	20	1.00E-01	1.16E-08	7.15	1.0159	0.0049	781880	1954700	0.25	0.923
19	47.5-53.5	6	20	1.00E-01	1.16E-08	6.89	0.9785	0.0048	877745	2194363	0.25	0.923
20	53.5-60	6.5	20	1.00E-01	1.16E-08	6.73	0.9564	0.0047	972296	2430739	0.25	0.923

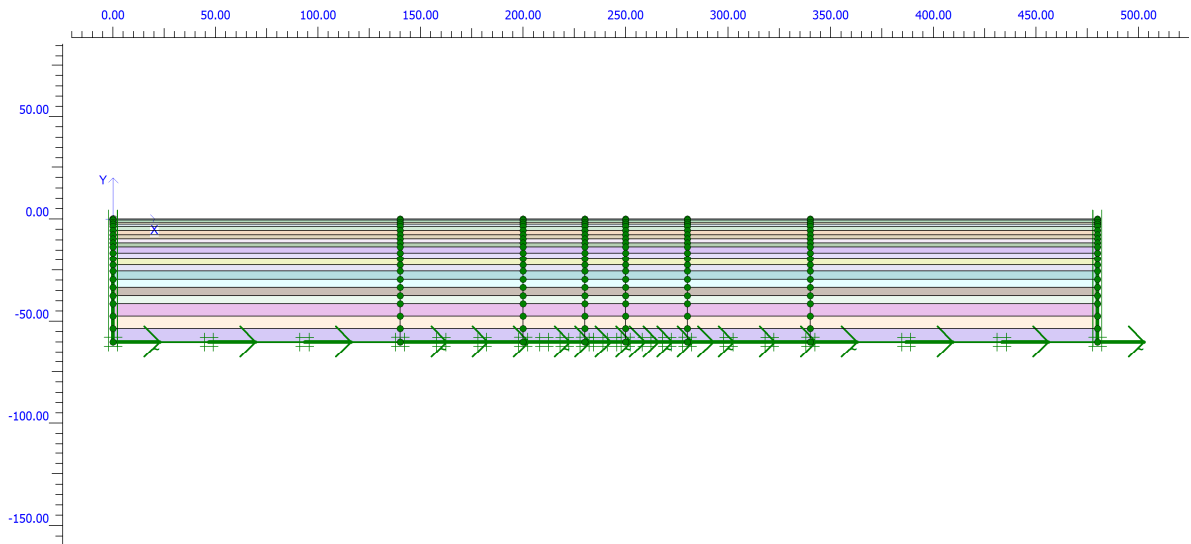


Figura 6.1.1.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

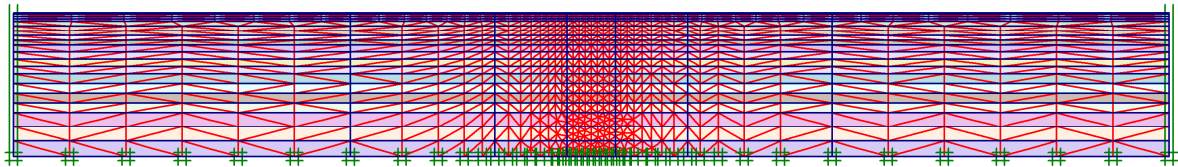


Figura 6.1.1.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

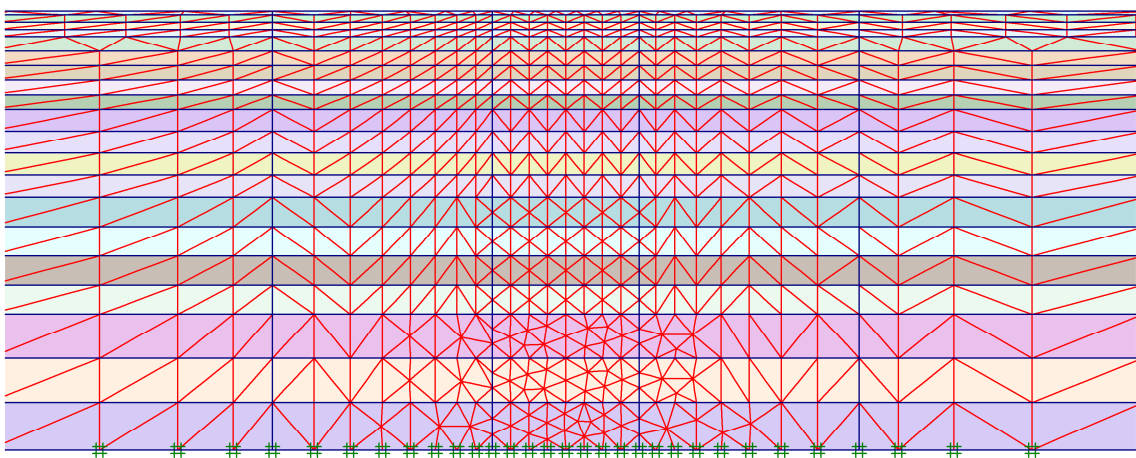


Figura 6.1.1.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

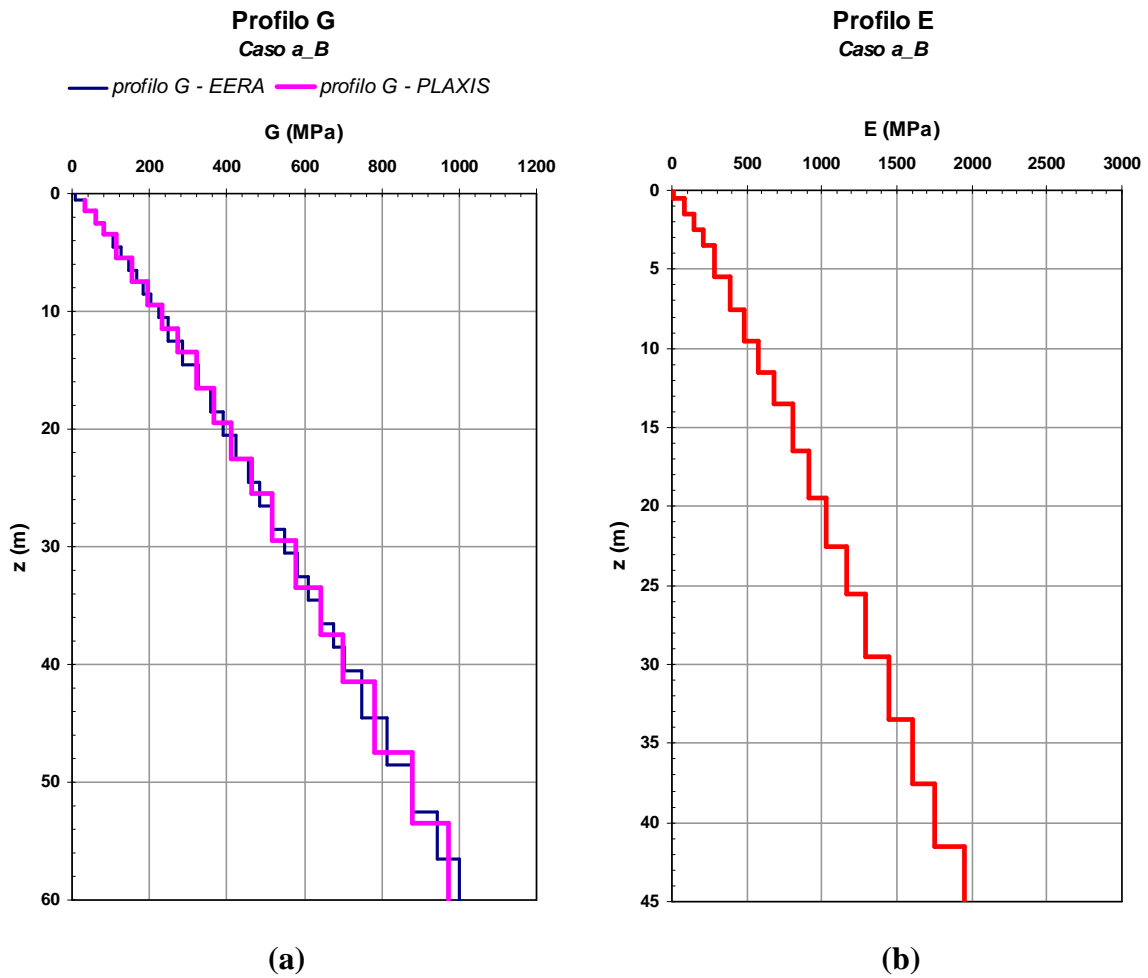


Figura 6.1.1.11 –Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l’analisi.

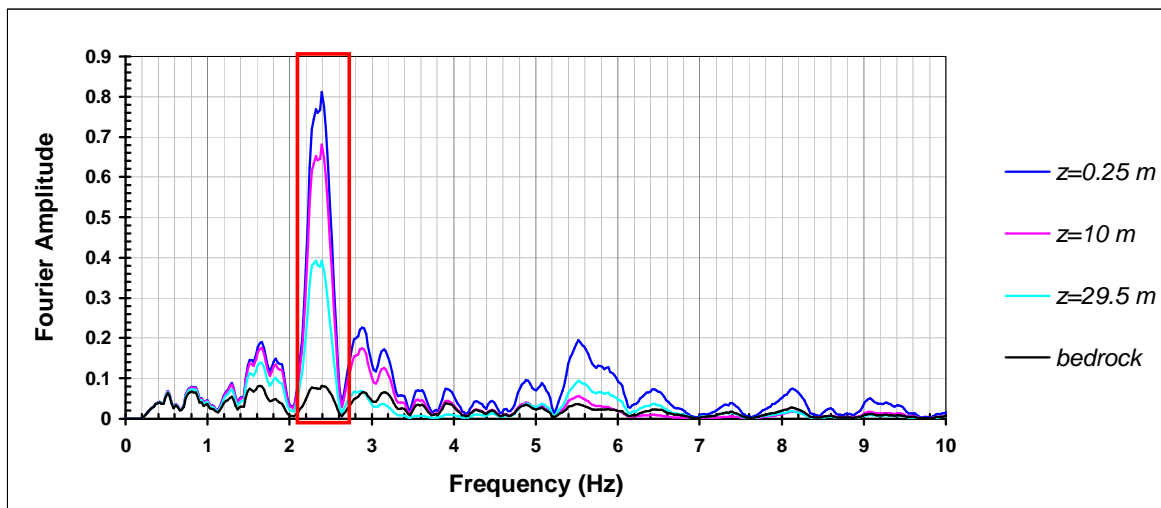
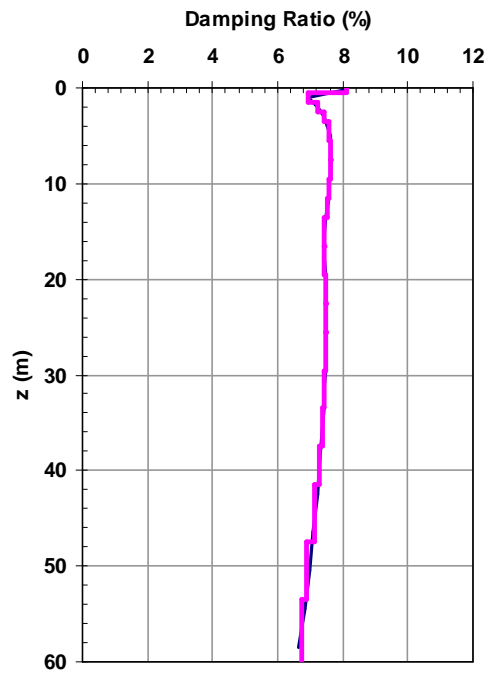


Figura 6.1.1.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.

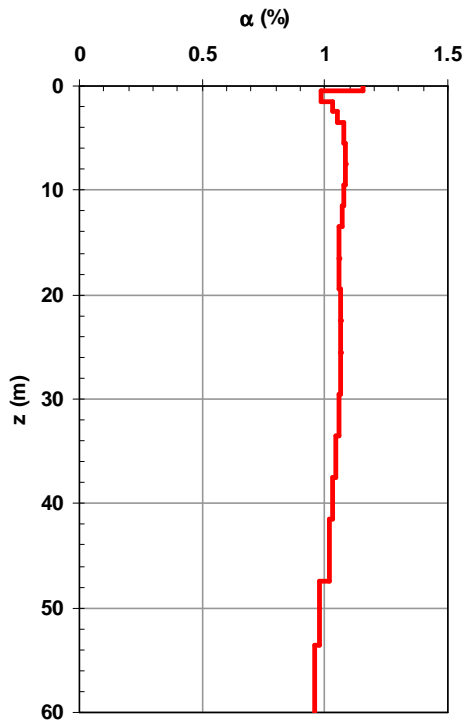
Profilo Damping Ratio
caso a_B

— Damping Ratio - EERA — Damping Ratio - PLAXIS



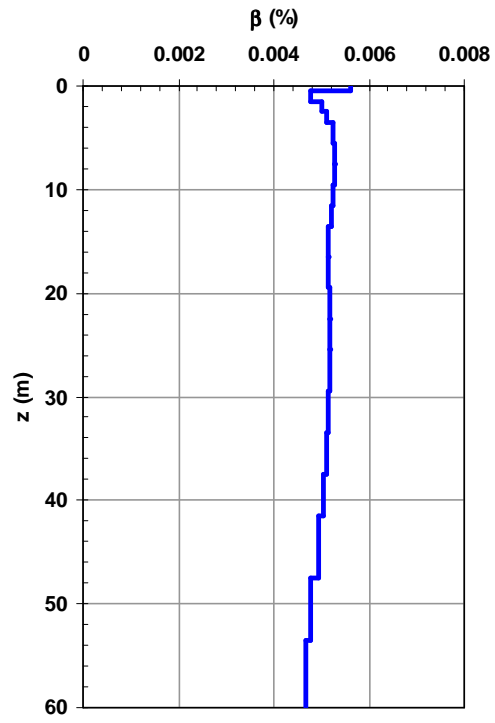
(a)

Profilo α di Rayleigh
caso a_B



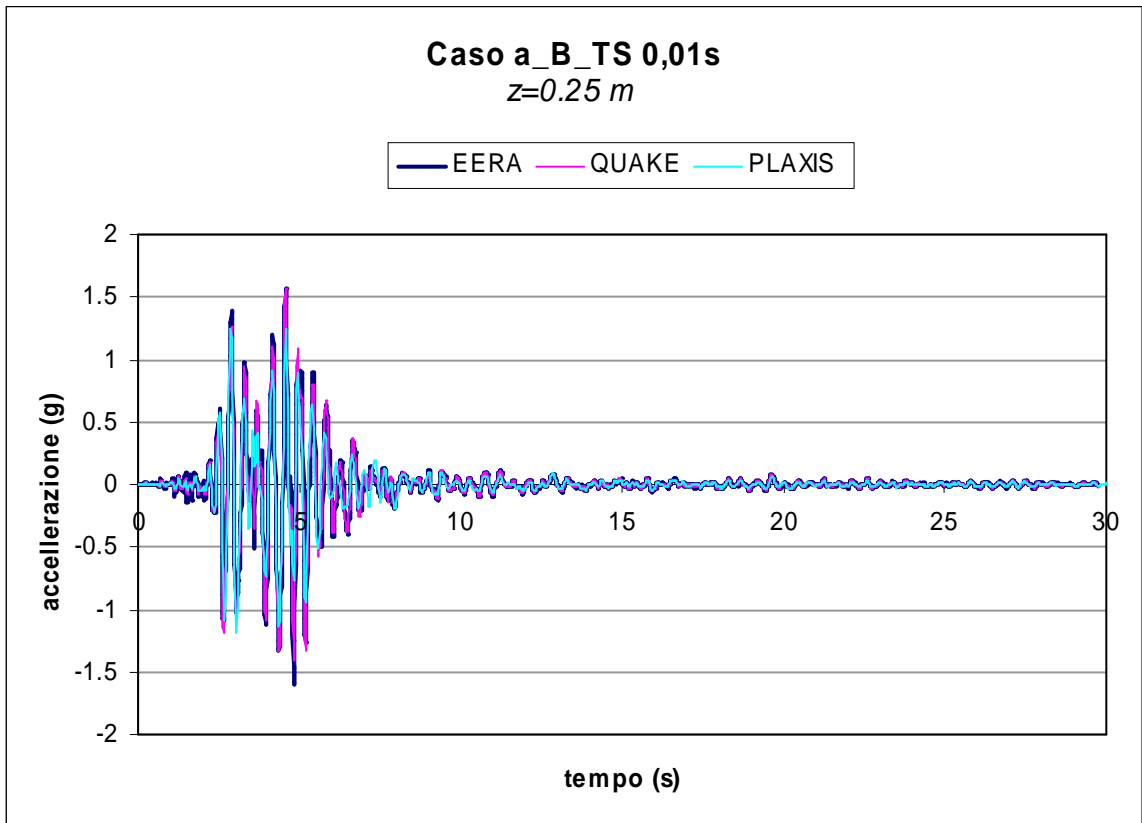
(b)

Profilo β di Rayleigh
caso a_B

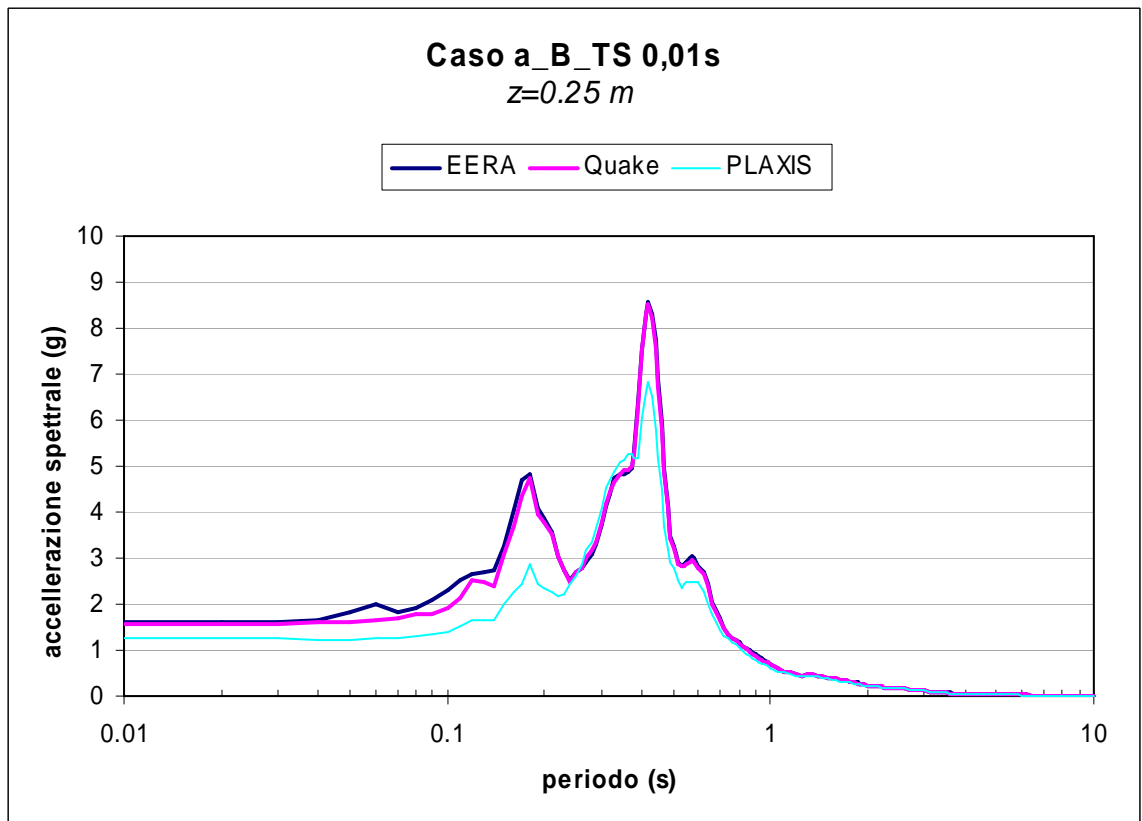


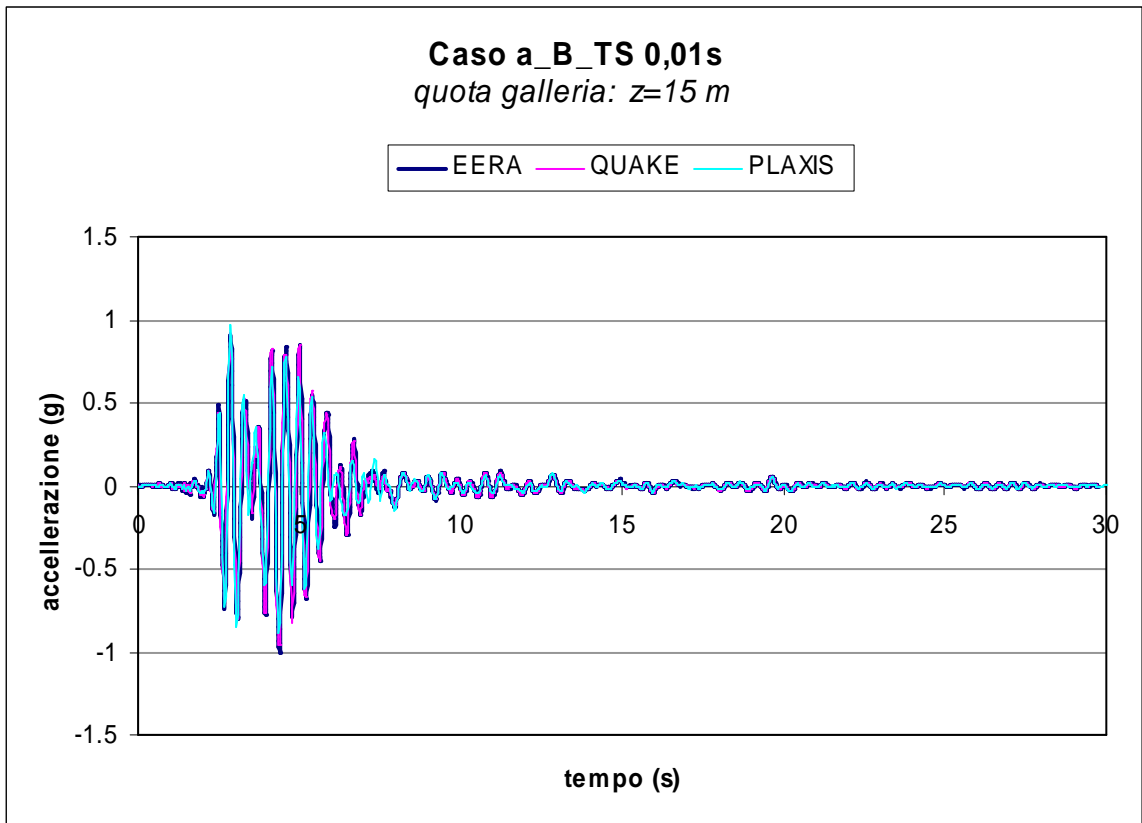
(c)

Figura 6.1.1.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

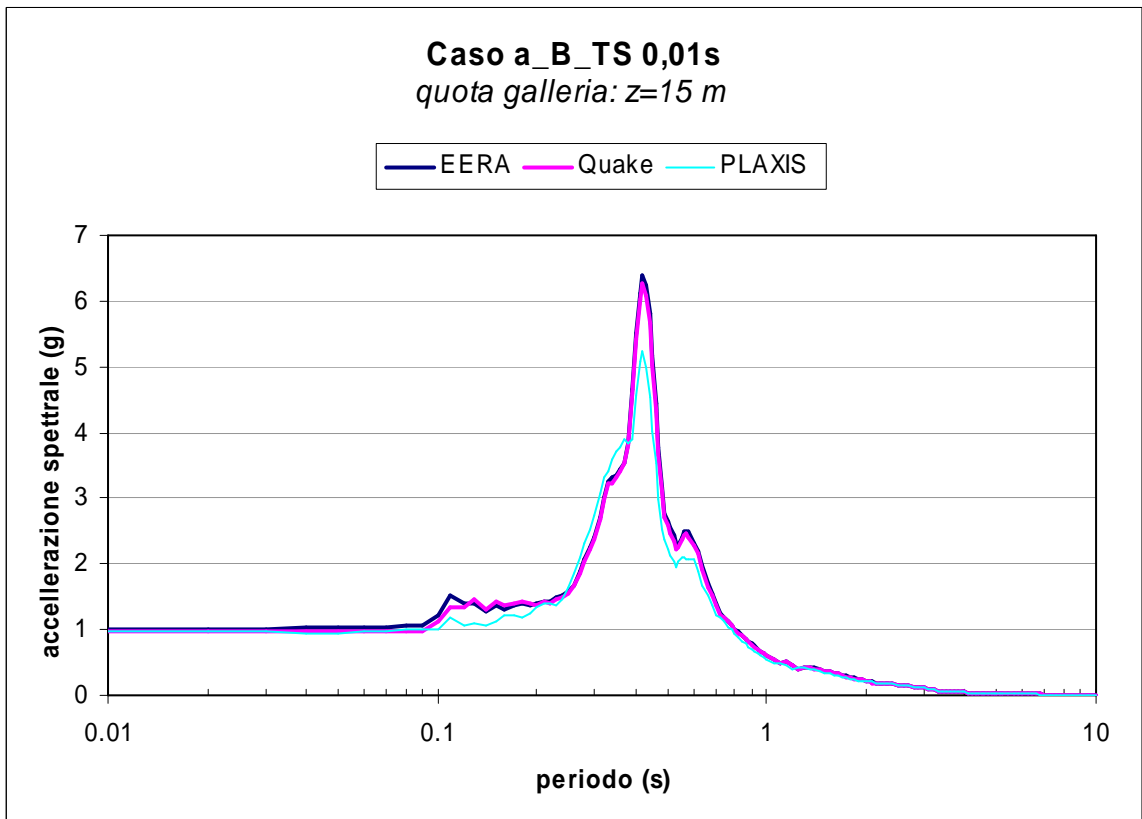


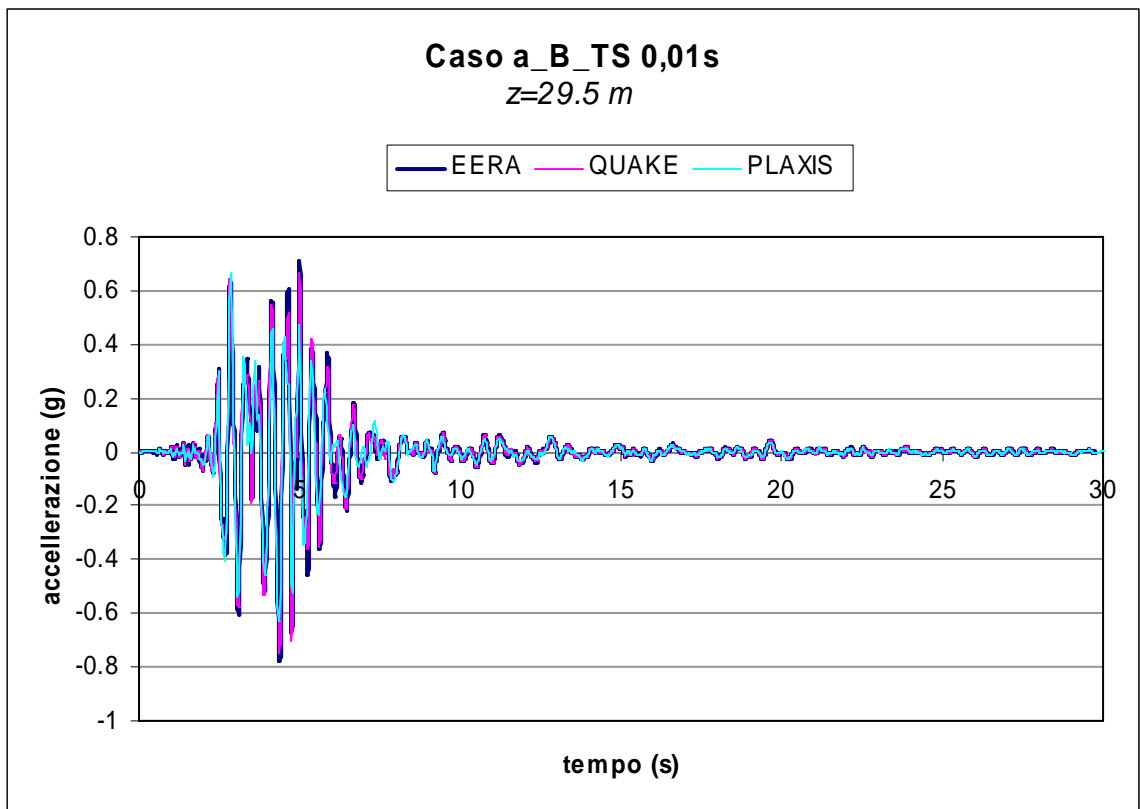
(a)



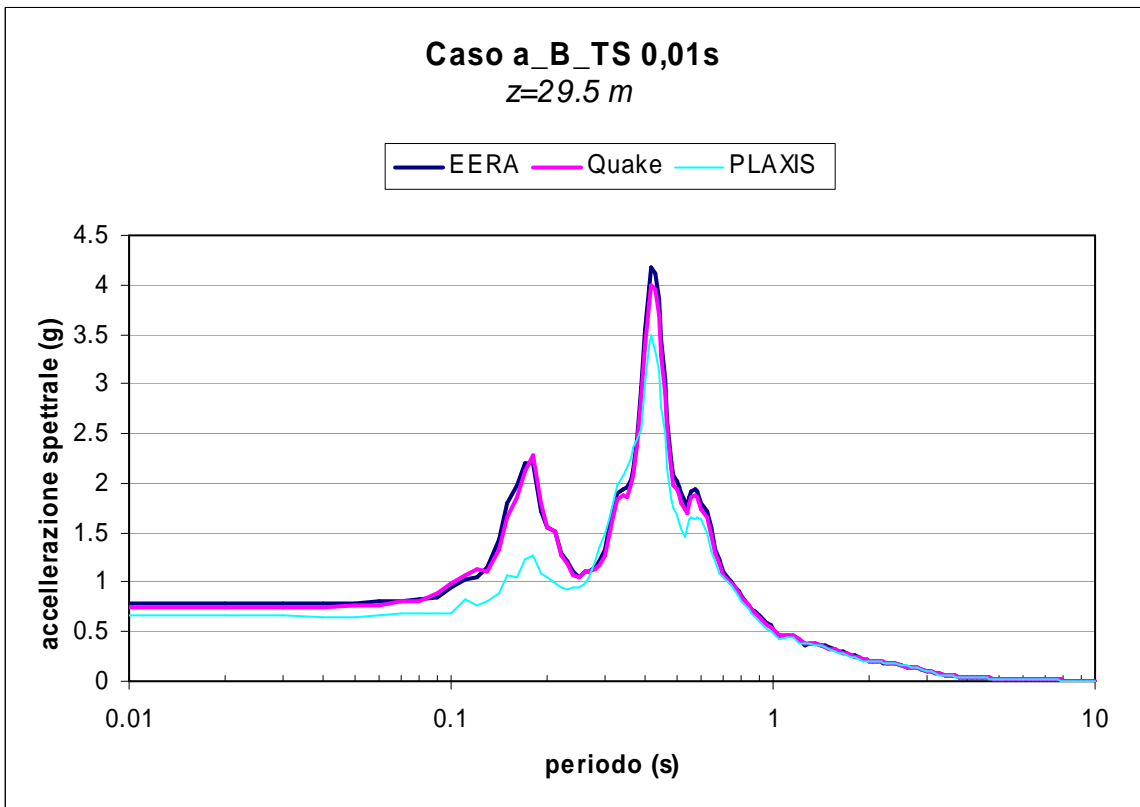


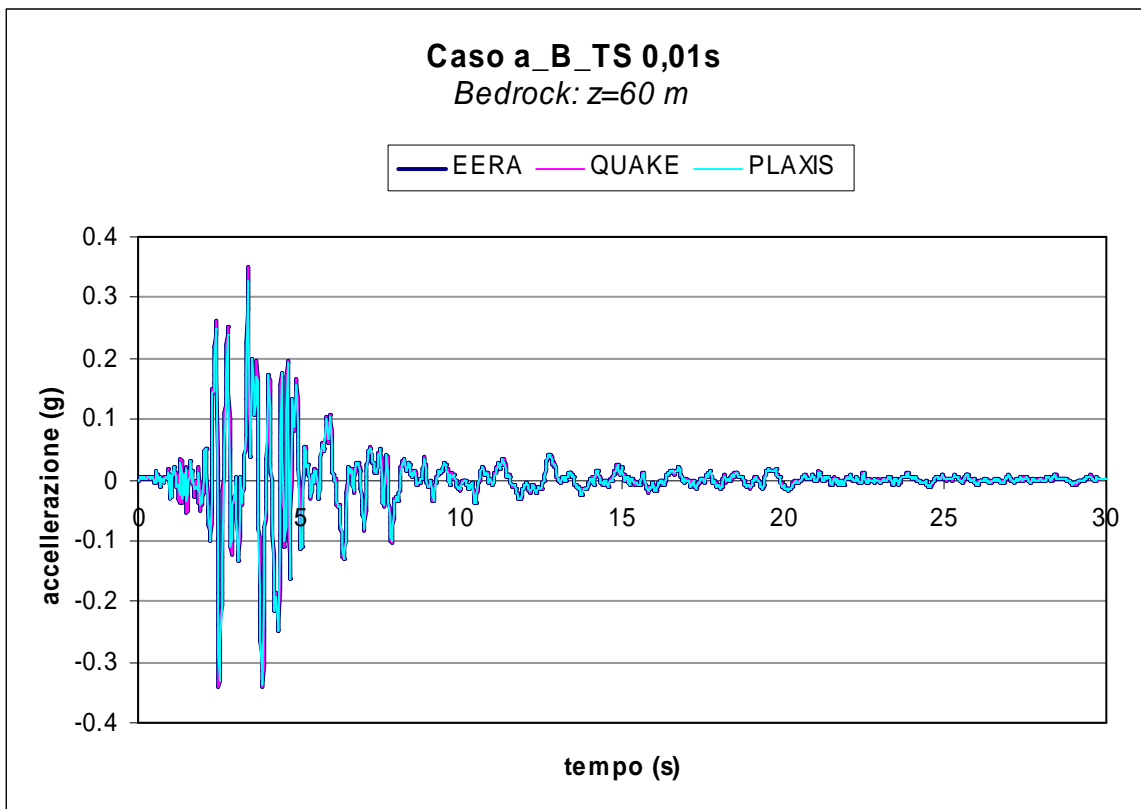
(b)





(c)





(d)

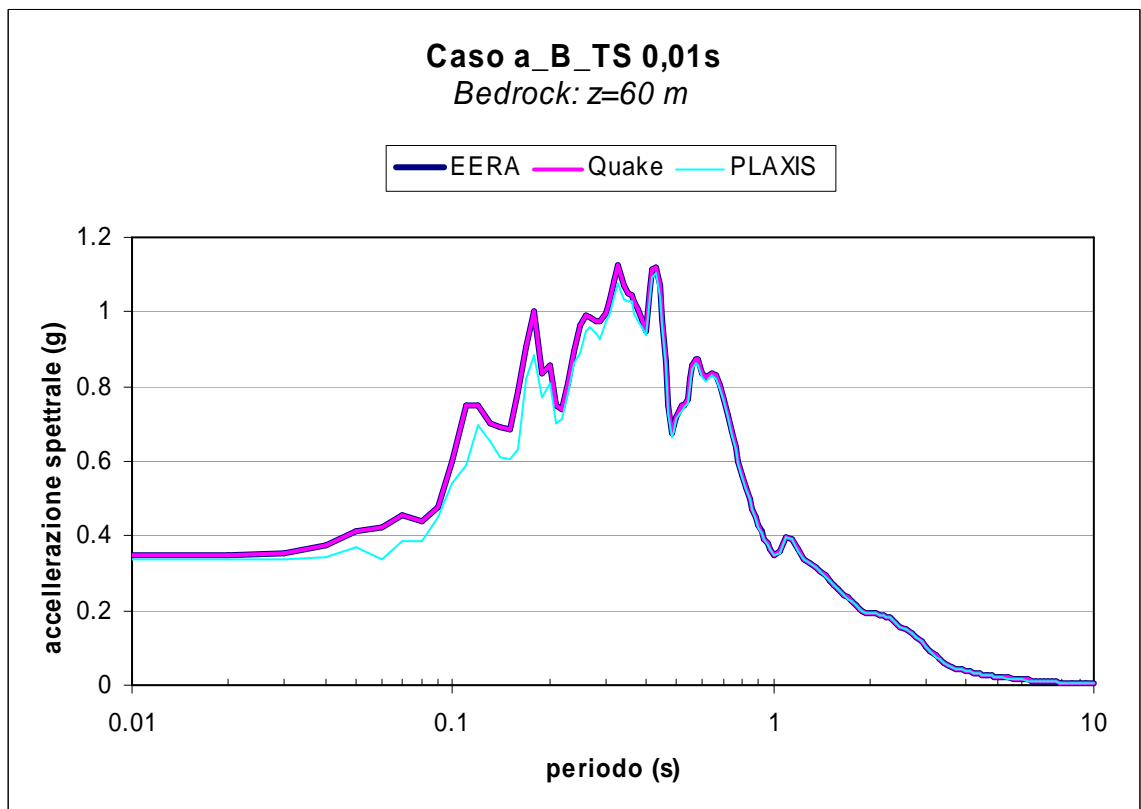
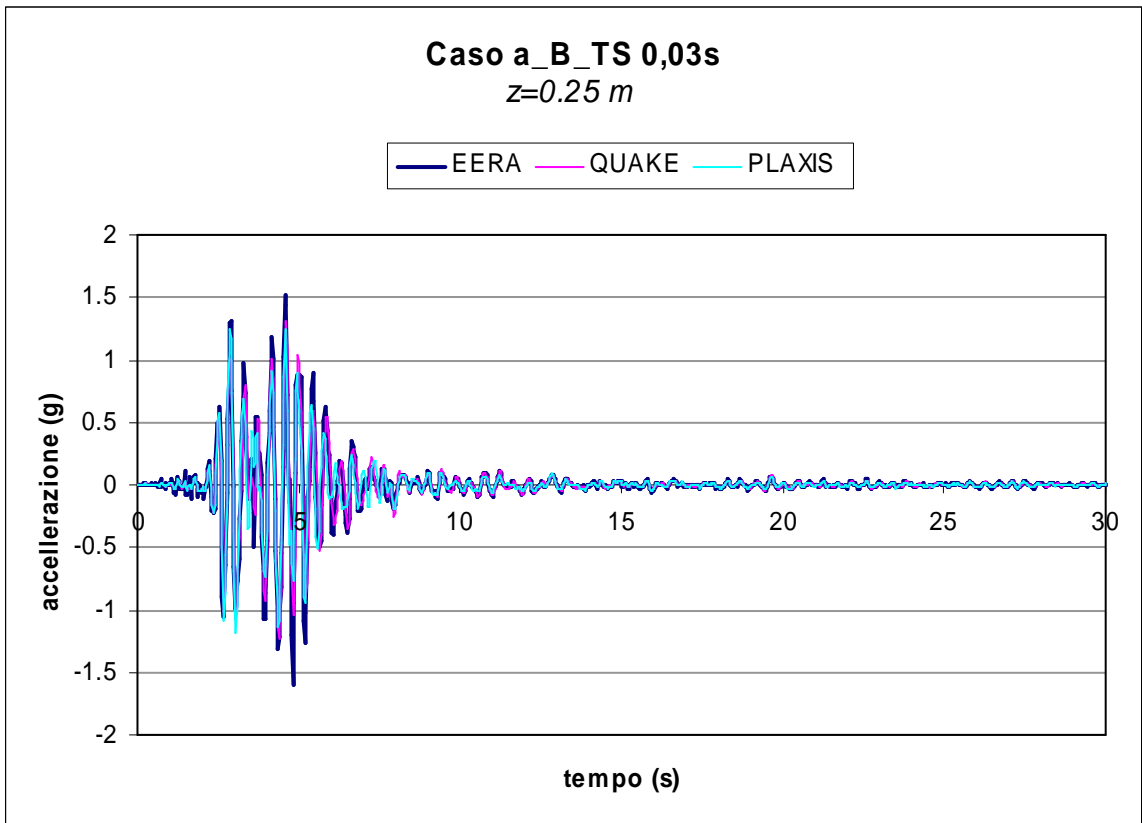
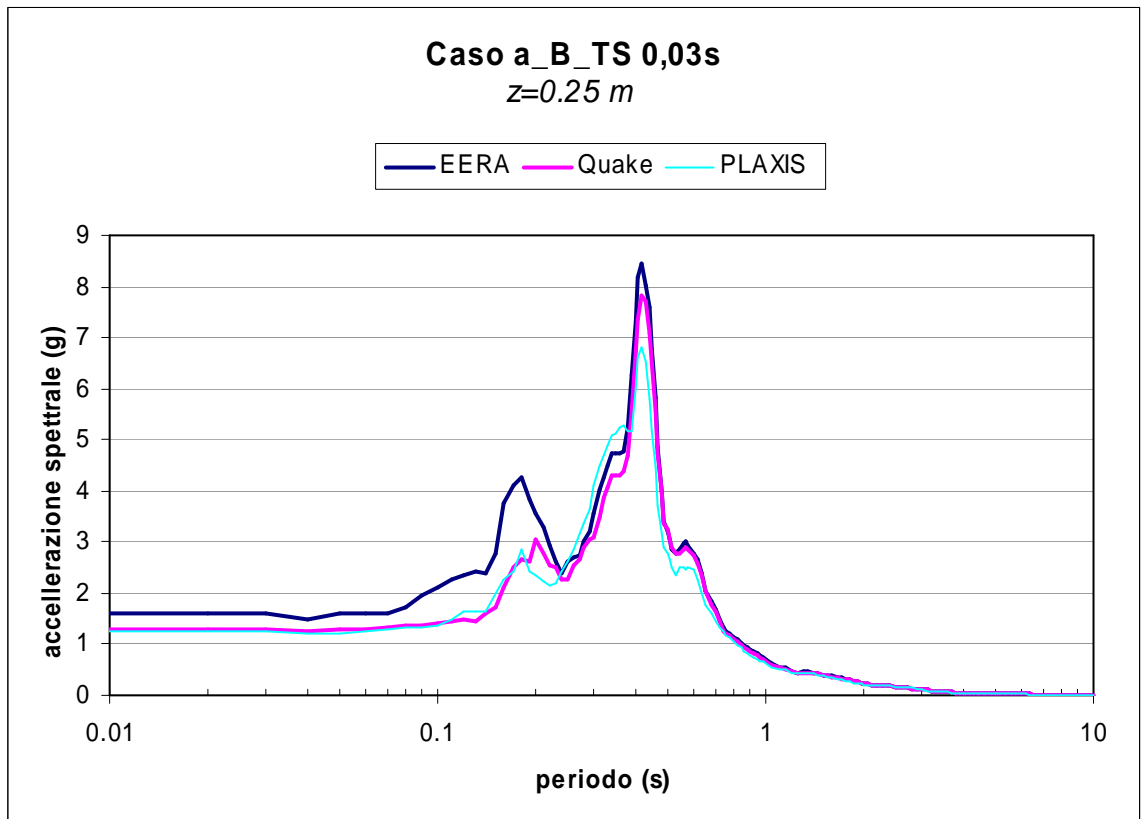
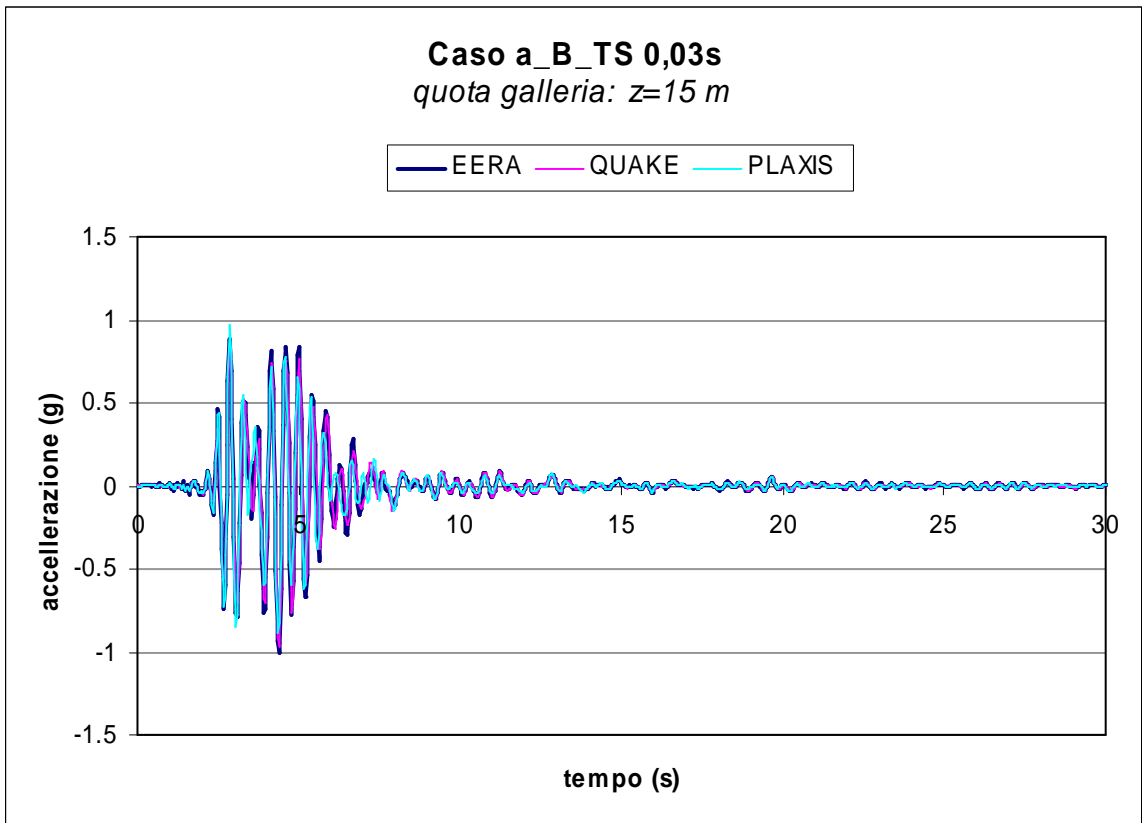


Figura 6.1.1.14 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,01 s.

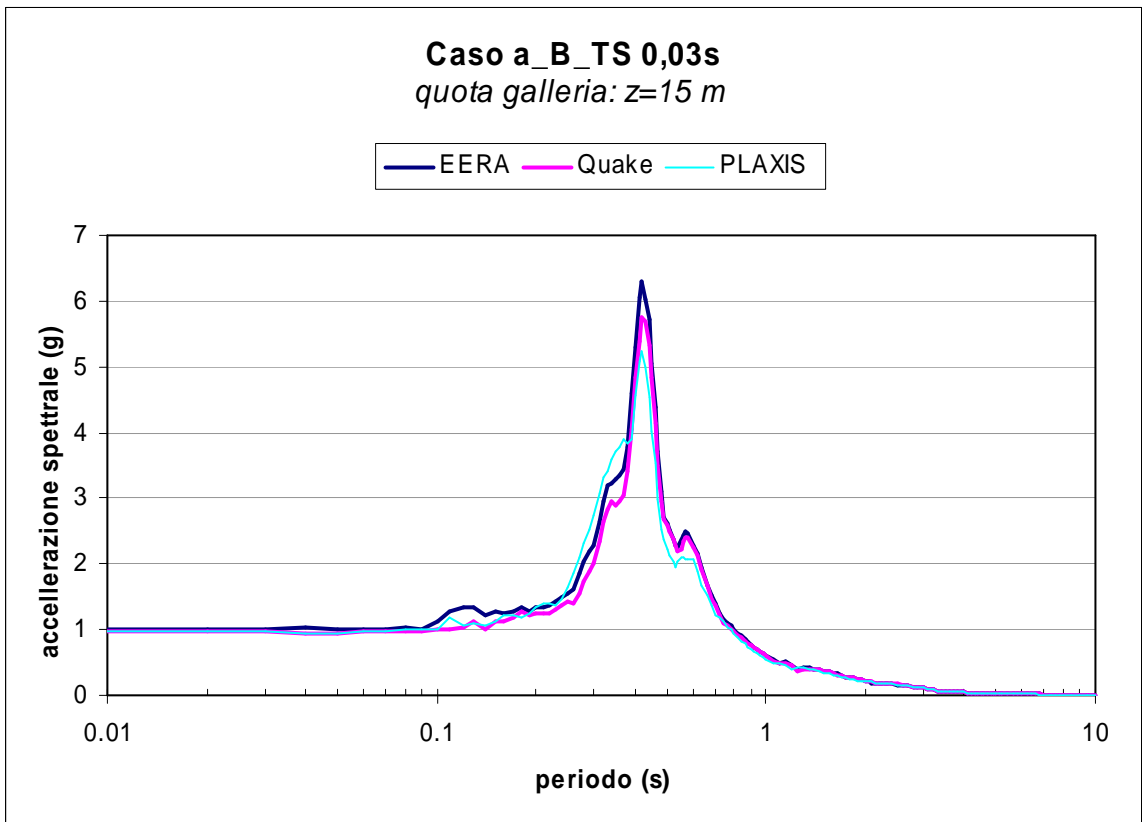


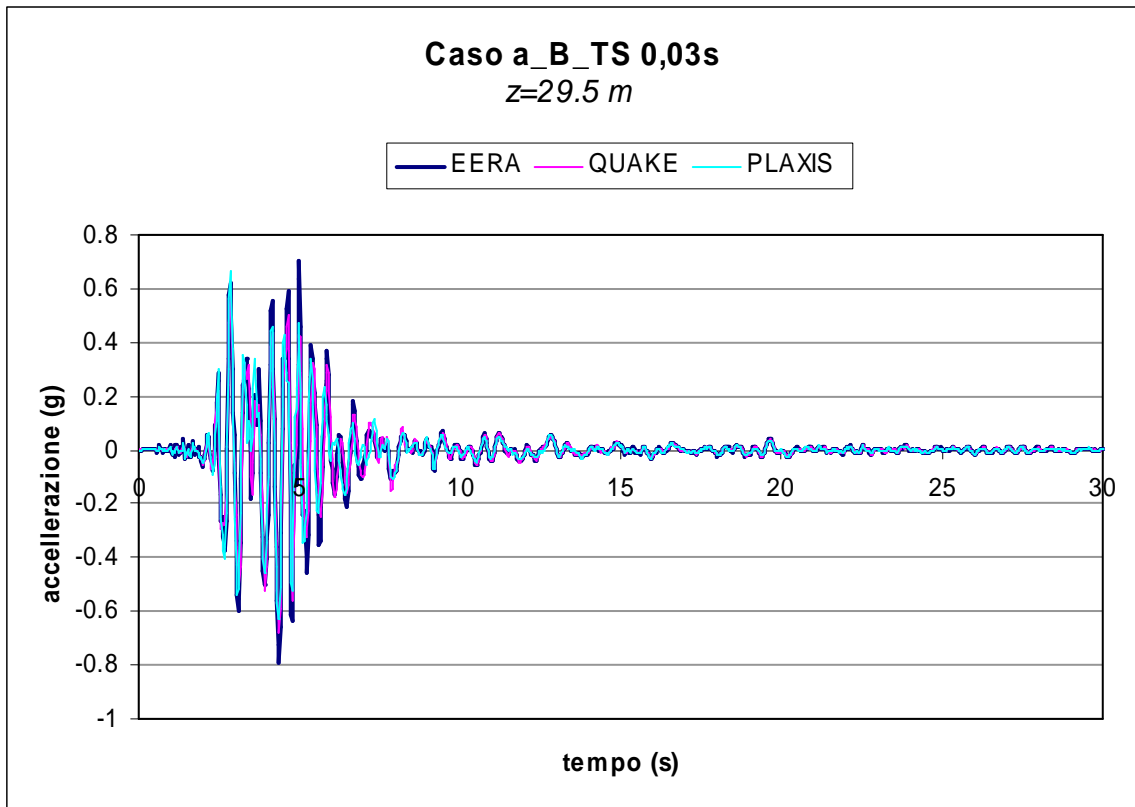
(a)



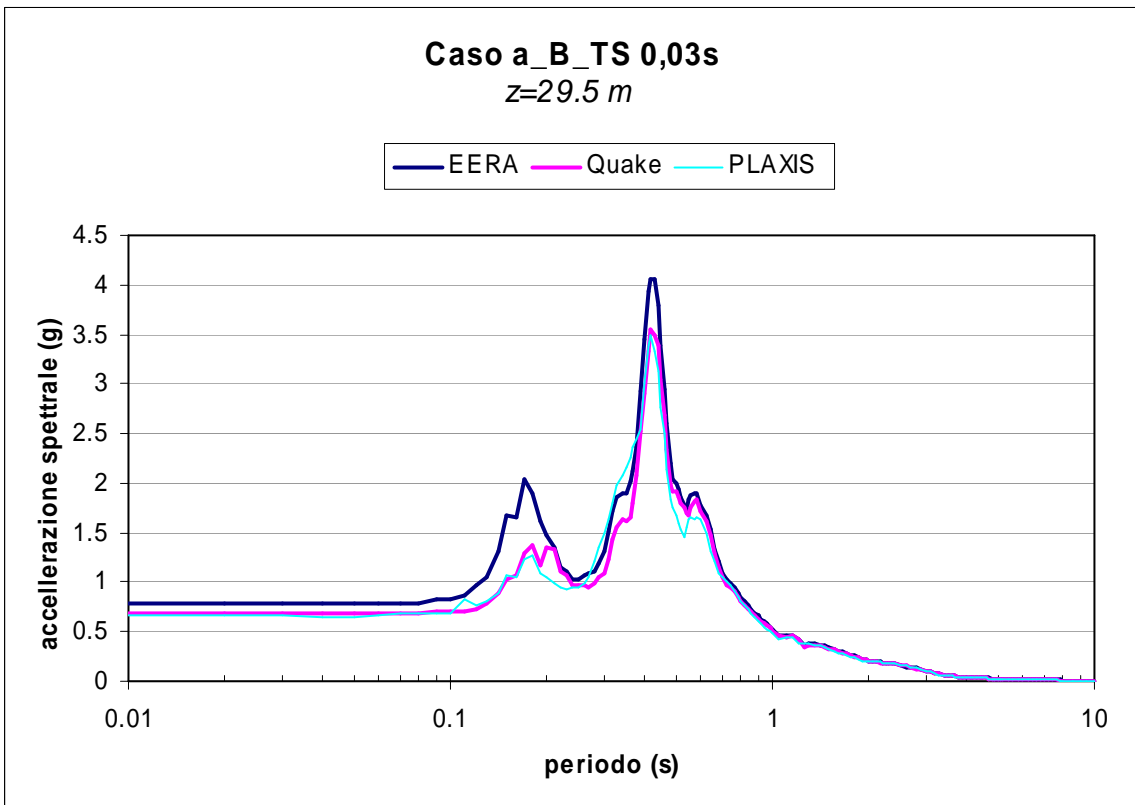


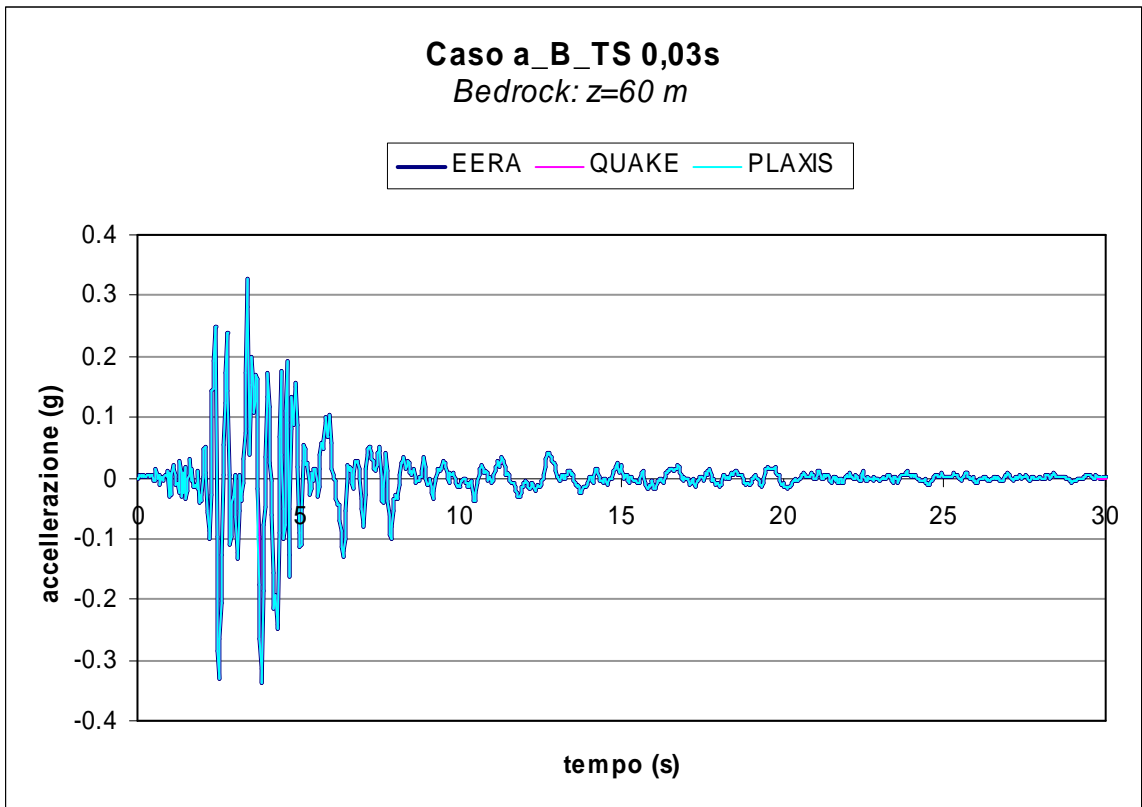
(b)





(c)





(d)

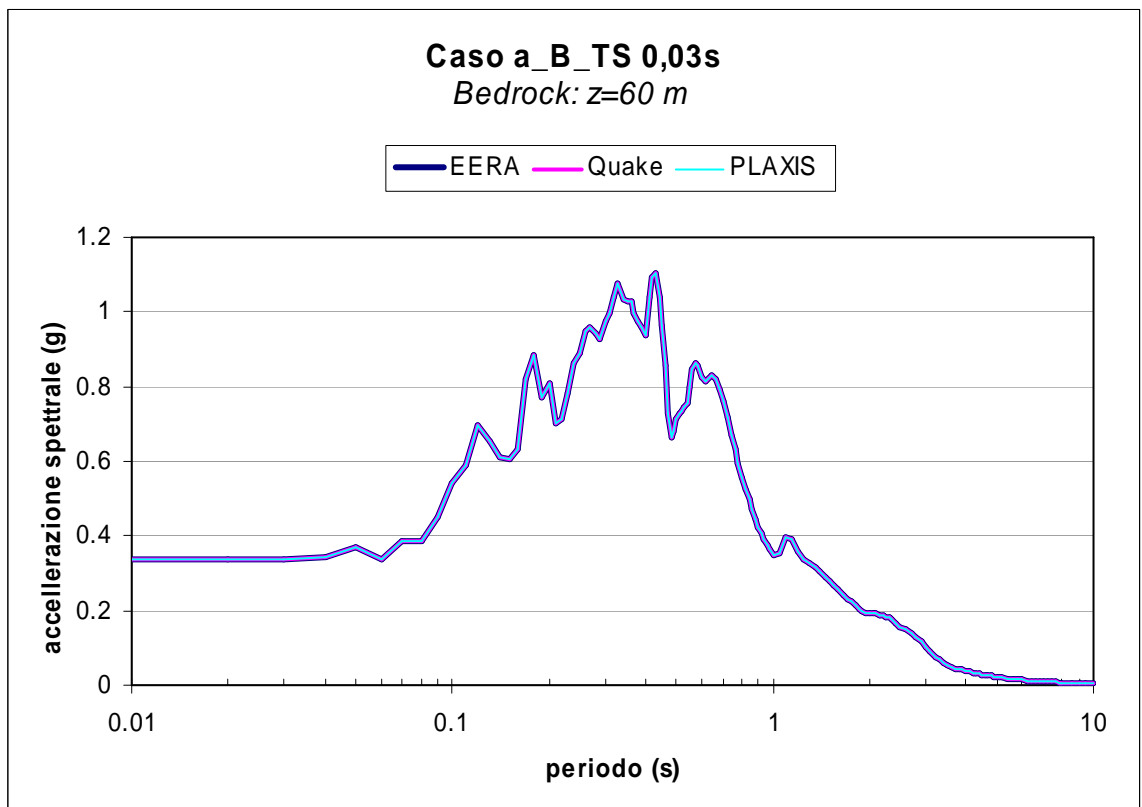


Figura 6.1.1.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

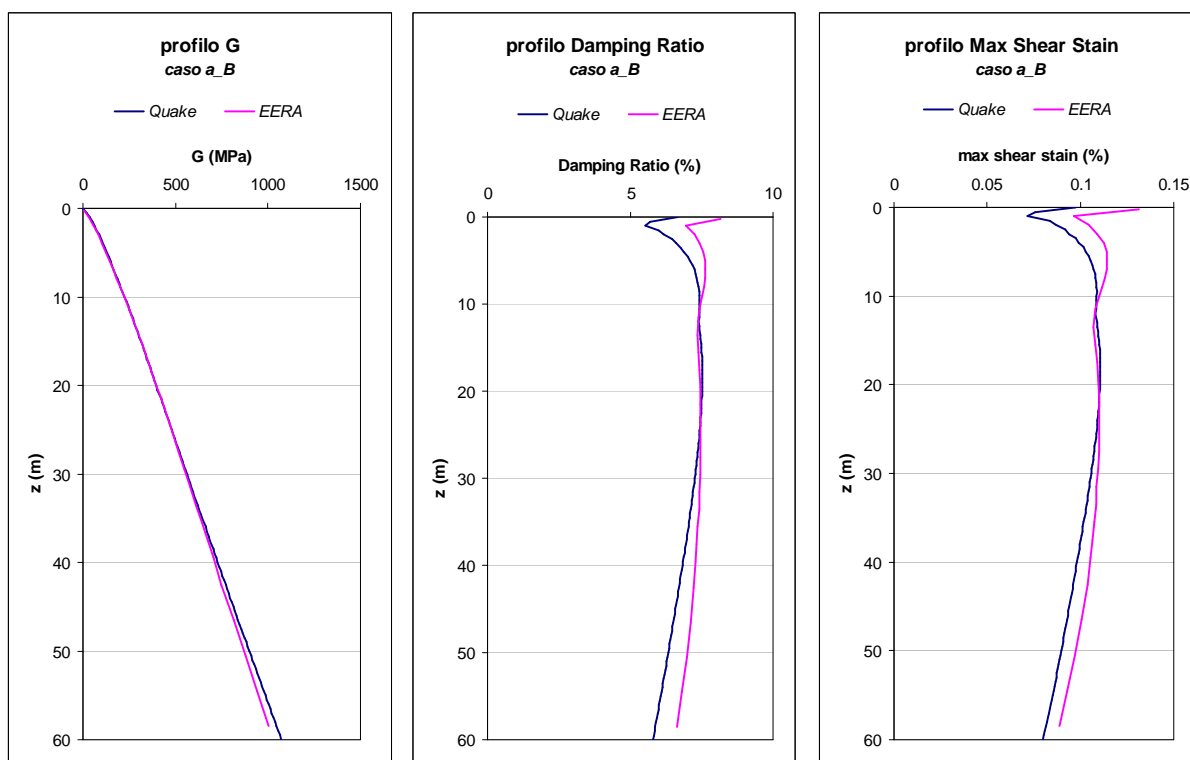


Figura 6.1.1.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici $EERA$ e $QUAKE/W$.

6.1.2 caso a O

ANALISI EERA

Il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio, nonché le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, forniti al codice di calcolo $EERA$ come dati di ingresso, non variano rispetto al caso precedentemente indicato, poiché il terreno ha le stesse caratteristiche meccaniche (Figura 6.1.2.1 e Figura 6.1.2.2).

A differenza del caso precedente, l'accelerogramma è questa volta applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso, prima di eseguire l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma prodotto al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 6.1.4.

Le Figure 6.1.2.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.210 g subisca una amplificazione raggiungendo un valore di 0.611 g in corrispondenza della superficie e 0.380 g alla quota della galleria. Inoltre si nota come il fenomeno di propagazione induca un livello deformativo che mediamente si attesta intorno allo 0.03%; la rigidezza a taglio normalizzata e lo smorzamento mobilitati assumono rispettivamente valori che si attestano mediamente intorno allo 0.90 e al 3.8%.

In Figura 6.1.2.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 6.1.2.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 8, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 1

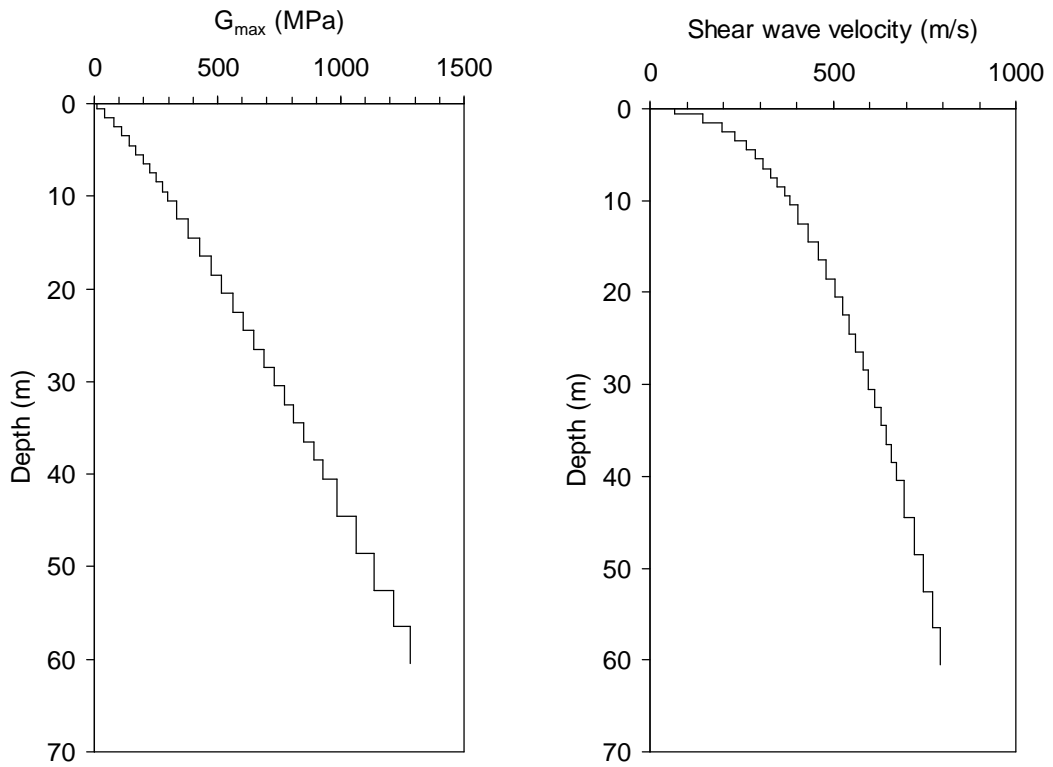


Figura 6.1.2.1 - Analisi *EERA*: andamenti di G_0 e di V_s con la profondità.

Terreno tipo 1

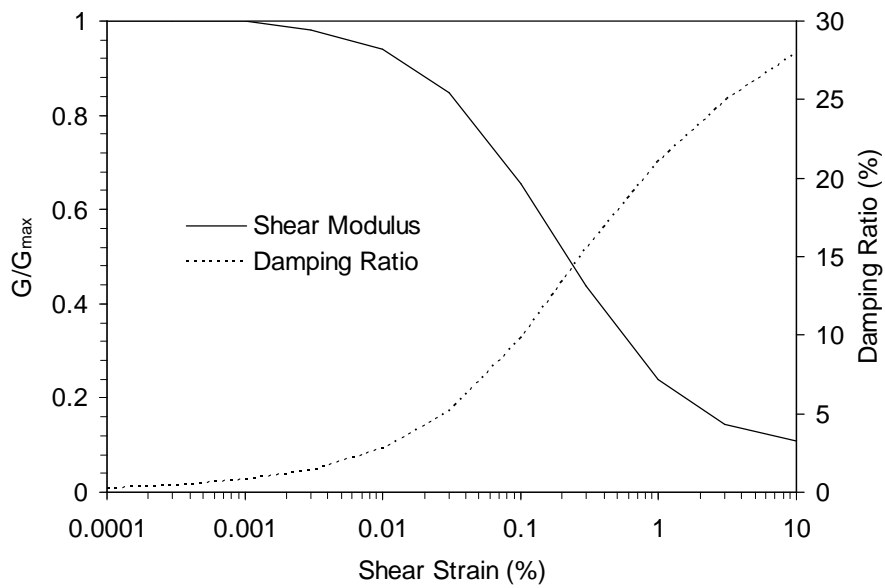


Figura 6.1.2.2 - Analisi *EERA*: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

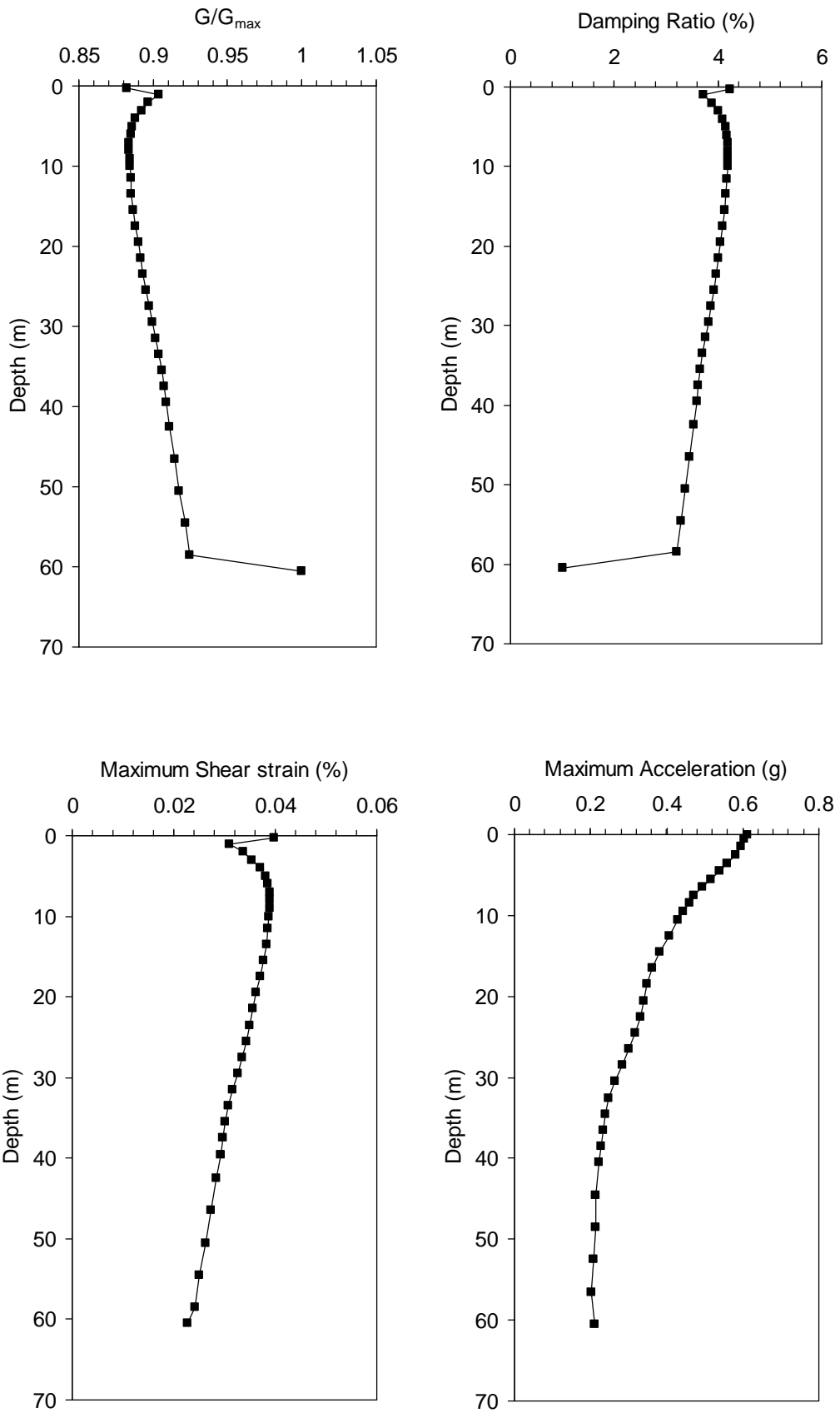


Figura 6.1.2.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

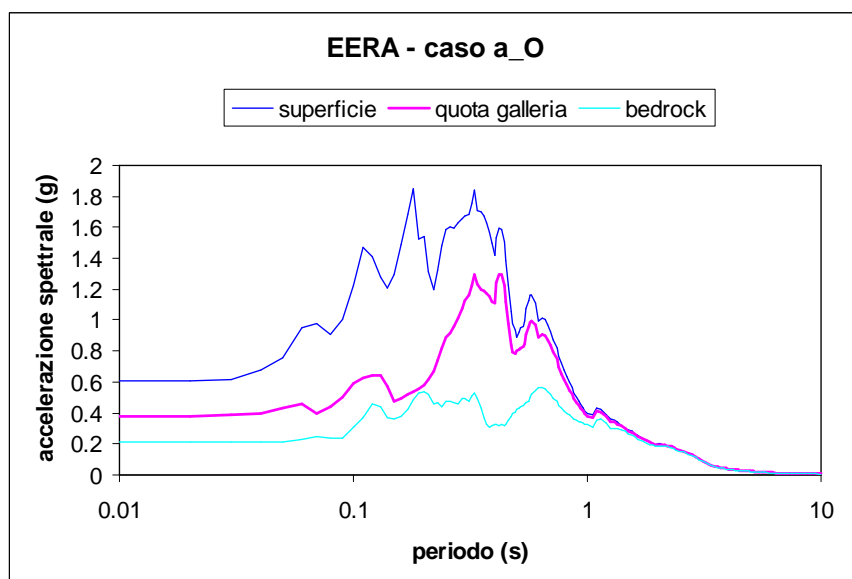
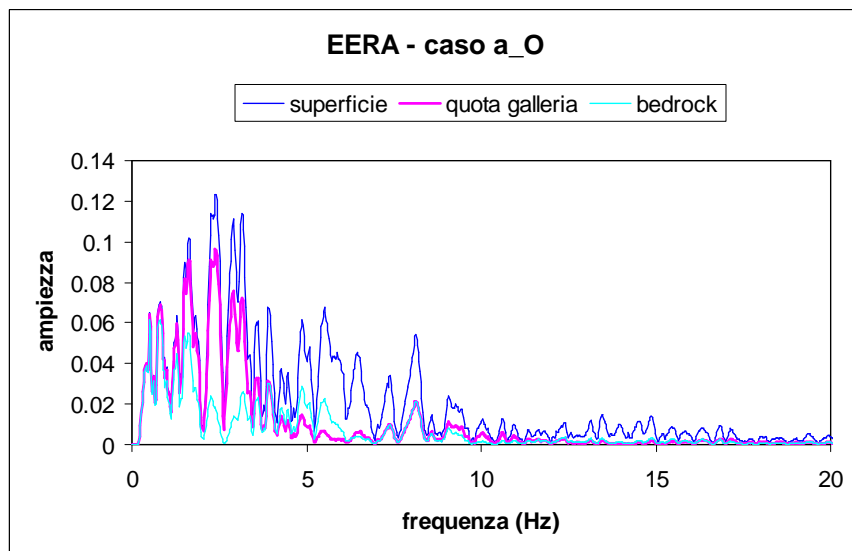
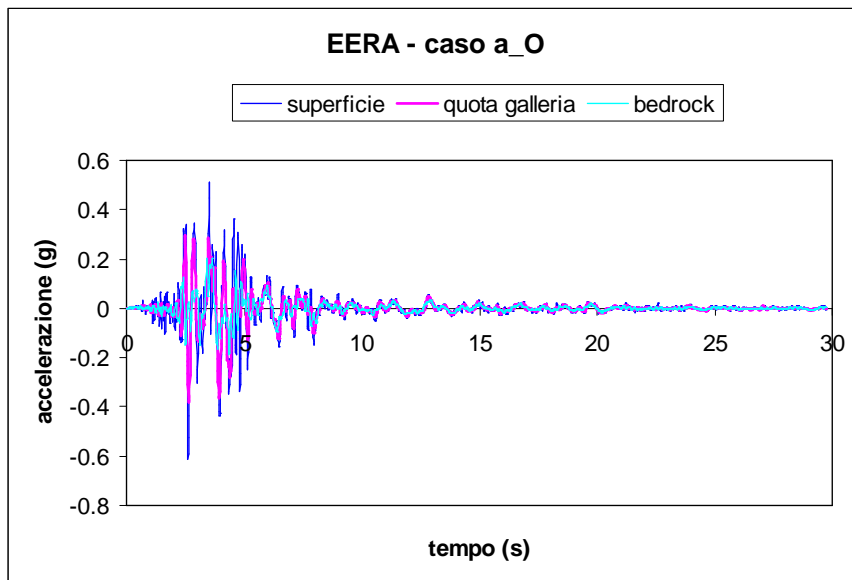


Figura 6.1.2.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

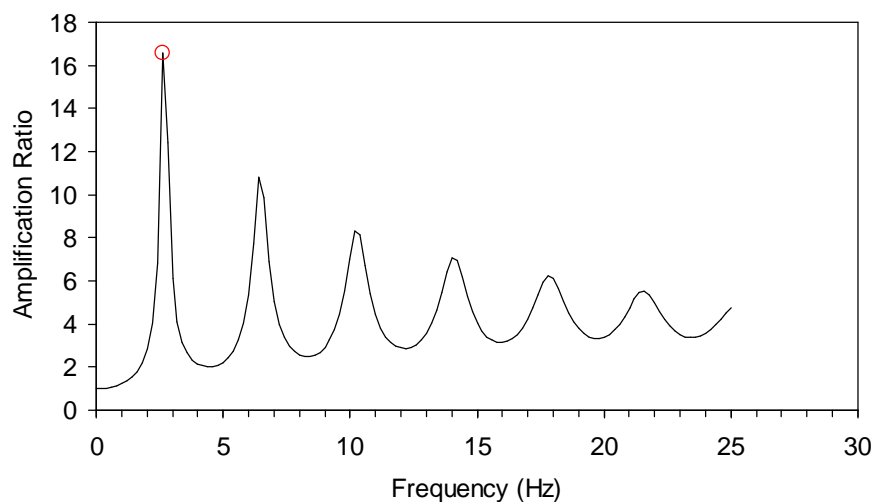


Figura 6.1.2.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Anche per le analisi *QUAKE/W* l'unica differenza con il caso precedentemente analizzato è l'accelerogramma applicato alla base. Per maggior chiarezza le informazioni già riportate al §6.1.1 vengono di seguito richiamate.

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità (Figura 4.3.1.1);
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 6.1.2.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 6.1.2.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D= 0.24\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in *EERA*.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.1.2.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 60 m ed è costituito da 120 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 485 nodi. Gli elementi finiti hanno un'altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x= u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.1.4 ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma per quanto esposto in precedenza è stato successivamente variato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

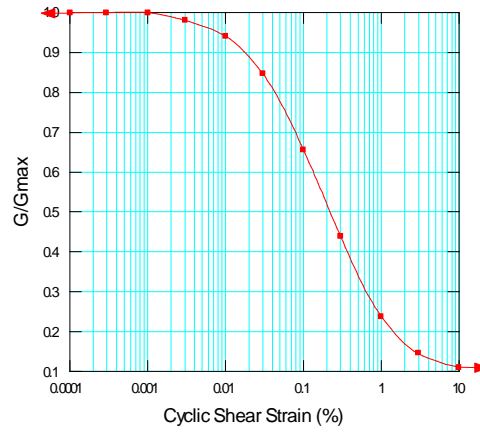
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.1.2.14 e 6.1.2.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.1.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

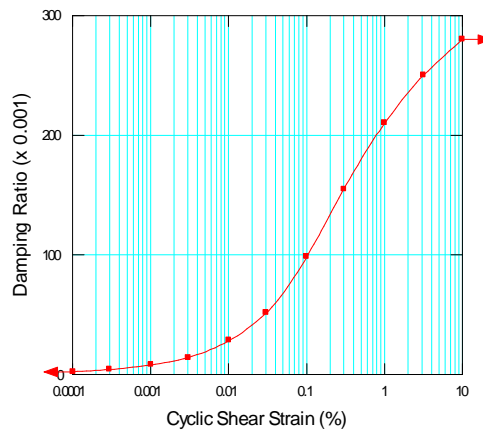
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.1.2.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

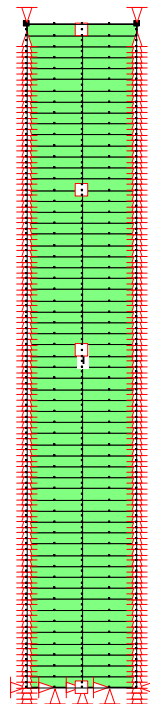


Figura 6.1.2.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è identico a quello utilizzato per il caso precedentemente illustrato (Figura 6.1.2.8). Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.1.2.9 e in dettaglio in Figura 6.1.2.10, è composta da 2066 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 16781 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 3.73 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione: $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 18 m in corrispondenza della base a 1.4 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre, lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) sono le pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.1.2.I.

In Figura 6.1.2.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.1.2.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.1.2.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 1.4 Hz e 3.4 Hz (Figura 6.1.2.12), ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.1.4 ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stata eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle Figure 6.1.2.14 e 6.1.2.15, insieme con i quelli ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.1.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 6.1.2.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*

materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	20	4.24	0.5281	0.0028	7599	18999	0.25	0.923
2	0.5-1.5	1	20	3.71	0.4626	0.0025	38737	96843	0.25	0.923
3	1.5-2.5	1	20	3.89	0.4850	0.0026	70204	175509	0.25	0.923
4	2.5-3.5	1	20	4.00	0.4984	0.0027	98726	246815	0.25	0.923
5	3.5-5.5	2	20	4.12	0.5131	0.0027	136549	341373	0.25	0.923
6	5.5-7.5	2	20	4.18	0.5214	0.0028	184814	462036	0.25	0.923
7	7.5-9.5	2	20	4.20	0.5229	0.0028	231120	577801	0.25	0.923
8	9.5-11.5	2	20	4.18	0.5210	0.0028	274941	687352	0.25	0.923
9	11.5-13.5	2	20	4.17	0.5193	0.0028	324264	810659	0.25	0.923
10	13.5-16.5	3	20	4.13	0.5142	0.0027	380225	950562	0.25	0.923
11	16.5-19.5	3	20	4.07	0.5072	0.0027	434089	1085221	0.25	0.923
12	19.5-22.5	3	20	4.03	0.5020	0.0027	487624	1219060	0.25	0.923
13	22.5-25.5	3	20	3.95	0.4917	0.0026	553431	1383578	0.25	0.923
14	25.5-29.5	4	20	3.87	0.4825	0.0026	617233	1543083	0.25	0.923
15	29.5-33.5	4	20	3.76	0.4685	0.0025	694543	1736358	0.25	0.923
16	33.5-37.5	4	20	3.66	0.4562	0.0024	770363	1925908	0.25	0.923
17	37.5-41.5	4	20	3.59	0.4469	0.0024	840237	2100594	0.25	0.923
18	41.5-47.5	6	20	3.50	0.4361	0.0023	934164	2335409	0.25	0.923
19	47.5-53.5	6	20	3.32	0.4143	0.0022	1044055	2610136	0.25	0.923
20	53.5-60	6.5	20	3.24	0.4040	0.0021	1149443	2873608	0.25	0.923

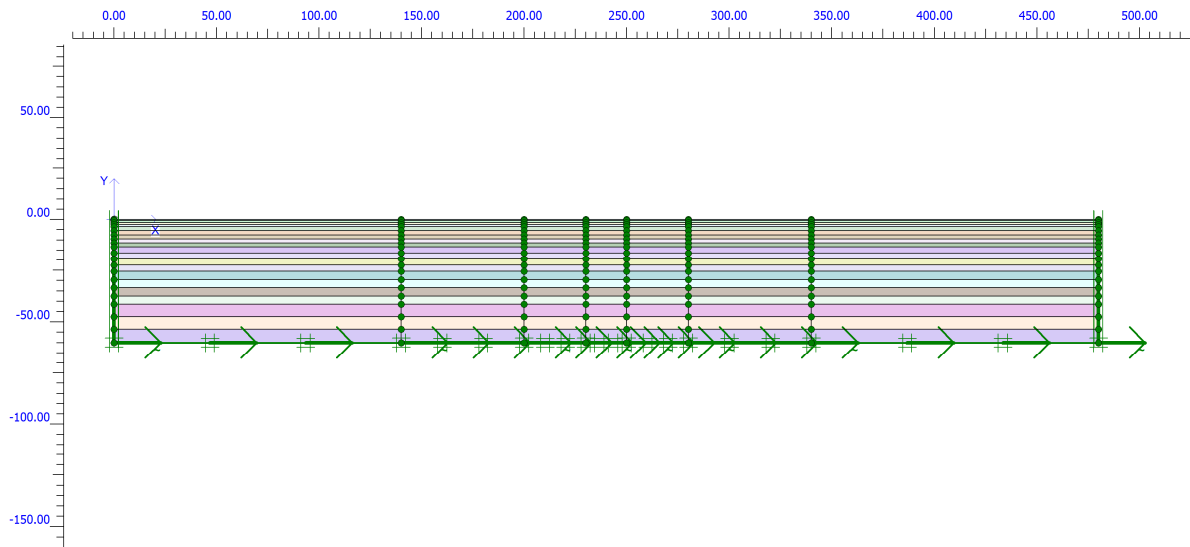


Figura 6.1.2.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

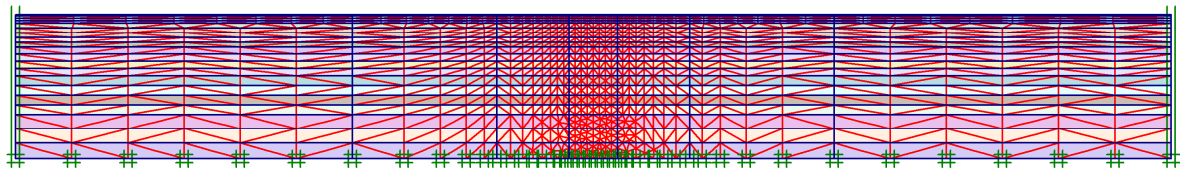


Figura 6.1.2.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

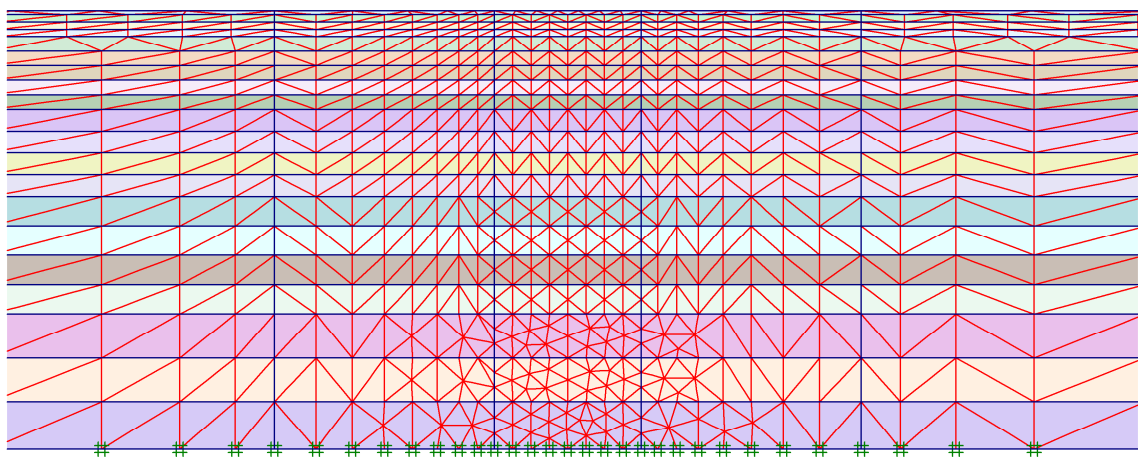


Figura 6.1.2.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

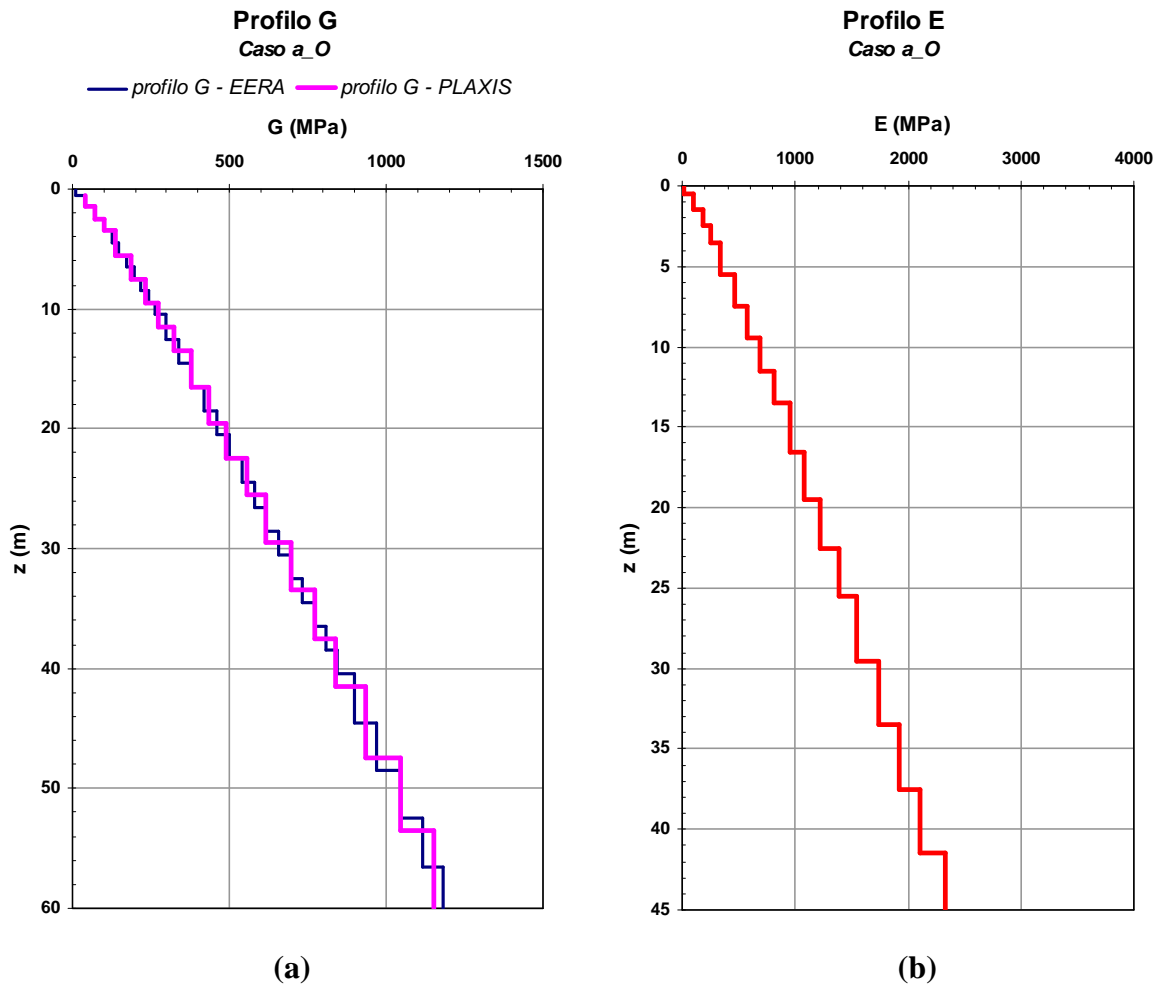


Figura 6.1.2.11 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

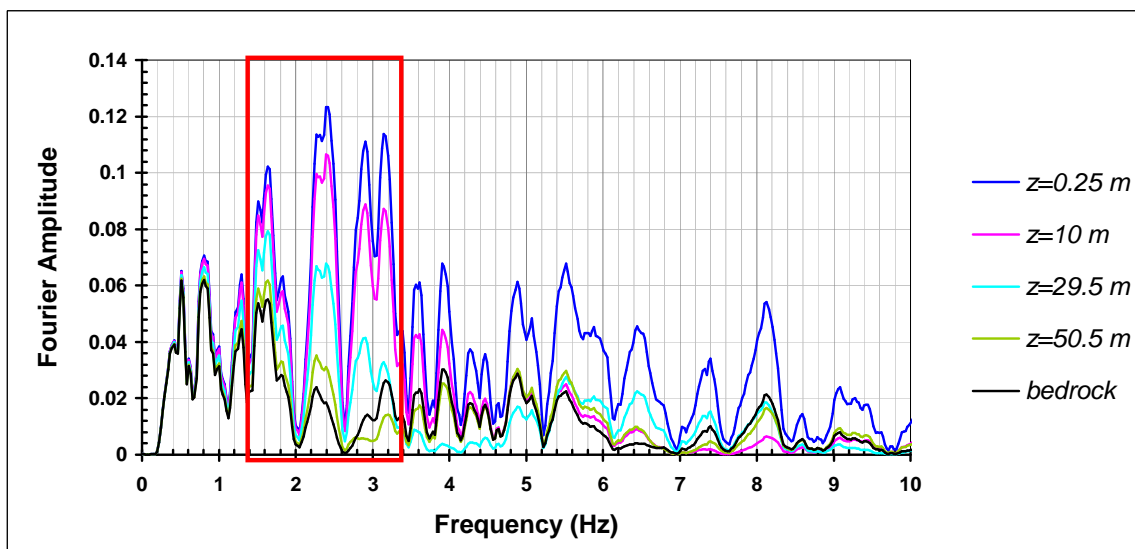
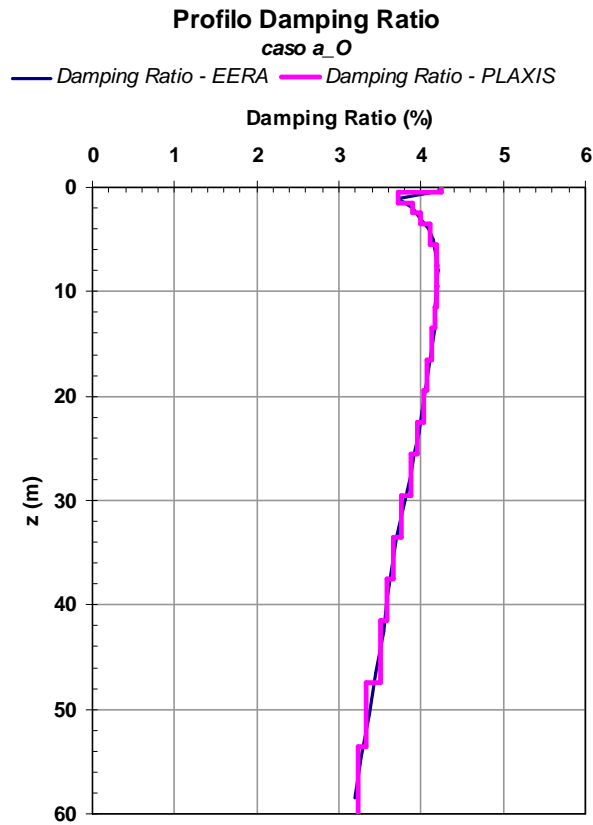
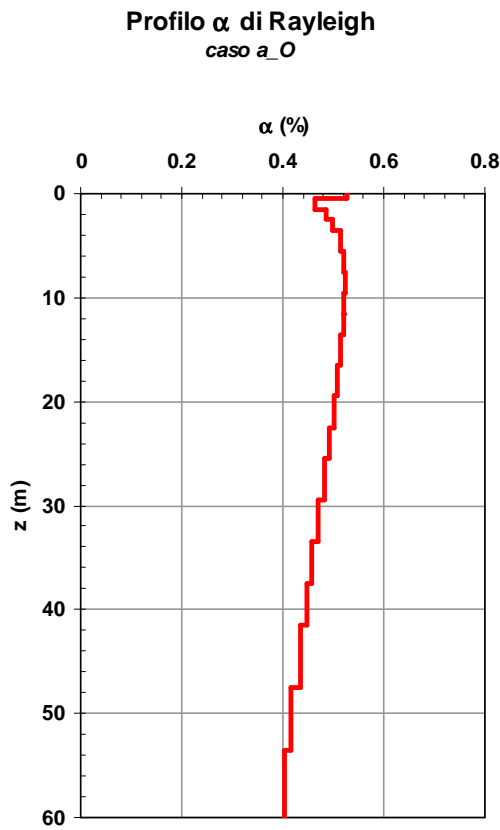


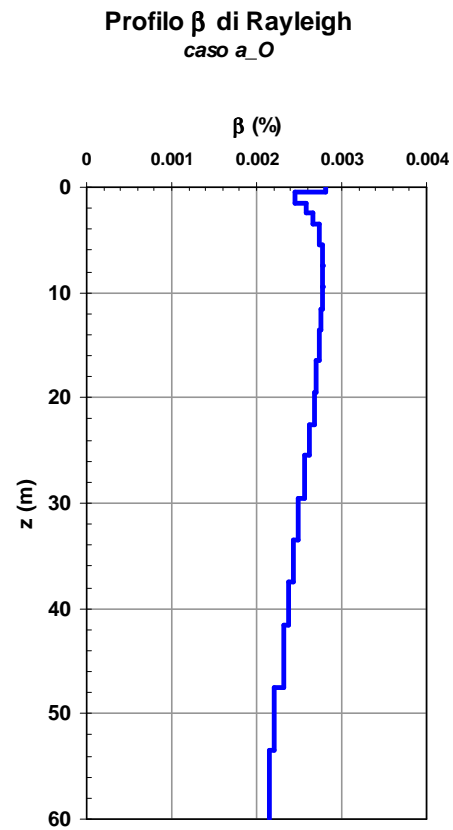
Figura 6.1.2.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.



(a)

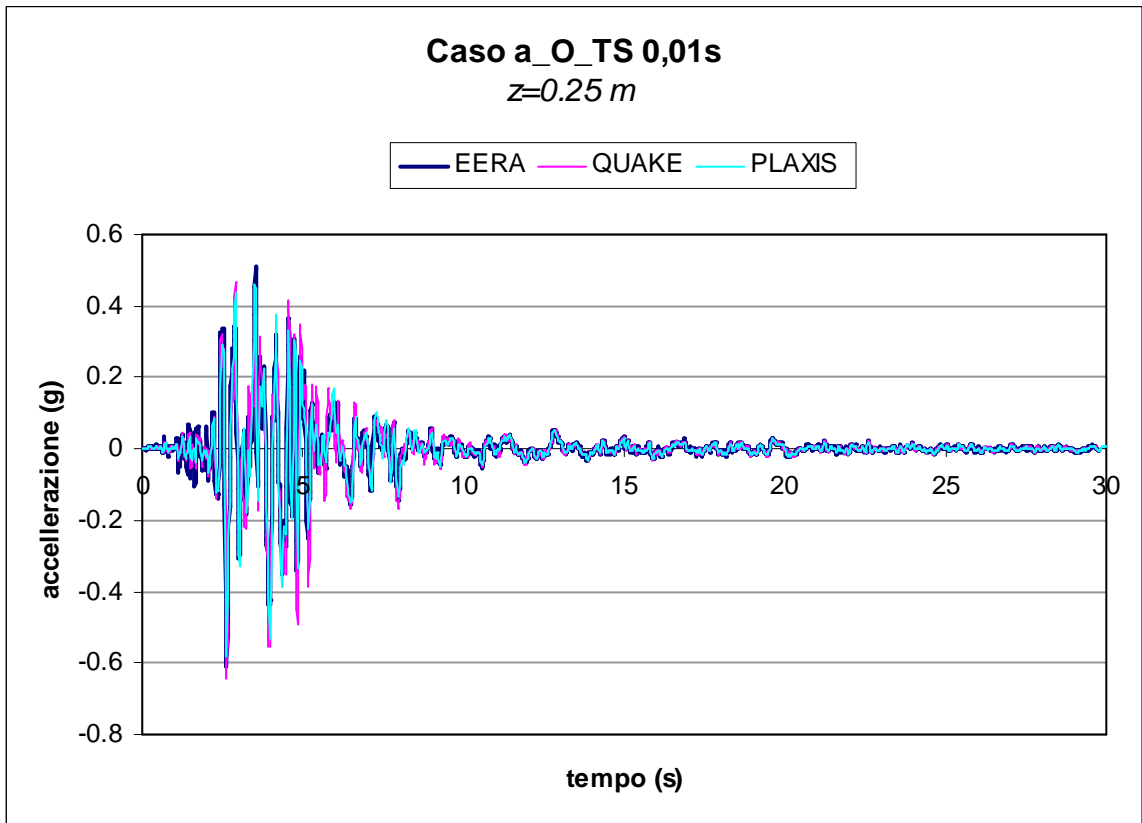


(b)

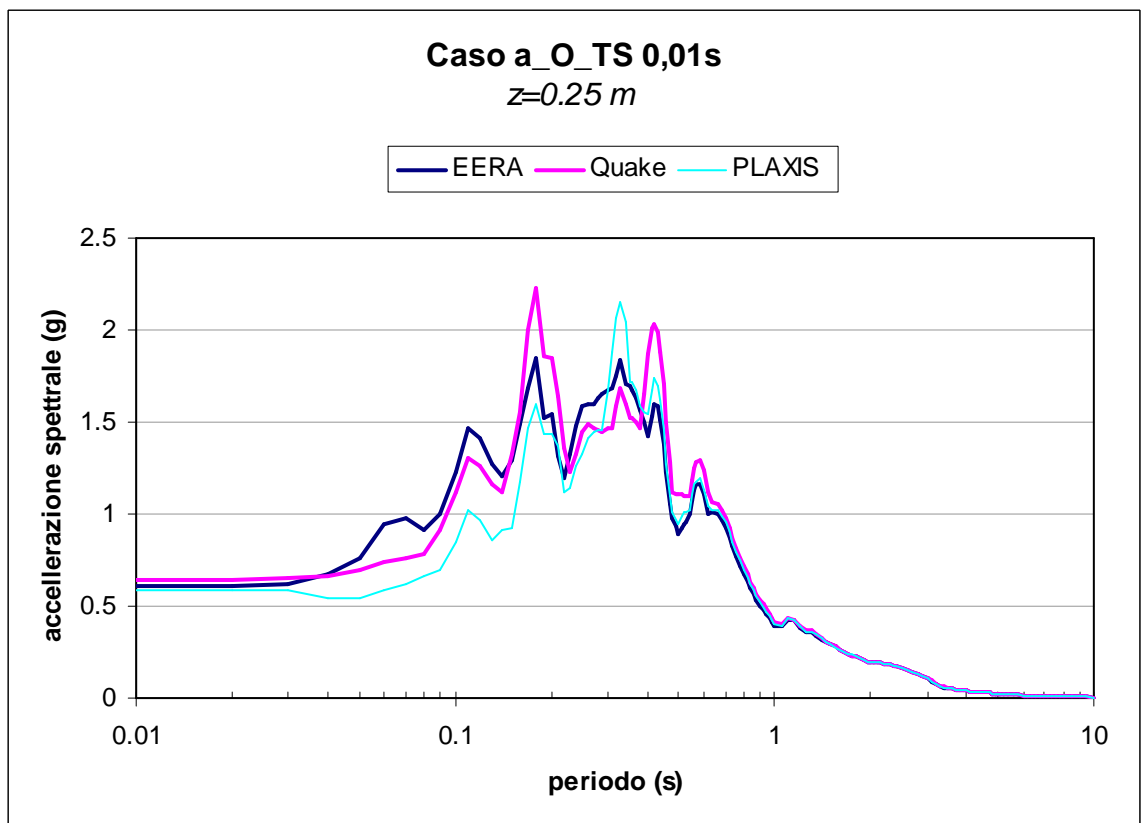


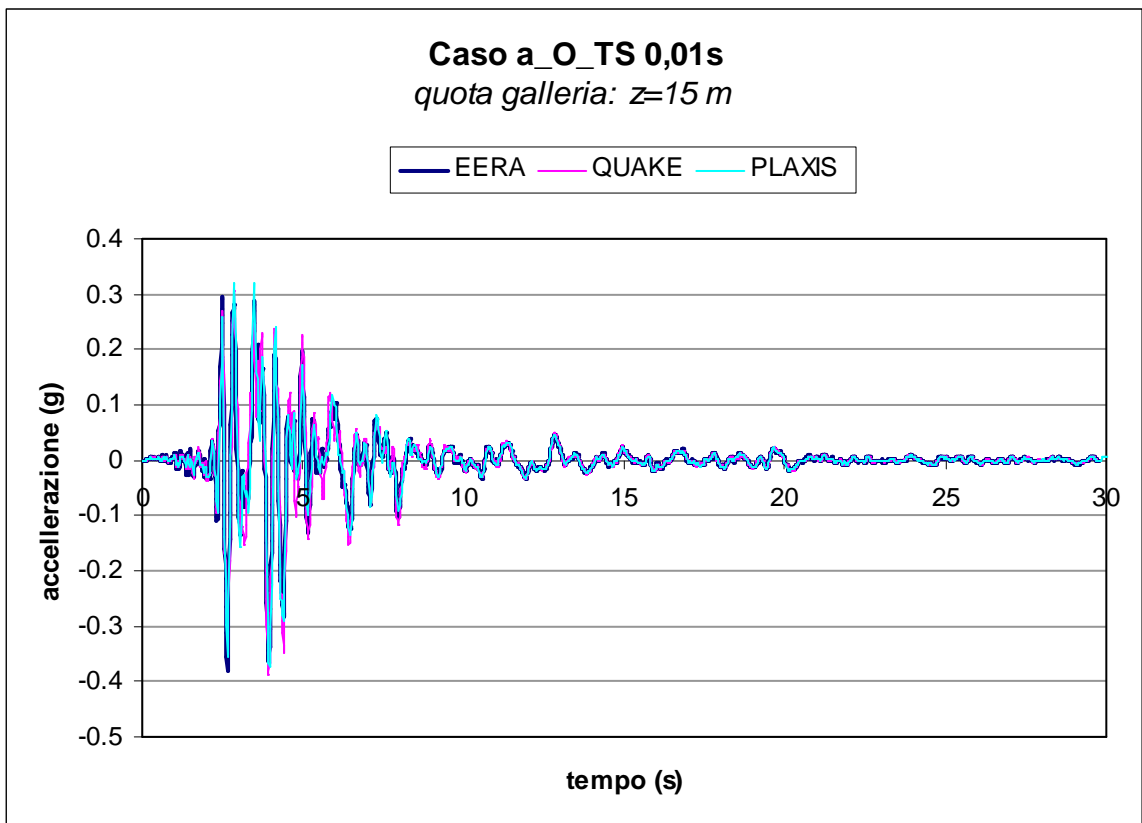
(c)

Figura 6.1.2.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

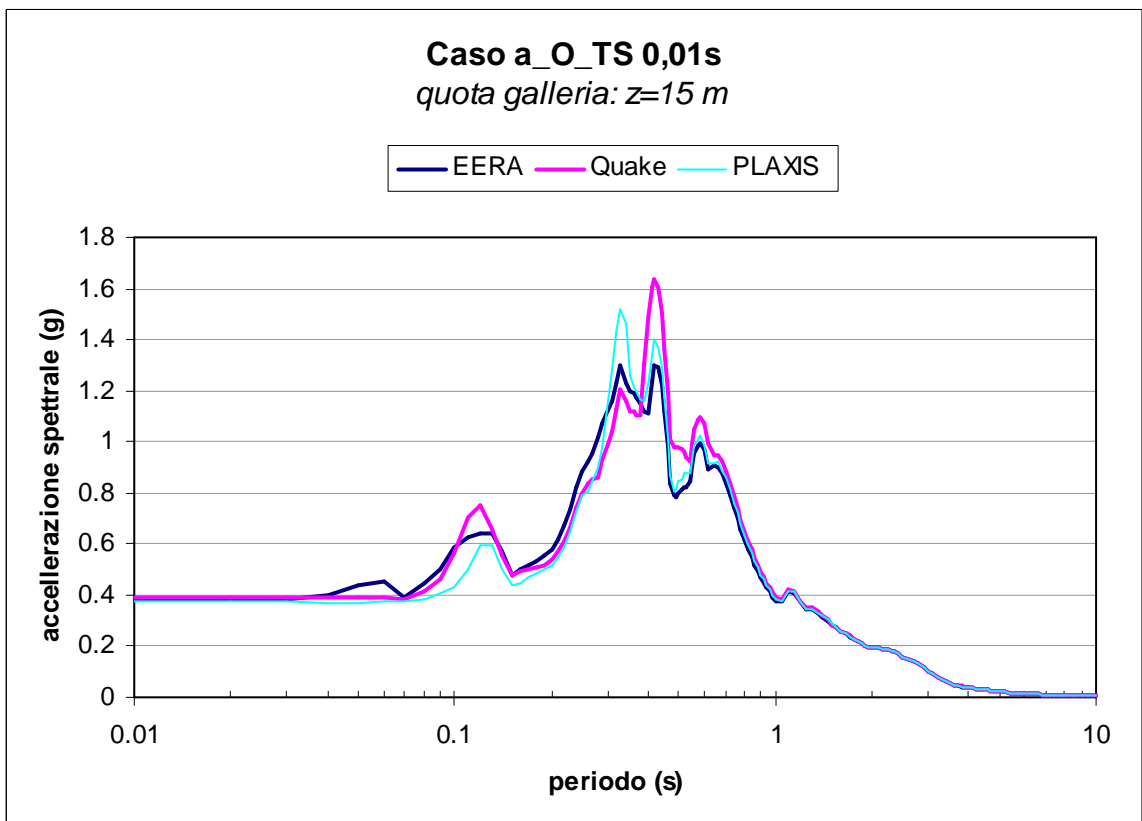


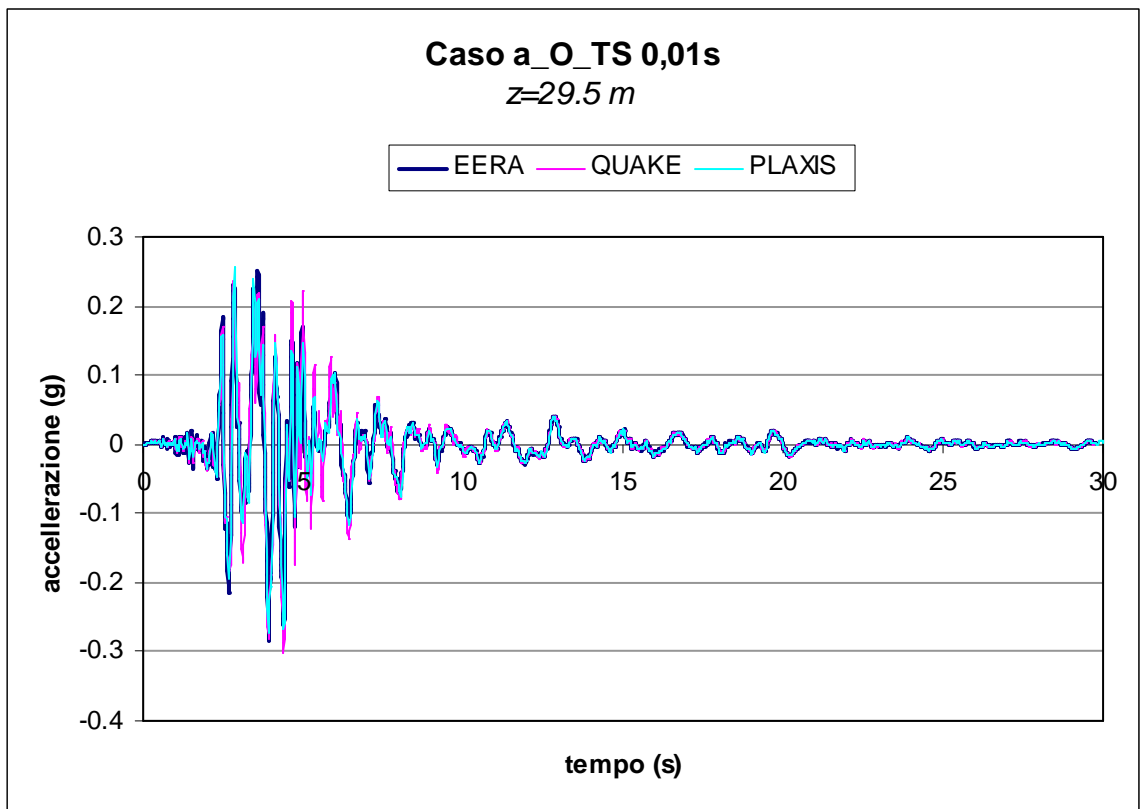
(a)



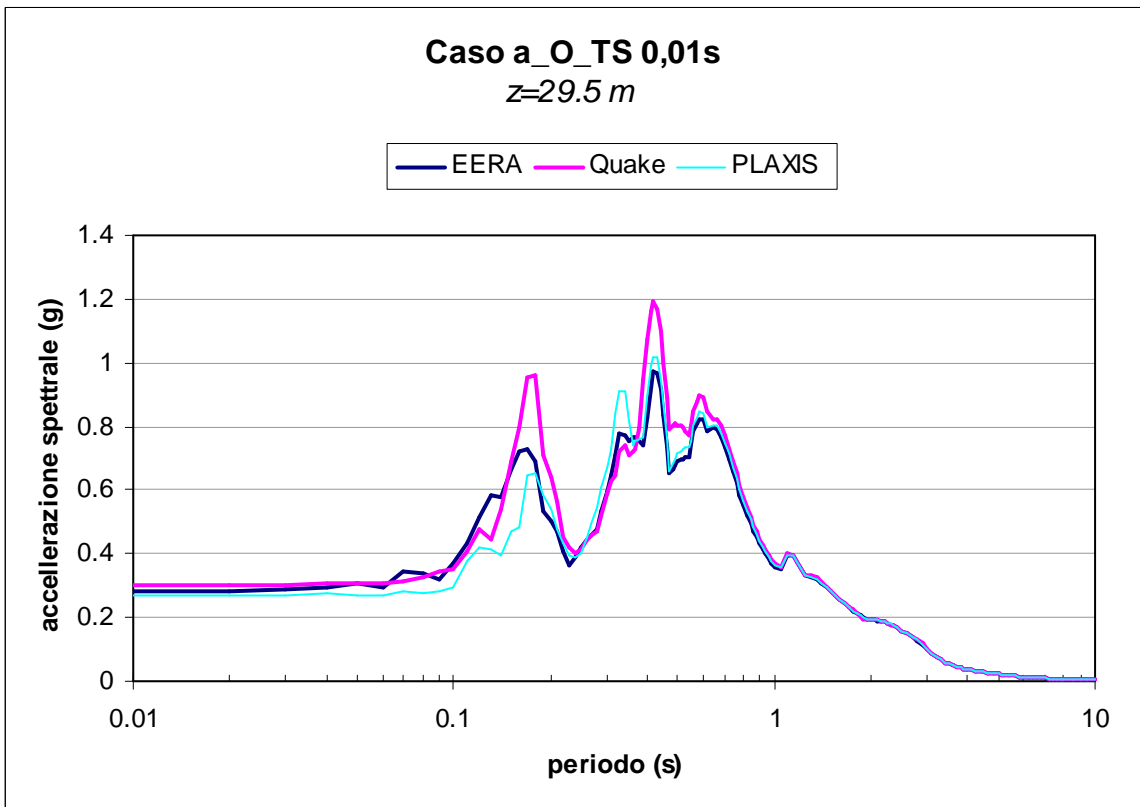


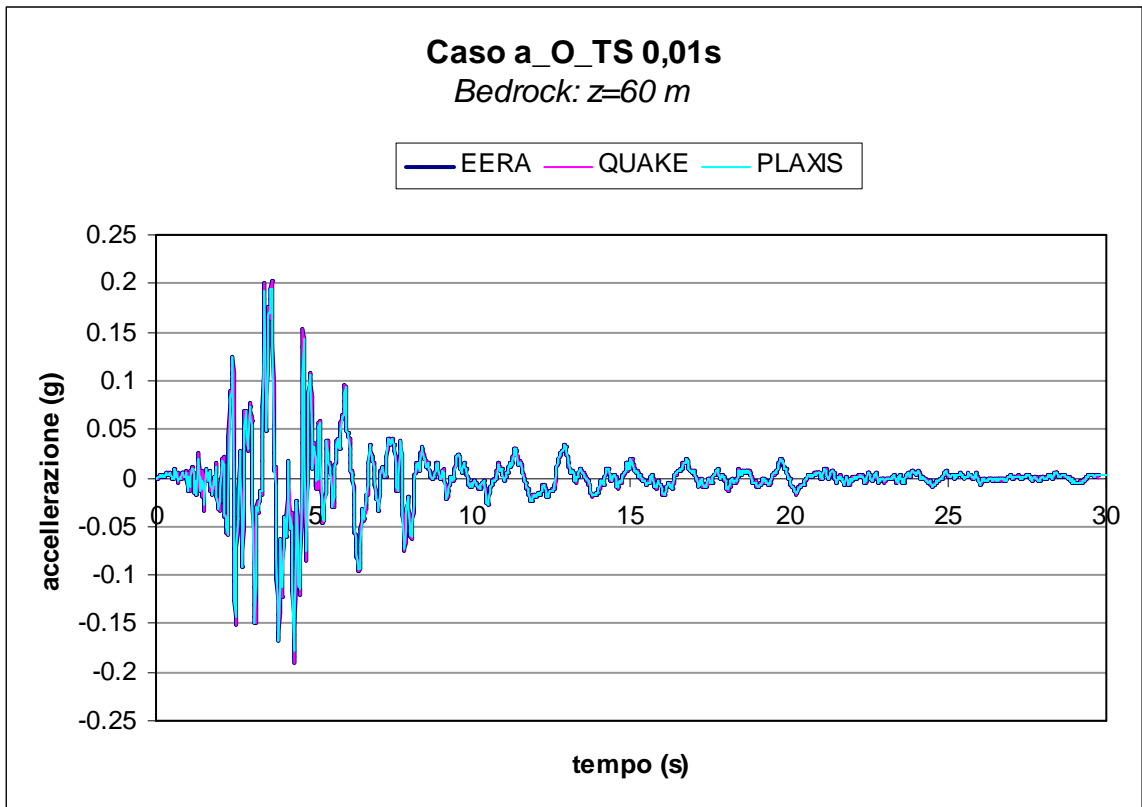
(b)





(c)





(d)

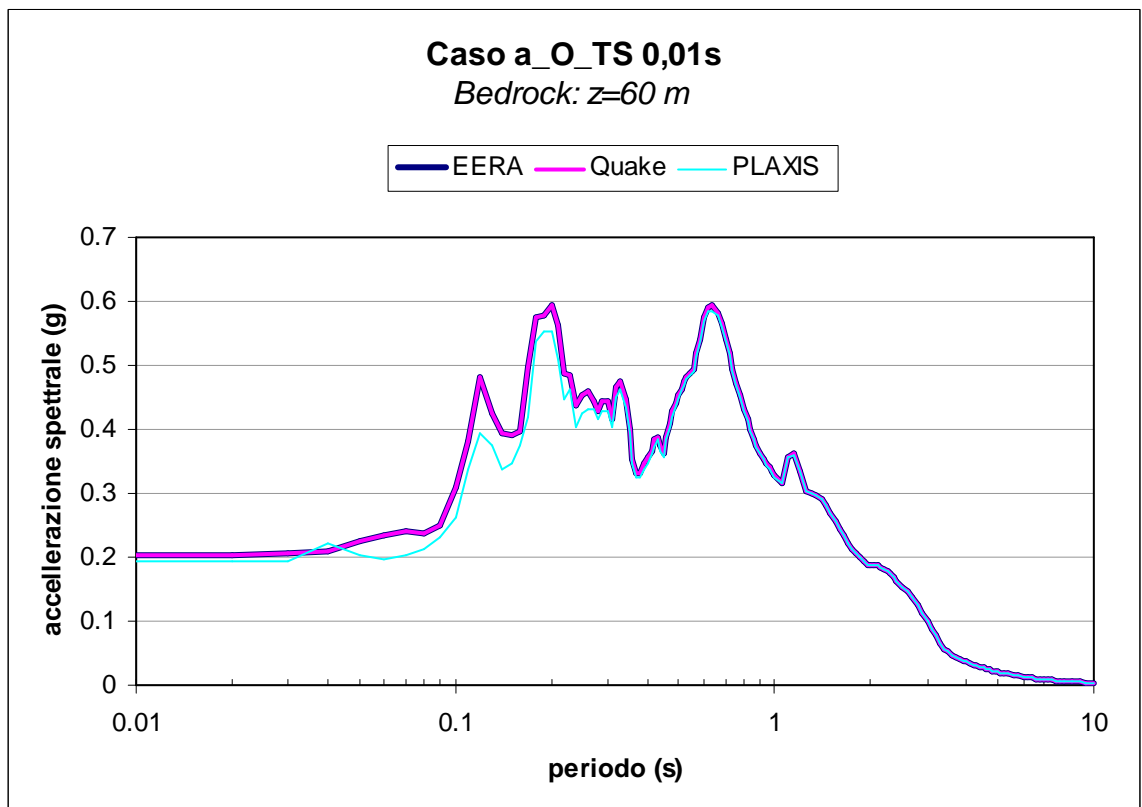
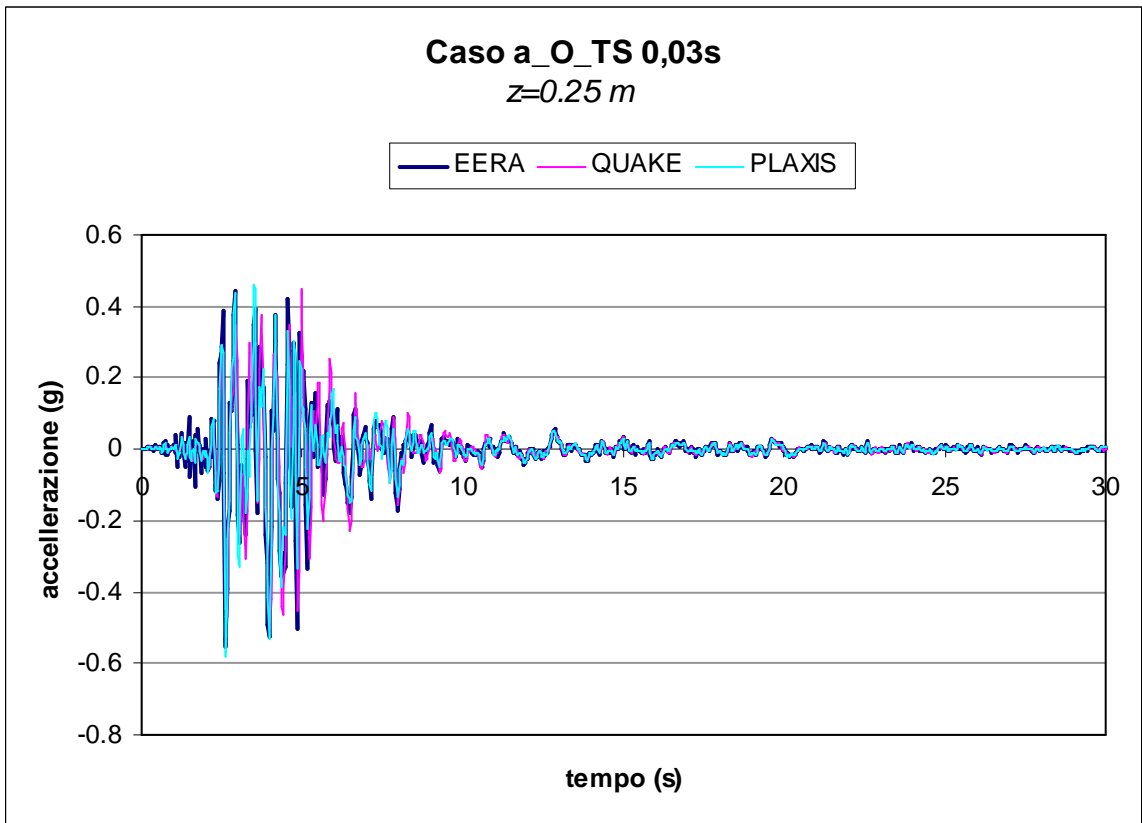
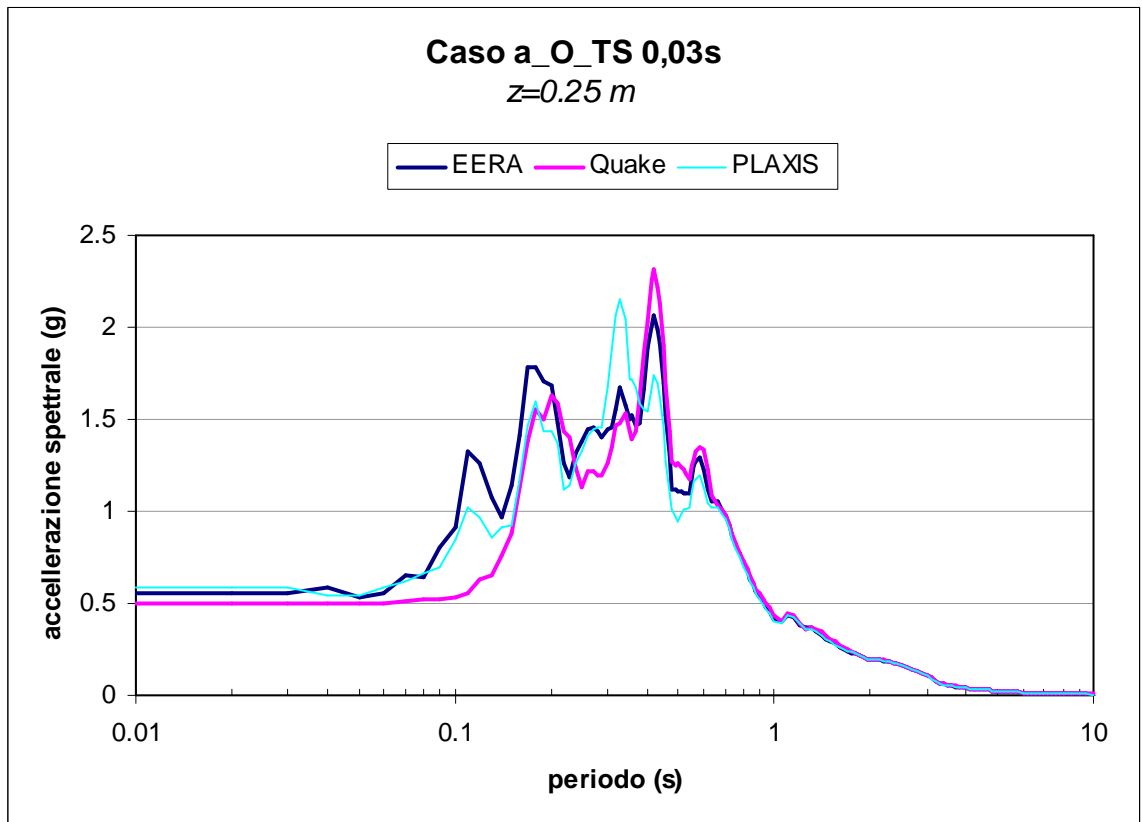
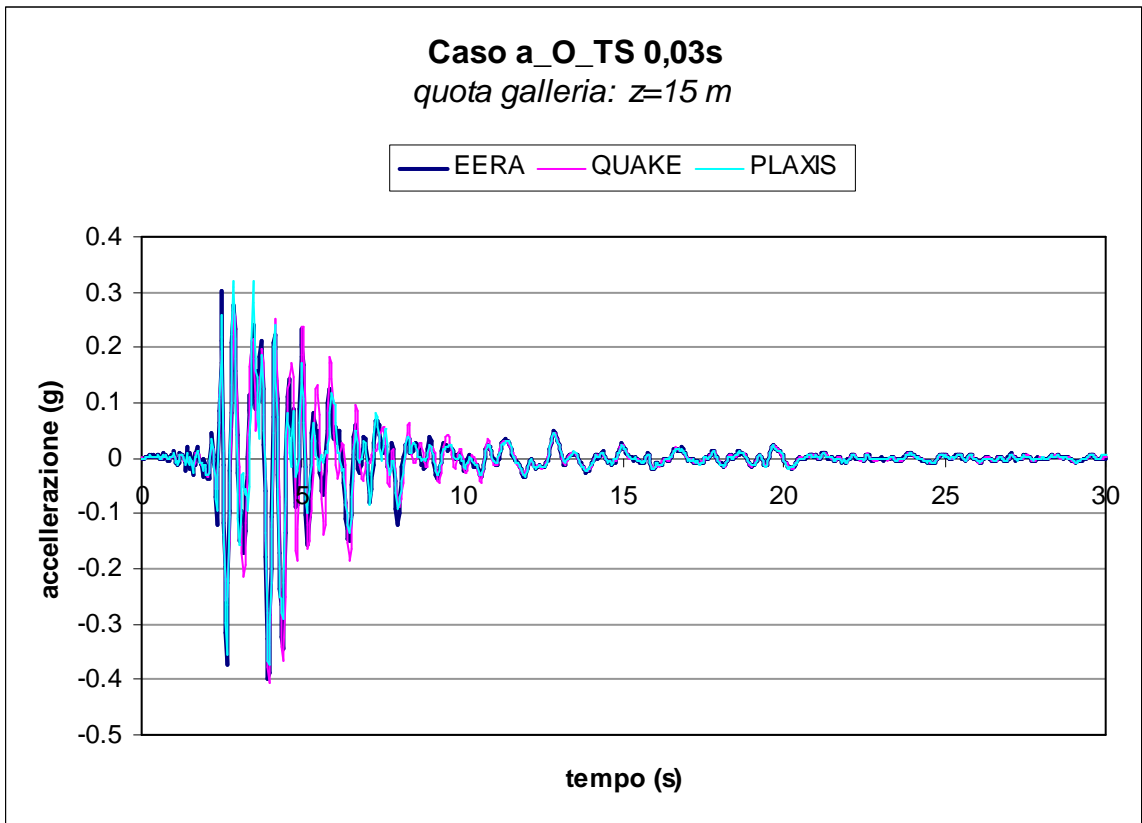


Figura 6.1.2.14 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_O: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,01 s.

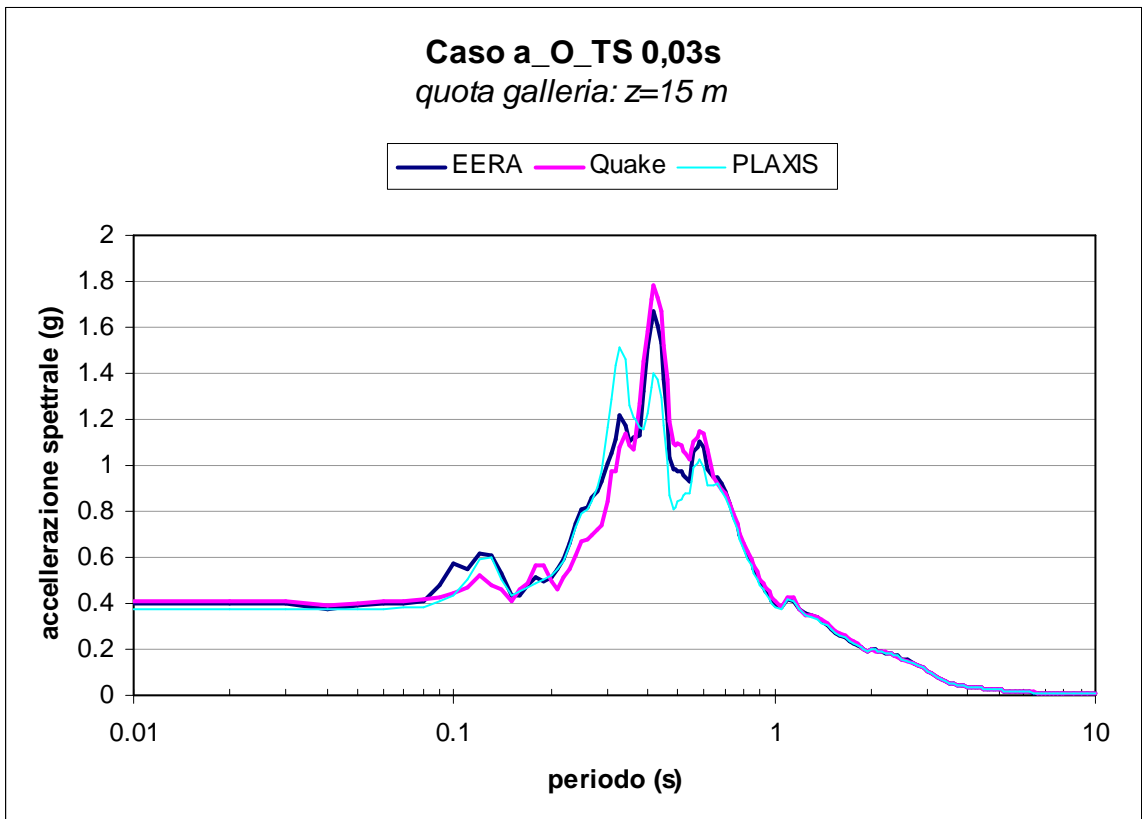


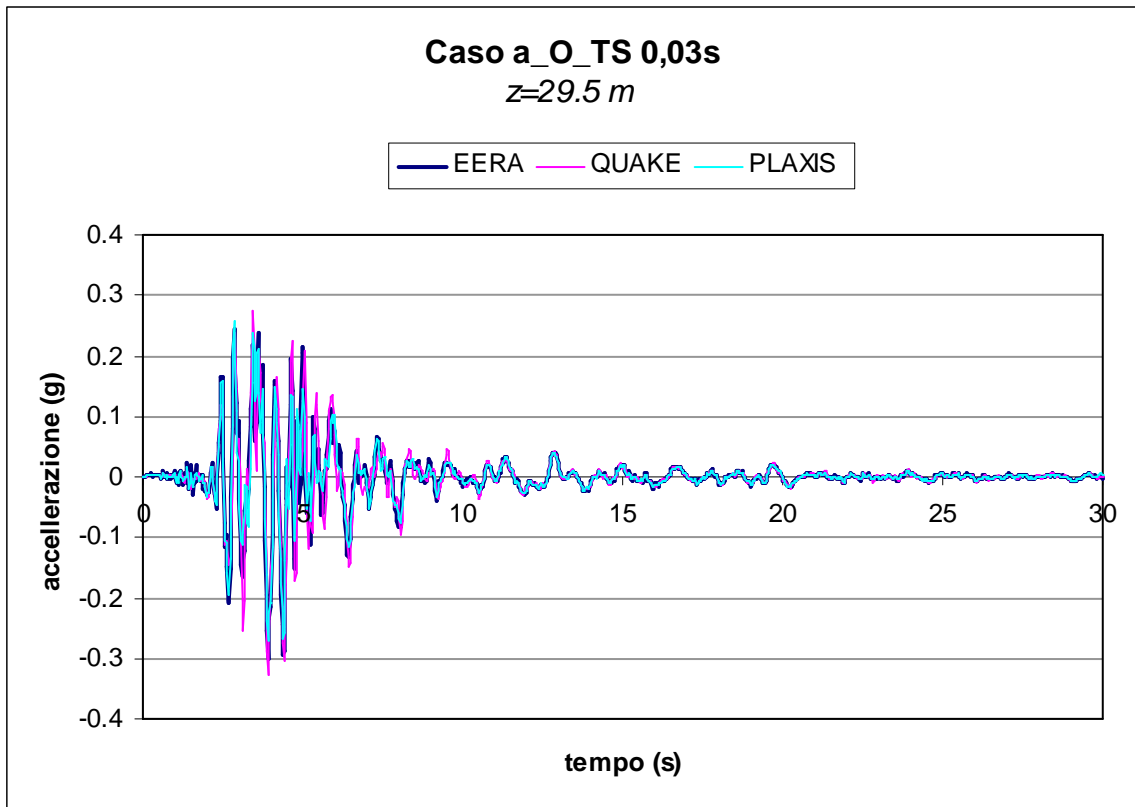
(a)



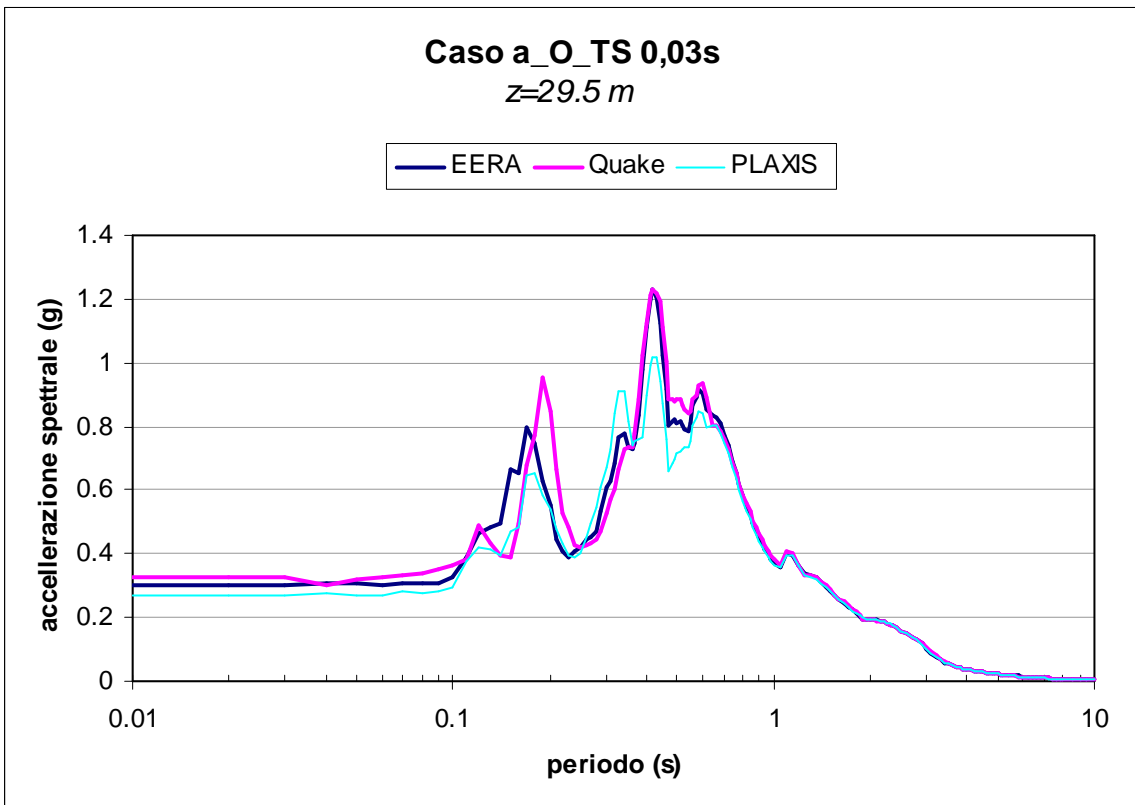


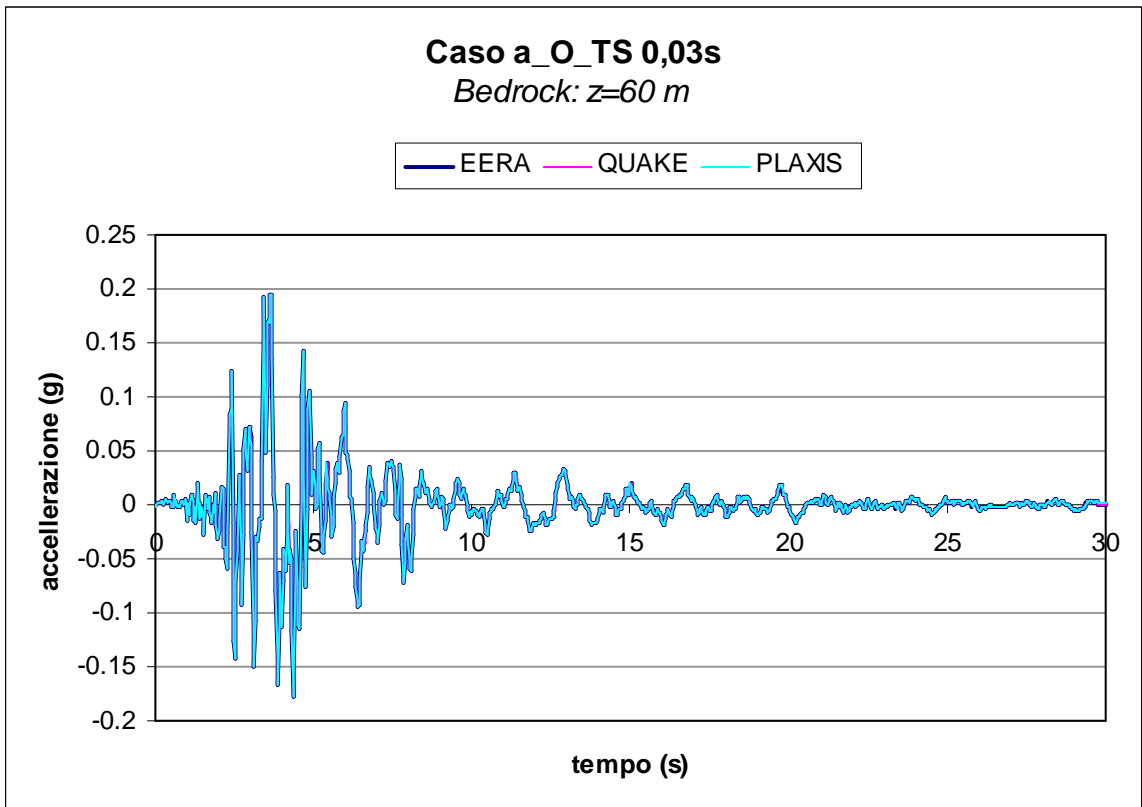
(b)





(c)





(d)

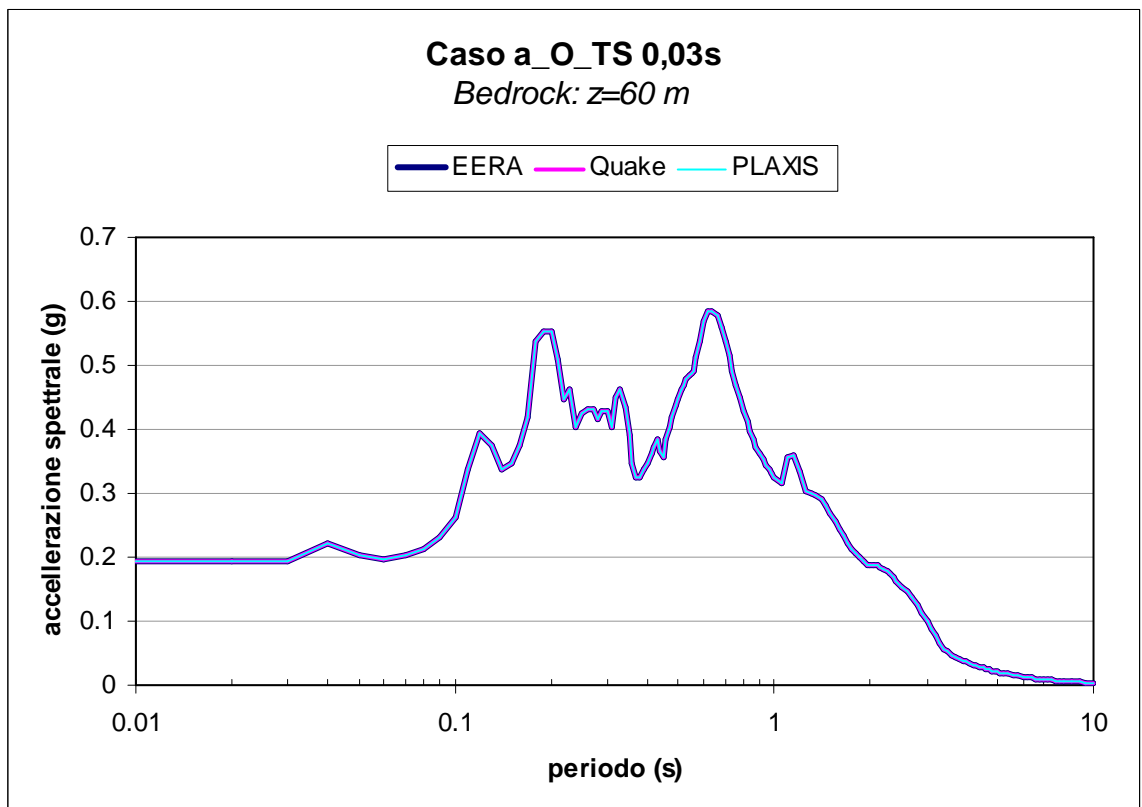


Figura 6.1.2.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_O: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

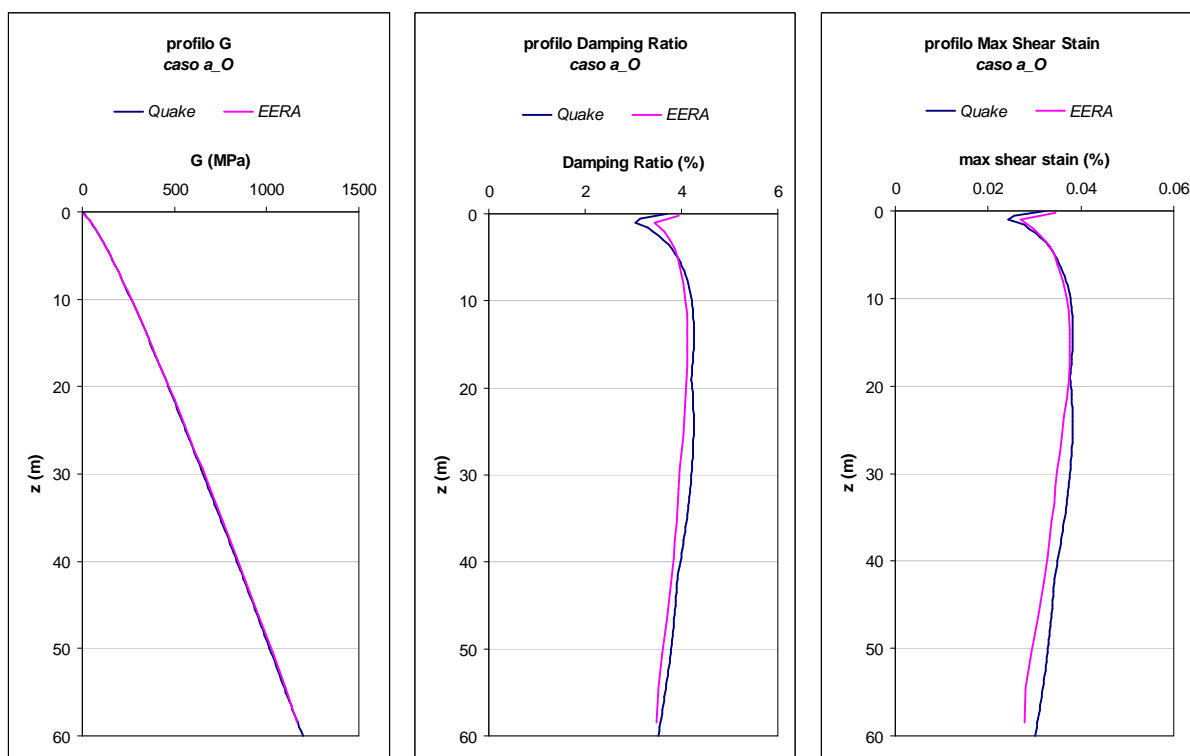


Figura 6.1.2.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

6.2 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso b

Si è considerato un deposito orizzontale omogeneo e seminfinito di **terreno tipo 2 di potenza pari a 60 m poggiate su basamento roccioso orizzontale** ($V_S > 800$ m/s) ed investito da onde sismiche che si propagano in direzione verticale, Figura 6.2.1.

Le proprietà fisico-meccaniche, lo stato tensionale iniziale e il profilo della rigidezza a taglio iniziale con la profondità sono state indicate nel §4.3.1.

Occorre far notare che il valore del coefficiente di Poisson pari a 0.375 è stato utilizzato esclusivamente al fine di generare lo stato tensionale iniziale nel codice di calcolo *QUAKE/W*; infatti in tale codice di calcolo lo stato tensionale iniziale deve essere ricavato preliminarmente ed in funzione del coefficiente di Poisson ν' . Tale valore è inusuale per i terreni, poiché esso varia tra 0.2 e 0.3. In realtà per le analisi è stato utilizzato un valore pari a $\nu' = 0.25$. Il valore di $\nu' = 0.375$, utile per generare lo stesso stato tensionale iniziale in *QUAKE/W*, è stato determinato in modo da poter ottenere il valore del coefficiente di spinta a riposo desiderato, utilizzando la relazione $K_0 = \nu' / (1 - \nu')$.

In Figura 6.2.2 si riportano le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la

deformazione di taglio che sono state utilizzate per caratterizzare il comportamento dinamico del materiale oggetto di analisi; esse sono state valutate con riferimento ai risultati tipici della letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per indice di plasticità pari a $I_p = 44$.

Per quanto concerne l'accelerogramma selezionato per lo studio della risposta sismica locale sono state fatte due ipotesi:

caso b_B)

l'accelerogramma selezionato, Figura 6.2.3, è stato direttamente applicato al tetto della formazione rocciosa di base (*bedrock*);

caso b_O)

l'accelerogramma selezionato, Figura 6.2.4, è stato applicato in corrispondenza dell'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*).

caso b)



Figura 6.2.1 - Caso ideale analizzato per lo studio della RSL.

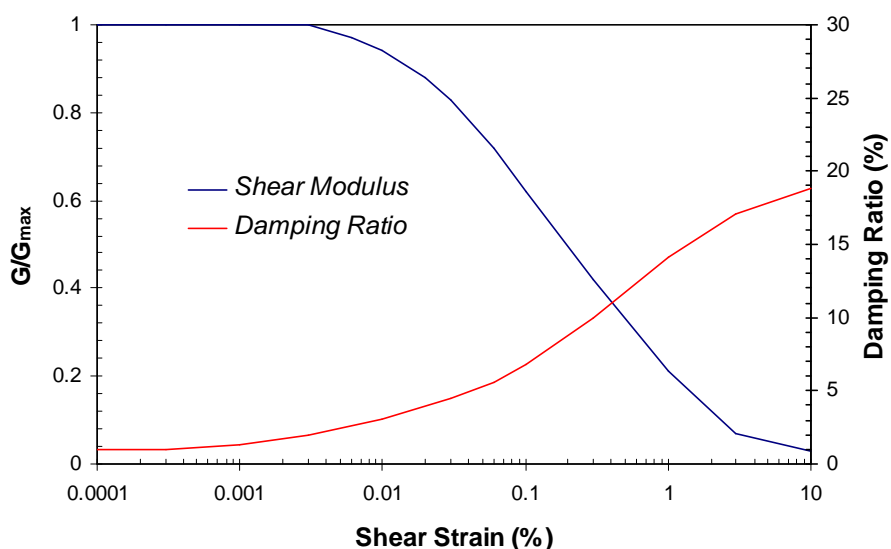


Figura 6.2.3 - Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, utilizzate per il terreno tipo 2.

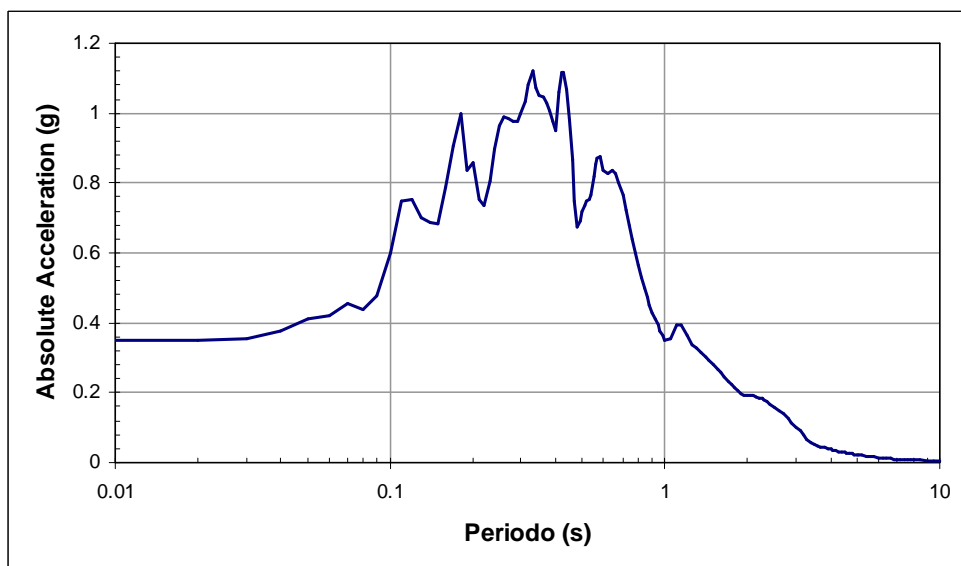
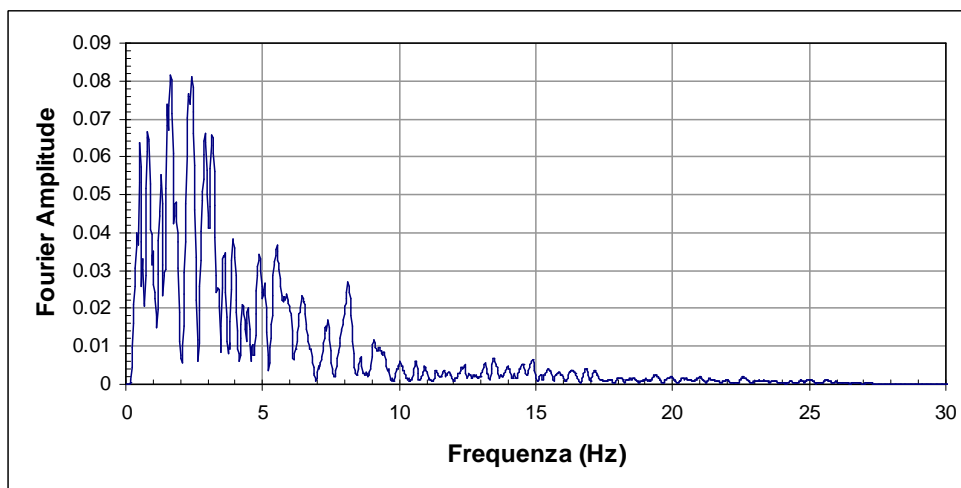
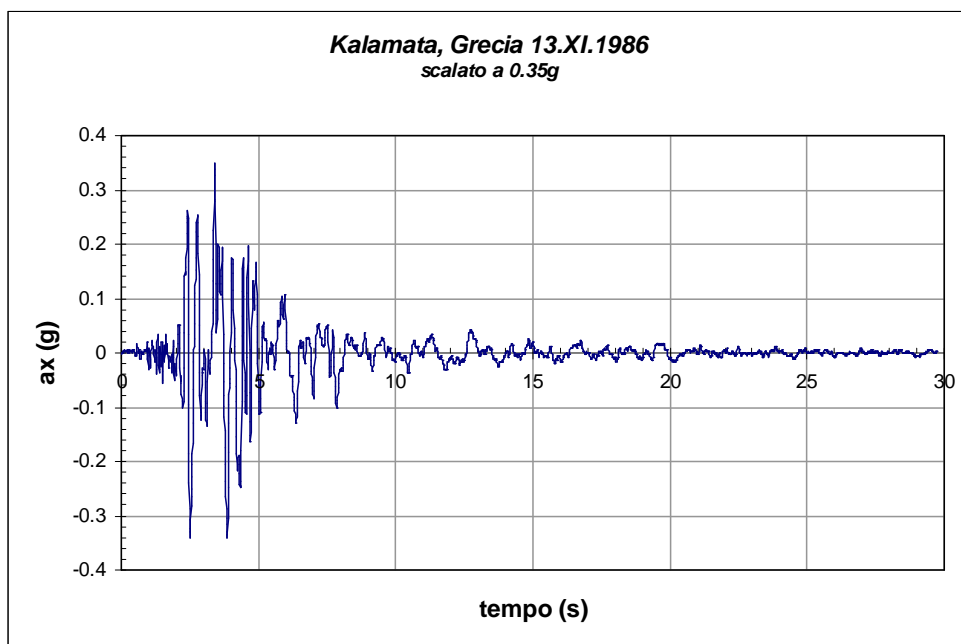


Figura 6.2.3 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986 e scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g.

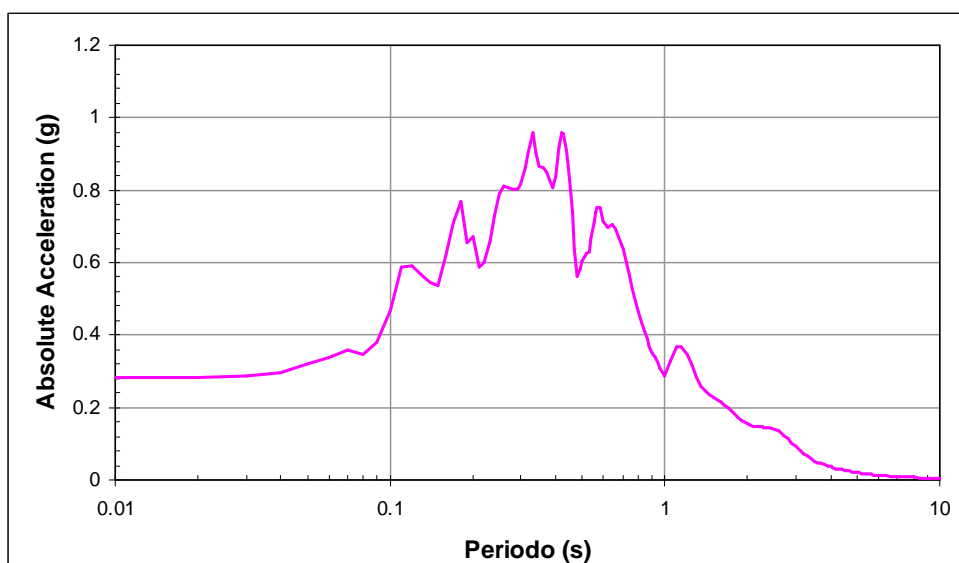
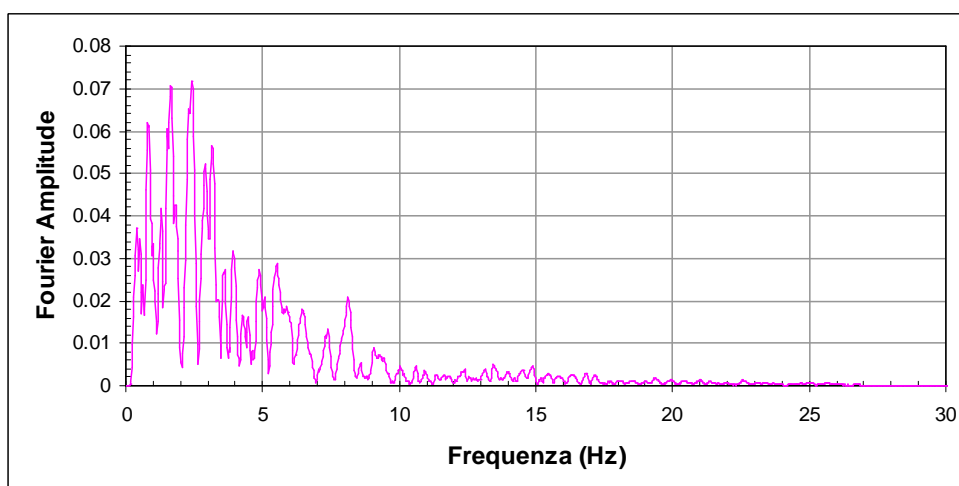
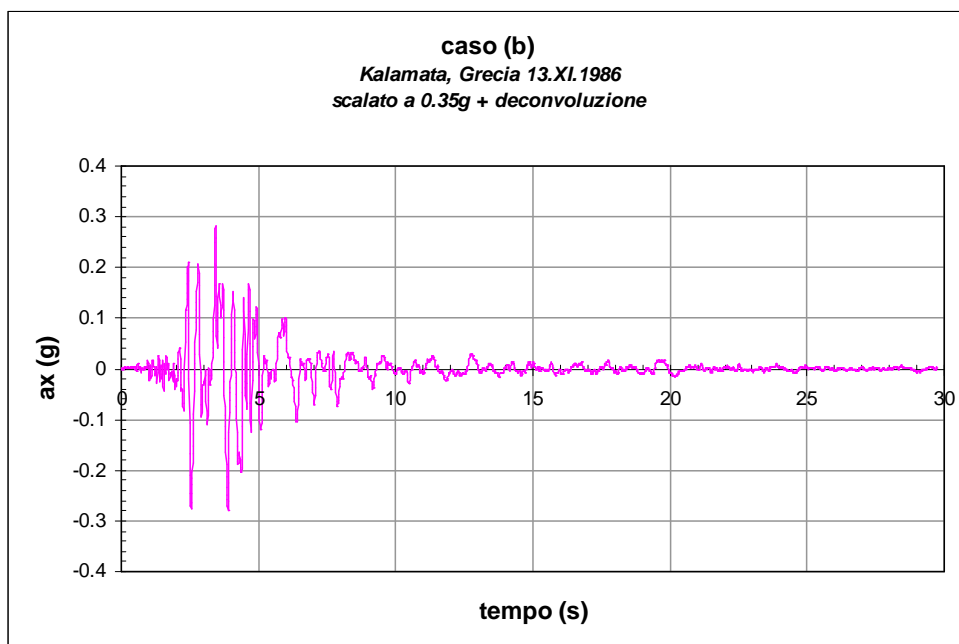


Figura 6.2.4 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g e sottoposto a deconvoluzione.

6.2.1 caso b B

ANALISI EERA

La Figura 6.2.1.1 mostra il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 6.2.1.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_p=44$ %.

L'accelerogramma è applicato in corrispondenza della formazione rocciosa di base (*bedrock*). Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma al *bedrock* adottato è quello indicato in Figura 6.2.3.

Le Figure 6.2.1.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.35 g si mantiene all'incirca costante lungo tutto il percorso effettuato dalle onde sismiche nel terreno, raggiungendo il valore di 0.30 g alla quota della galleria, mentre per effetto di un valore molto piccolo della rigidezza in superficie, ivi subisce un notevole effetto di amplificazione raggiungendo un valore di 1.35 g. Ciò può essere facilmente giustificabile alla luce della minore rigidezza a taglio che caratterizza il terreno tipo 2 rispetto al terreno tipo 1: infatti per effetto della minore rigidezza, il livello di deformazione di taglio mobilitato durante il sisma, in media pari a 0.65%, e il corrispondente smorzamento mobilitato, in media pari a 9.8%, sono maggiori dei corrispondenti valori raggiunti durante il fenomeno di propagazione nel terreno 1. Ciò spiega il risultato ottenuto nella analisi di risposta sismica monodimensionale.

In Figura 6.2.1.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente quanto già illustrato ossia che il segnale sismico attraversando il terreno non subisce rilevanti fenomeni di amplificazione e modifica del suo contenuto in frequenza, tranne che nella porzione più superficiale del deposito. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando anche la Figura 6.2.1.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie. In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 20, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 2

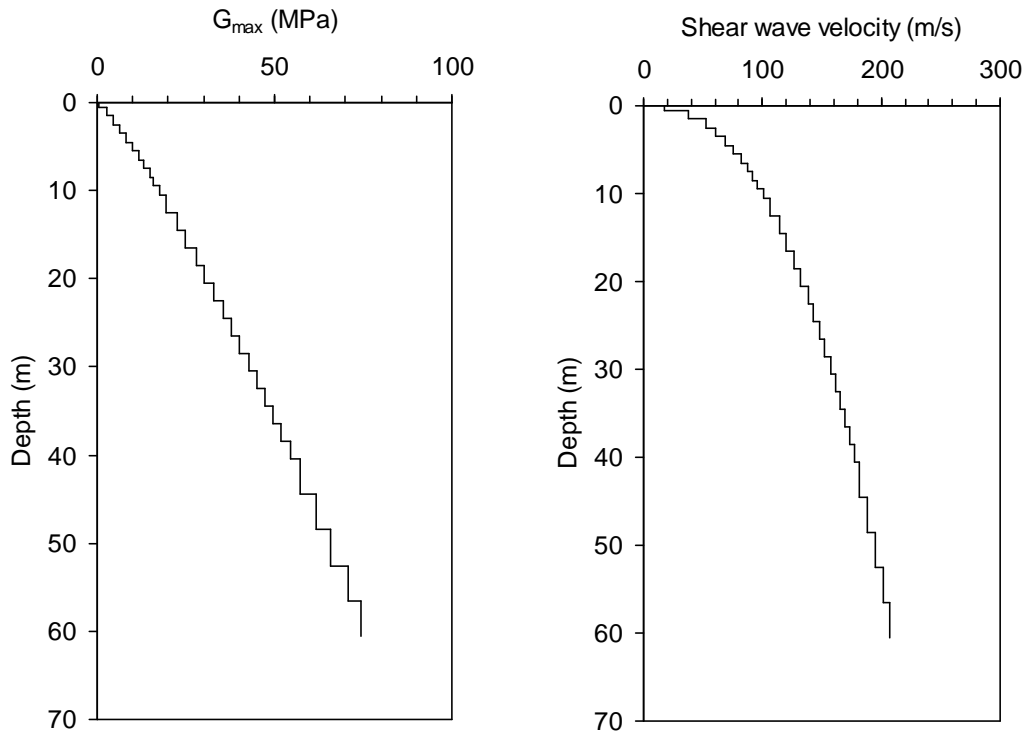


Figura 6.2.1.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_s con la profondità.

Terreno tipo 2

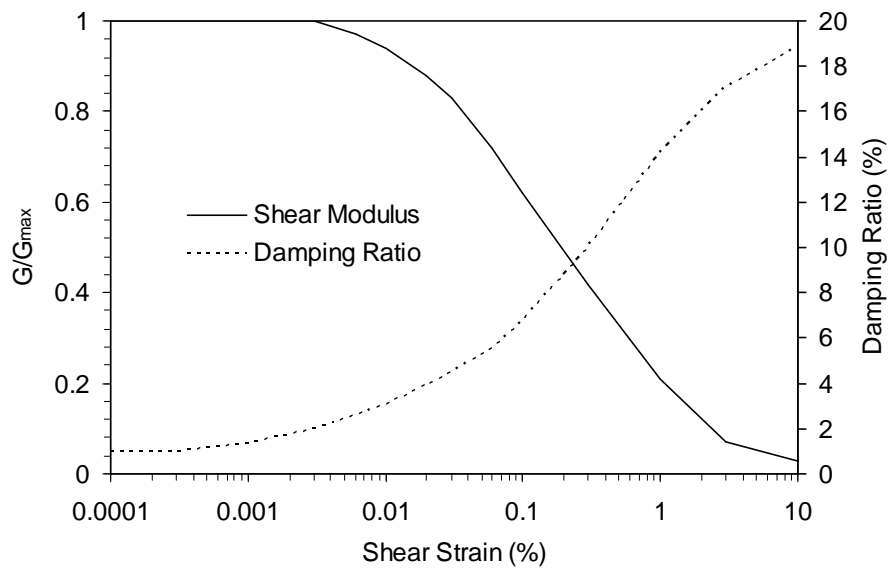


Figura 6.2.1.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

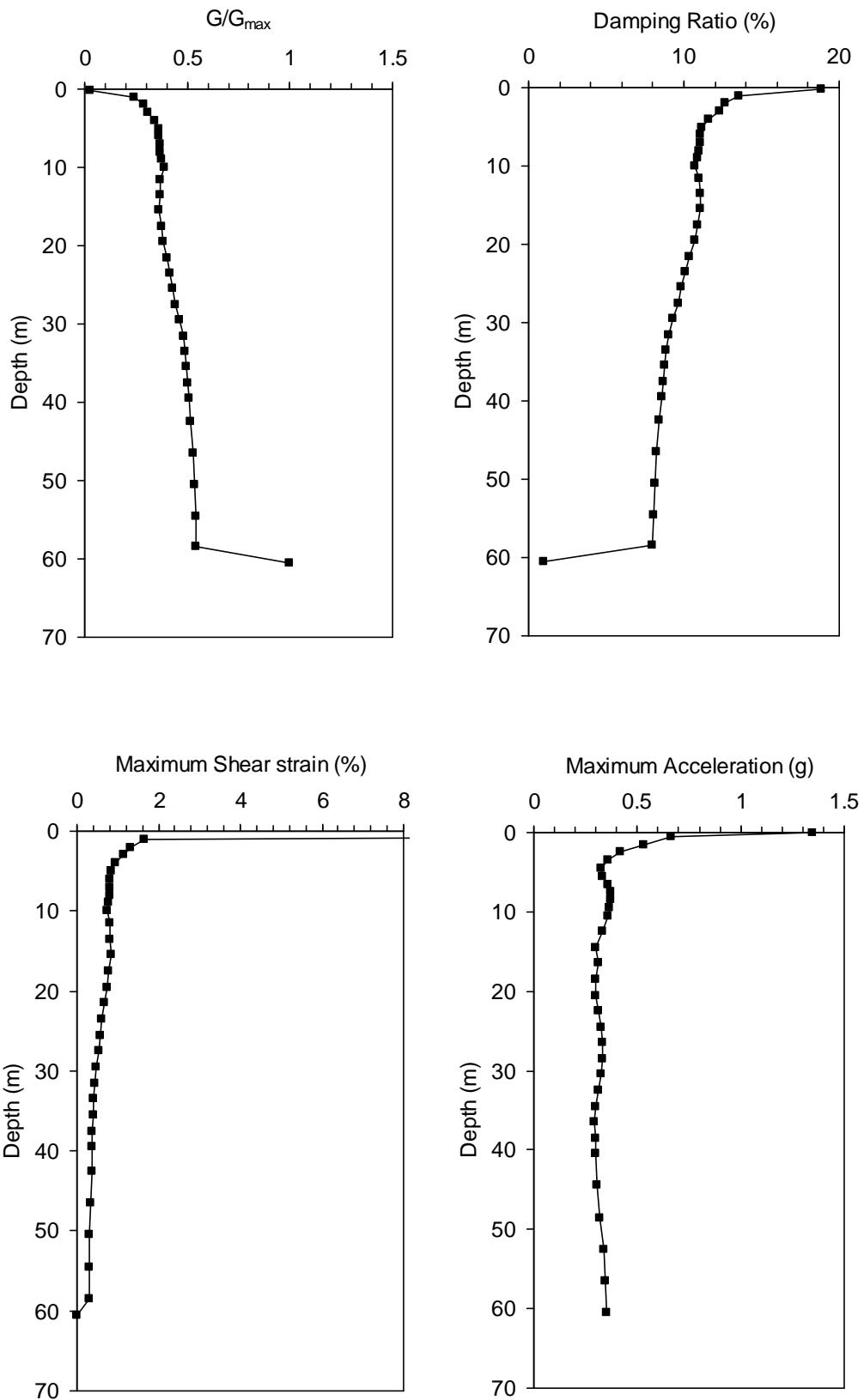


Figura 6.2.1.3 - Analisi EERA: andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

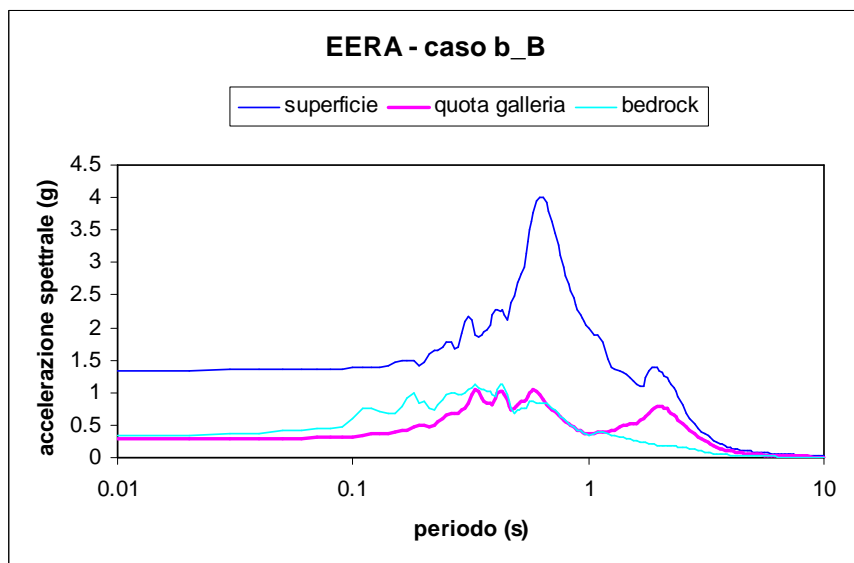
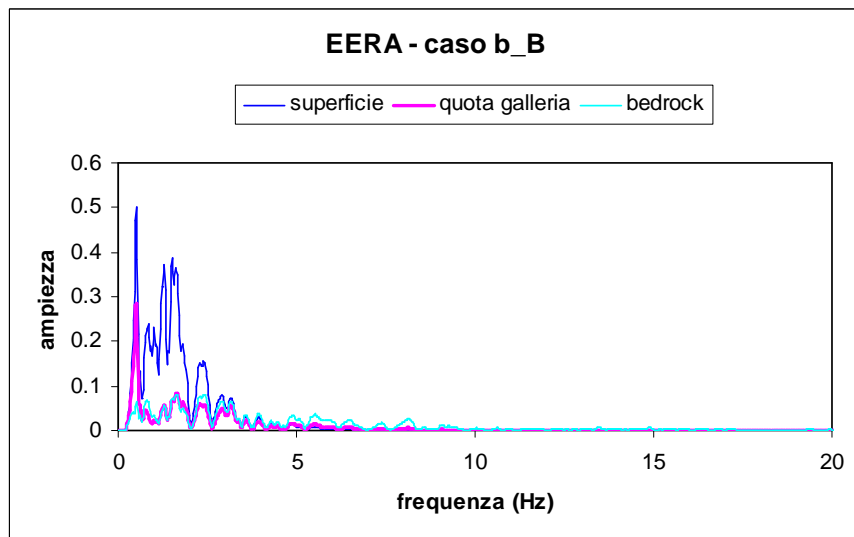
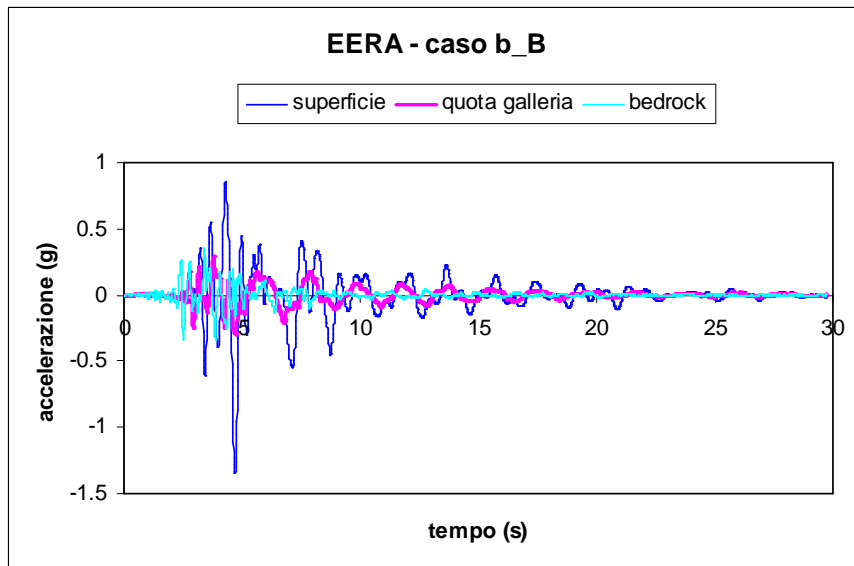


Figura 6.2.1.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

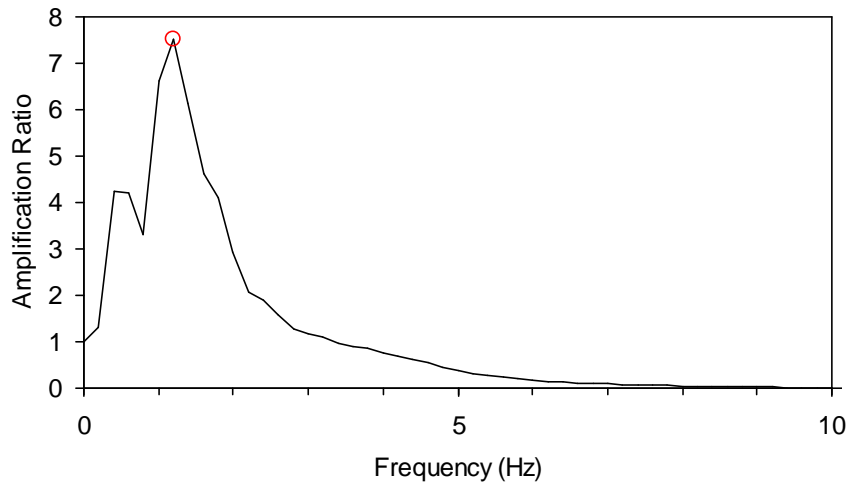


Figura 6.2.1.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 4.3.1.2;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 6.2.1.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 6.2.1.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=1\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in EERA.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.2.1.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 60 m ed è costituito da 120 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 485 nodi. Gli elementi finiti hanno un' altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x= u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.2.3, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma, per quanto esposto in precedenza, è stato successivamente incrementato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

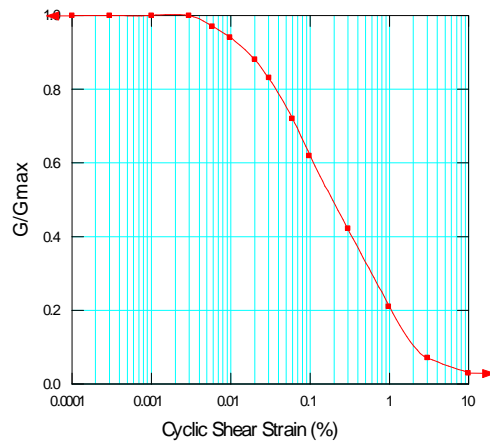
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.2.1.14 e 6.2.1.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.2.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

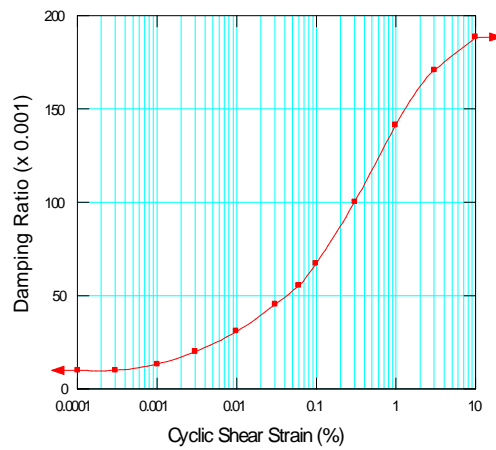
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.2.1.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

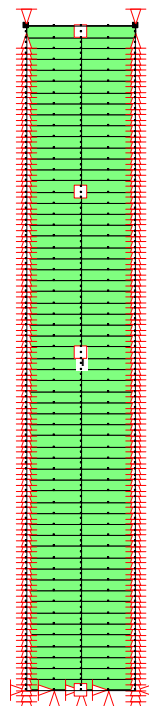


Figura 6.2.1.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 6.2.1.8. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.2.1.9 e in dettaglio in Figura 6.2.1.10, è composta da 2169 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 17587 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 3.64 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione:

$$h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 + 7 * f_{\max})}$$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 3.6 m in corrispondenza della base a 0.5 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.2.1.I.

In Figura 6.2.1.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.2.1.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.2.1.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 0.4 Hz e 2.6 Hz, Figura 6.2.1.12, ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.2.3, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stato eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle Figure 6.2.1.14 e 6.2.1.15, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.2.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano inoltre i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxiation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 6.2.1.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*

materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [cm/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	17	1.00E-01	1.16E-08	18.83	0.8203	0.0200	15	38	0.25	0.6
2	0.5-1.5	1	17	1.00E-01	1.16E-08	13.50	0.5881	0.0143	610	1525	0.25	0.6
3	1.5-2.5	1	17	1.00E-01	1.16E-08	12.66	0.5517	0.0134	1340	3349	0.25	0.6
4	2.5-3.5	1	17	1.00E-01	1.16E-08	12.27	0.5347	0.0130	1970	4925	0.25	0.6
5	3.5-5.5	2	17	1.00E-01	1.16E-08	11.36	0.4950	0.0121	3217	8041	0.25	0.6
6	5.5-7.5	2	17	1.00E-01	1.16E-08	11.08	0.4829	0.0118	4526	11315	0.25	0.6
7	7.5-9.5	2	17	1.00E-01	1.16E-08	10.94	0.4765	0.0116	5711	14277	0.25	0.6
8	9.5-11.5	2	17	1.00E-01	1.16E-08	10.83	0.4719	0.0115	6947	17367	0.25	0.6
9	11.5-13.5	2	17	1.00E-01	1.16E-08	11.01	0.4795	0.0117	7928	19821	0.25	0.6
10	13.5-16.5	3	17	1.00E-01	1.16E-08	11.00	0.4792	0.0117	9251	23127	0.25	0.6
11	16.5-19.5	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.79	0.4699	0.0114	10883	27207	0.25	0.6
12	19.5-22.5	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.55	0.4597	0.0112	12673	31682	0.25	0.6
13	22.5-25.5	3	17	1.00E-01	1.16E-08	9.98	0.4348	0.0106	15215	38037	0.25	0.6
14	25.5-29.5	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.59	0.4177	0.0102	17899	44748	0.25	0.6
15	29.5-33.5	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.07	0.3951	0.0096	21484	53709	0.25	0.6
16	33.5-37.5	4	17	1.00E-01	1.16E-08	8.76	0.3814	0.0093	24616	61540	0.25	0.6
17	37.5-41.5	4	17	1.00E-01	1.16E-08	8.56	0.3728	0.0091	27378	68445	0.25	0.6
18	41.5-47.5	6	17	1.00E-01	1.16E-08	8.33	0.3629	0.0088	31198	77996	0.25	0.6
19	47.5-53.5	6	17	1.00E-01	1.16E-08	8.07	0.3513	0.0086	35431	88577	0.25	0.6
20	53.5-60	6.5	17	1.00E-01	1.16E-08	8.00	0.3486	0.0085	39355	98387	0.25	0.6

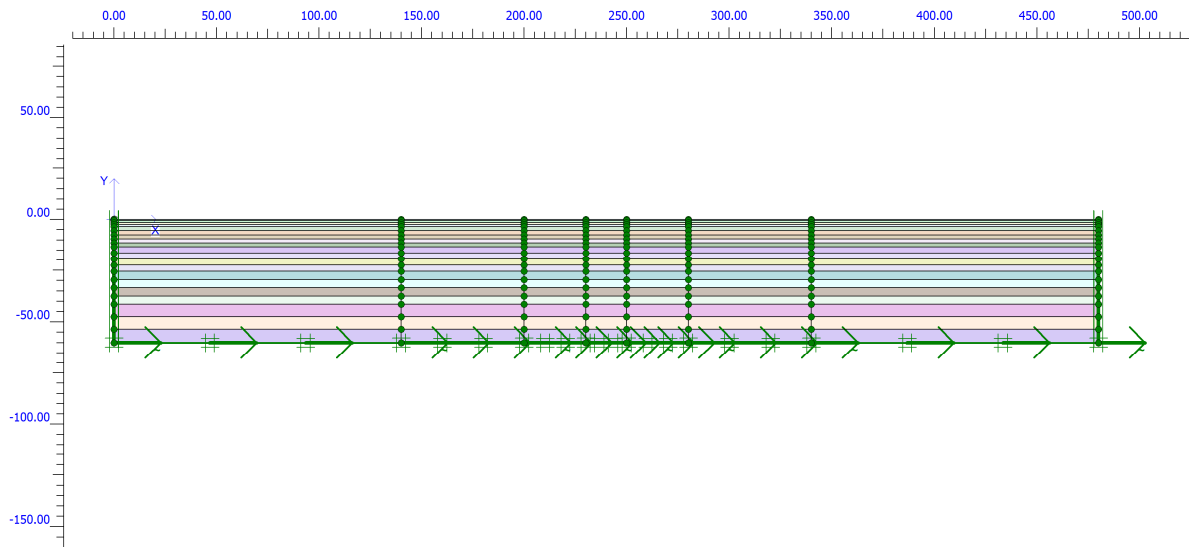


Figura 6.2.1.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

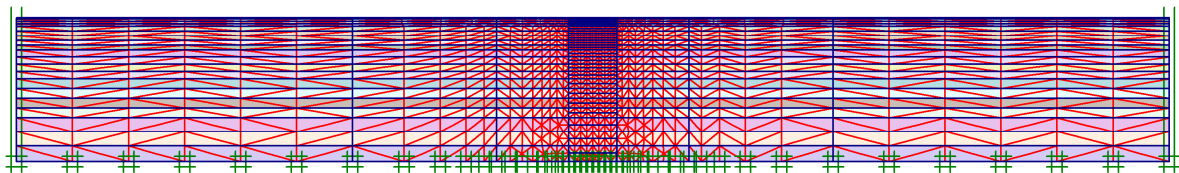


Figura 6.2.1.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

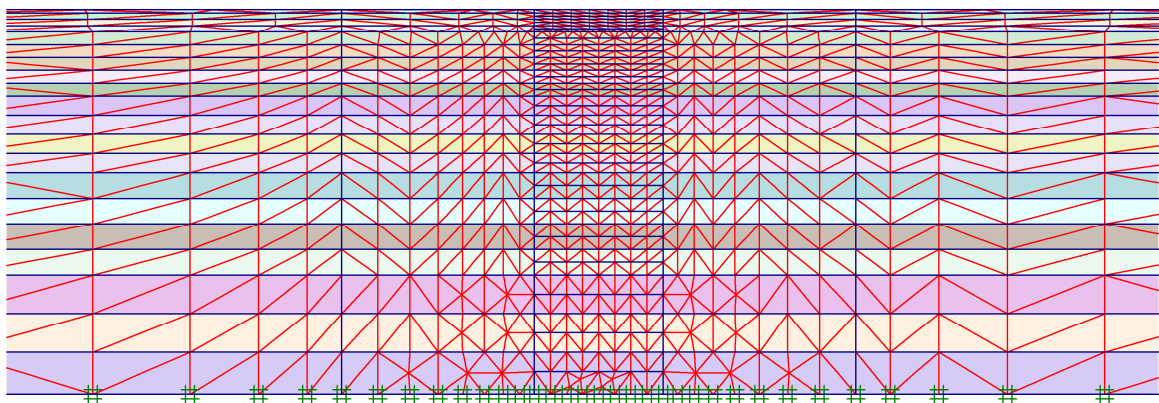


Figura 6.2.1.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

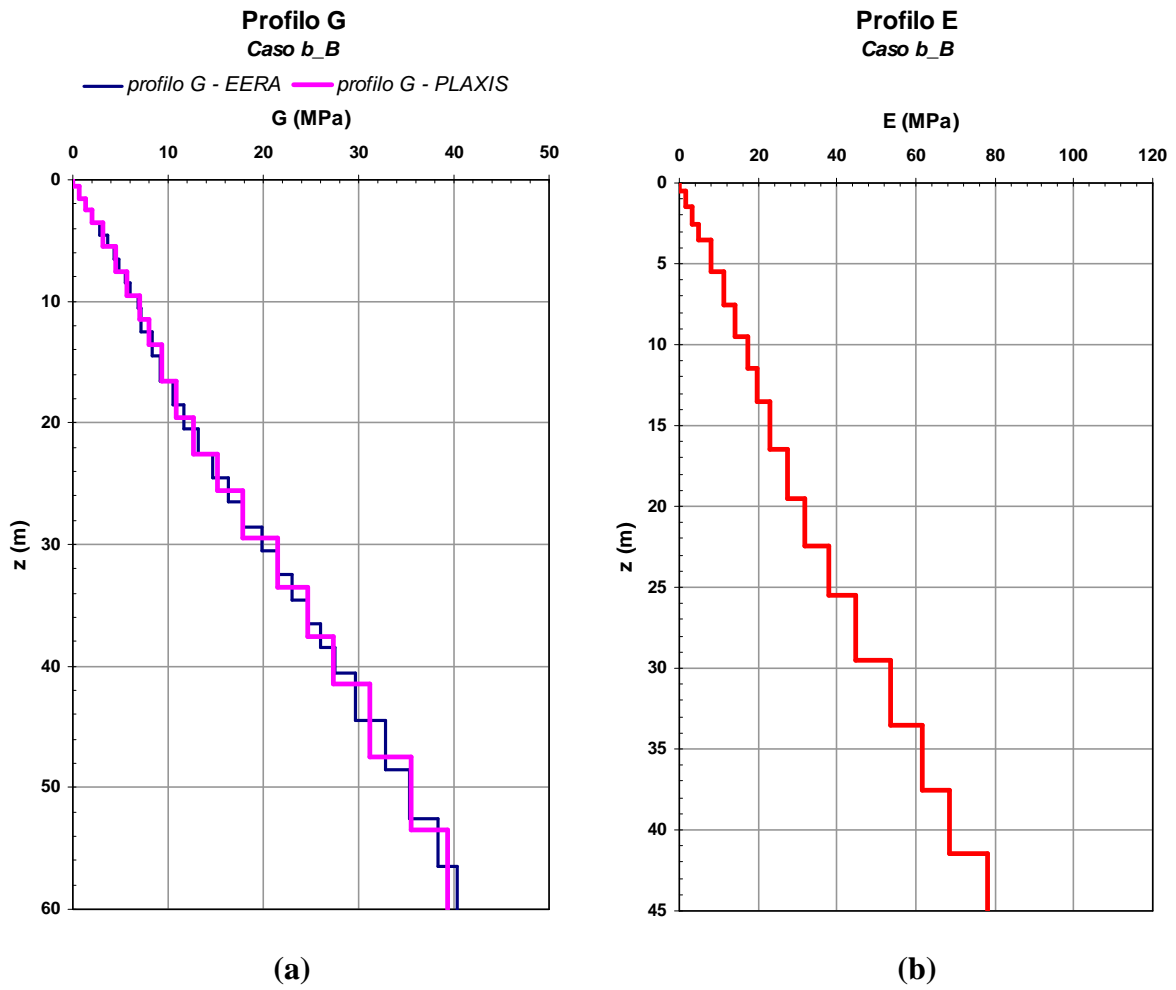


Figura 6.2.1.11 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

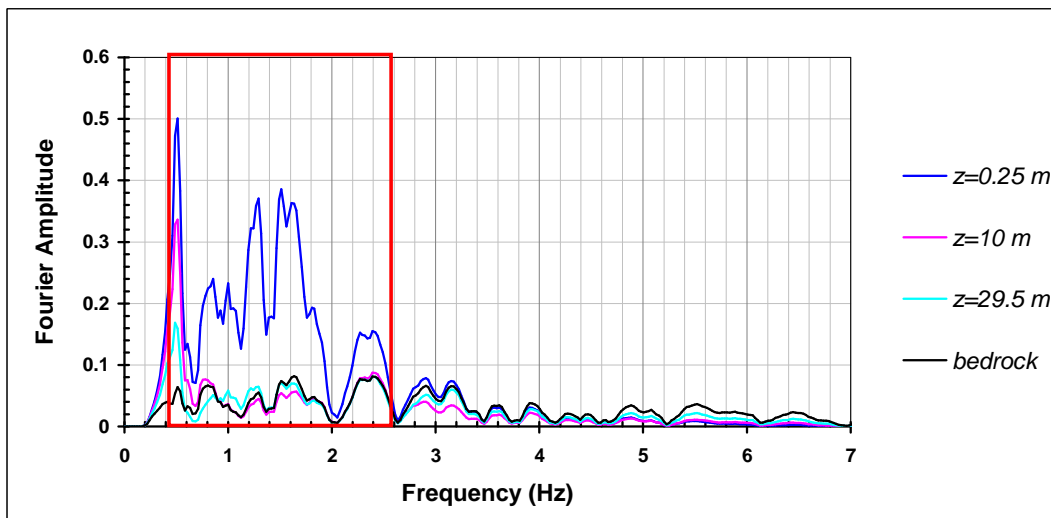
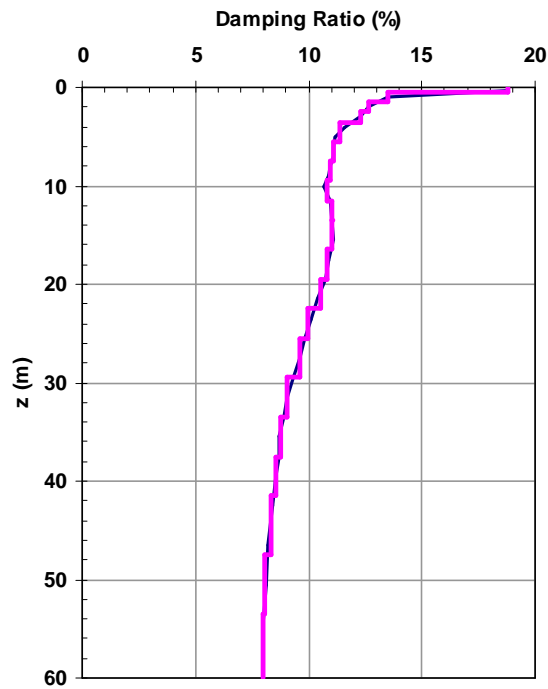


Figura 6.2.1.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.

Profilo Damping Ratio

Caso *b_B*

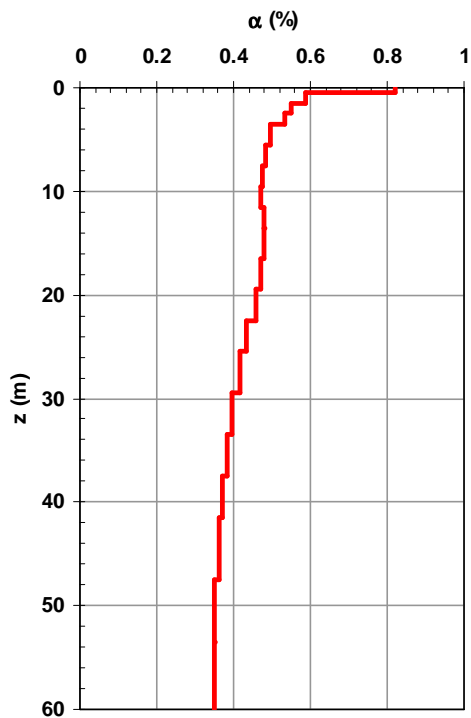
— Damping Ratio - EERA — Damping Ratio - PLAXIS



(a)

Profilo α di Rayleigh

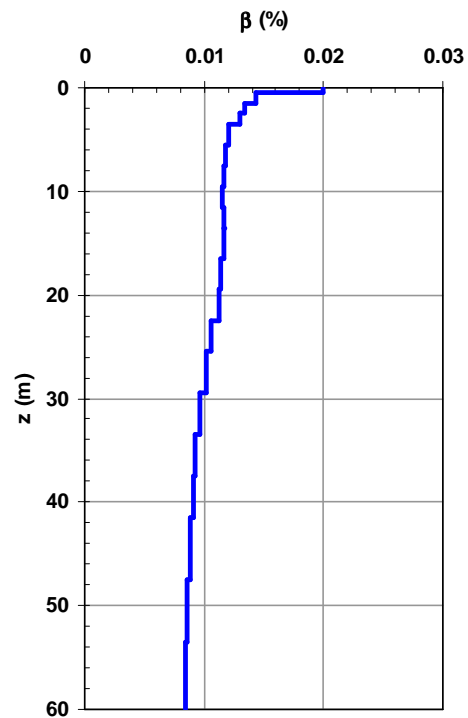
Caso *b_B*



(b)

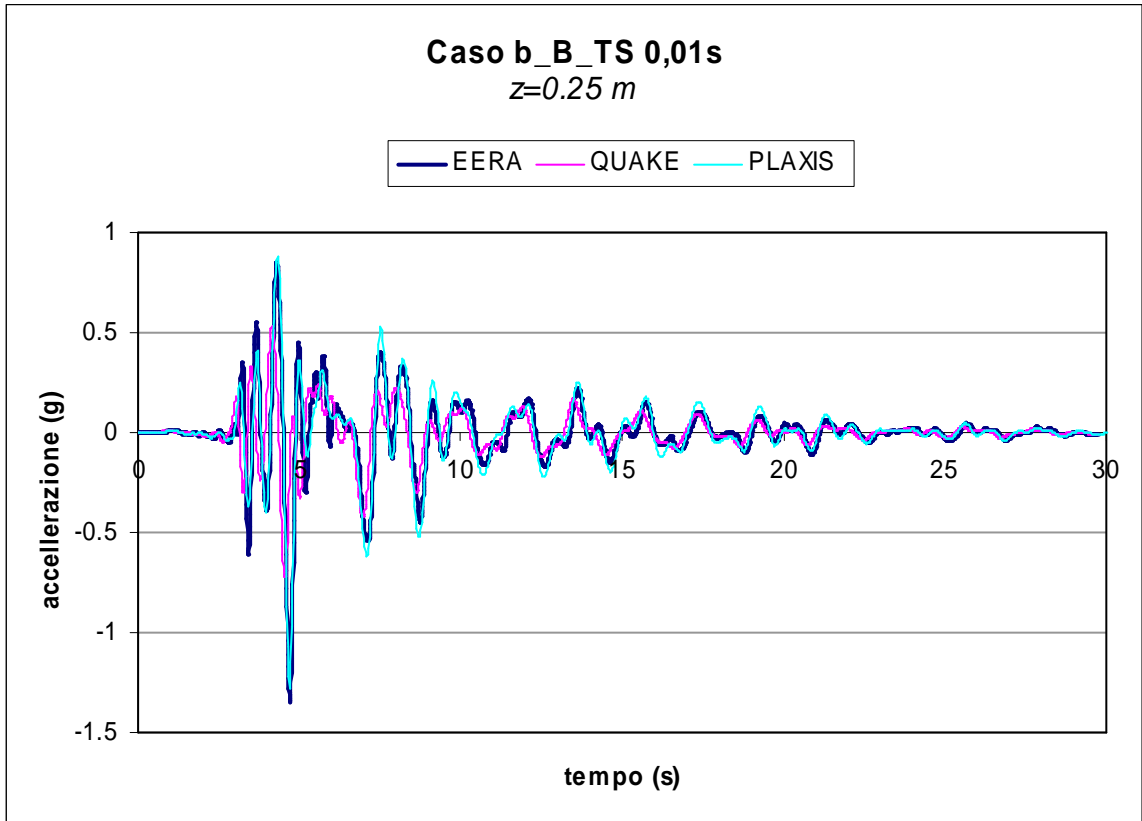
Profilo β di Rayleigh

Caso *b_B*

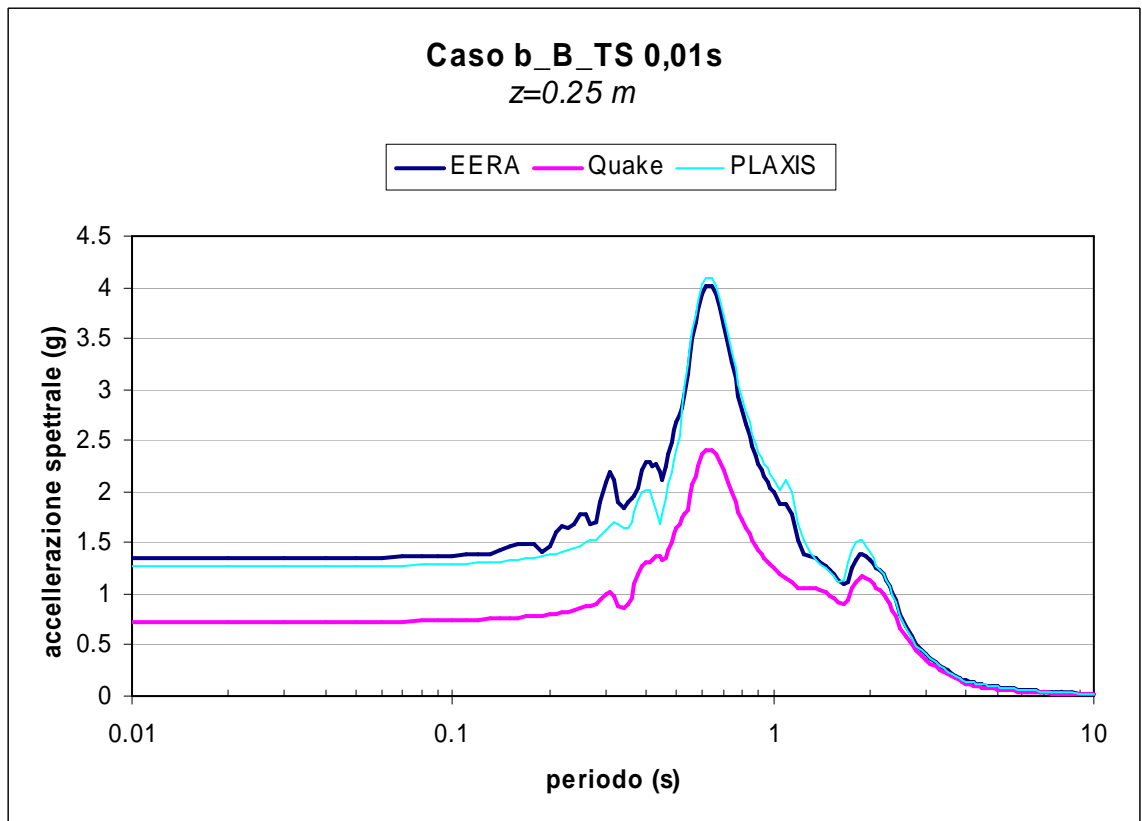


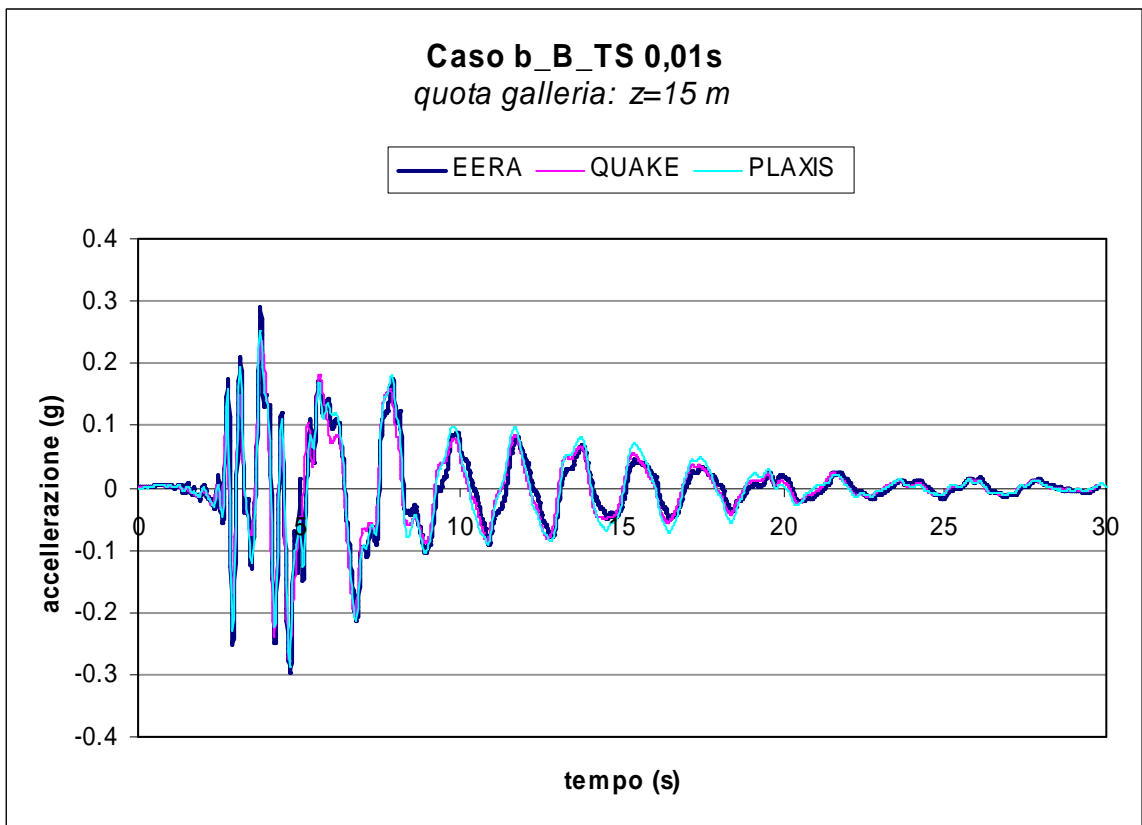
(c)

Figura 6.2.1.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

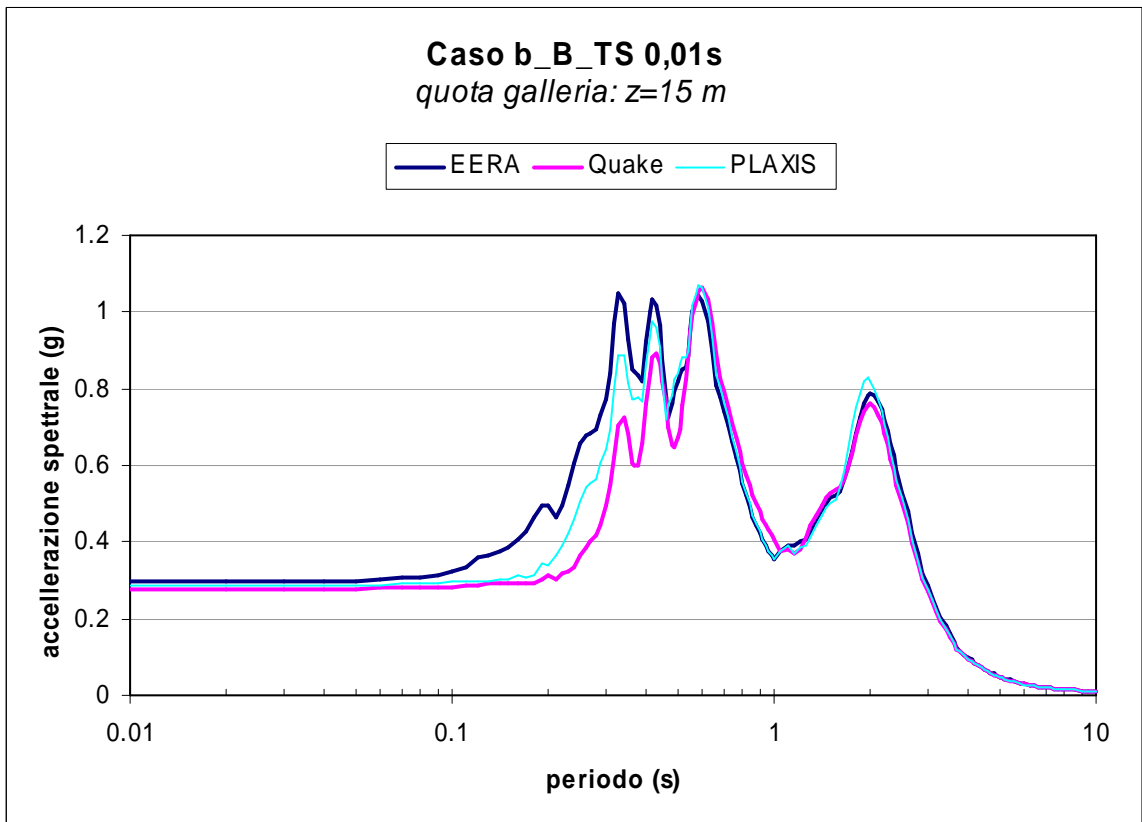


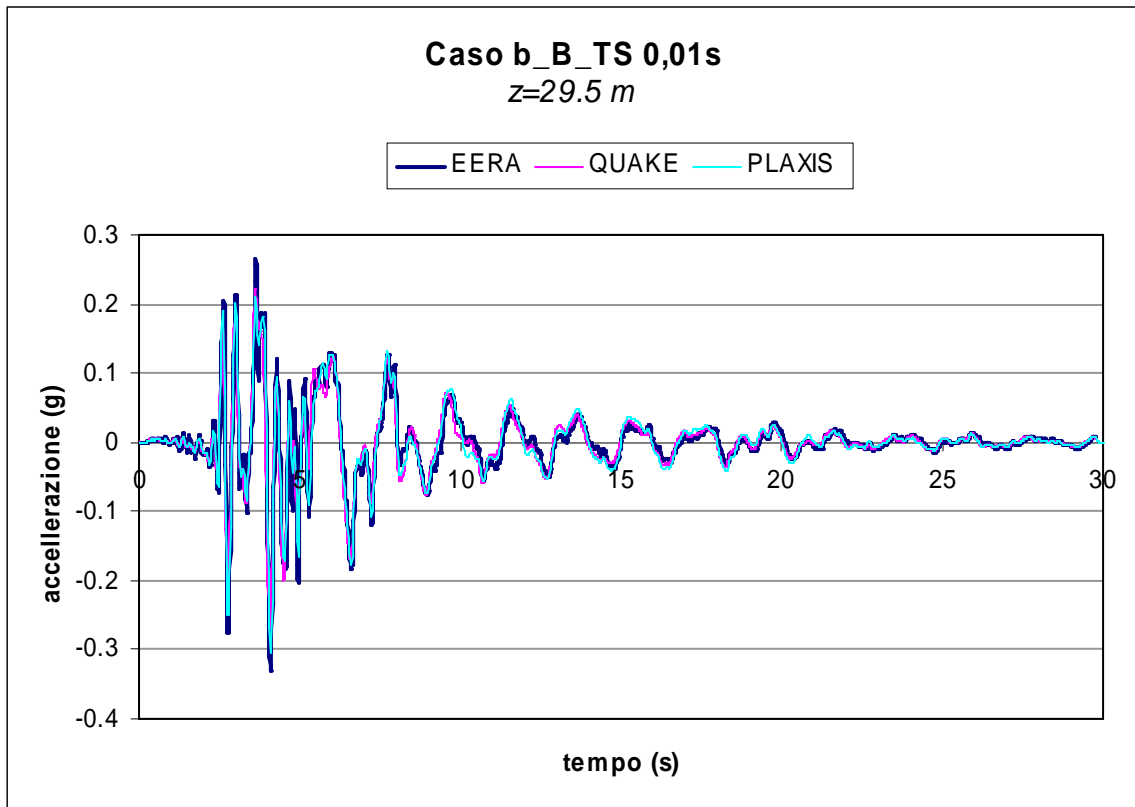
(a)



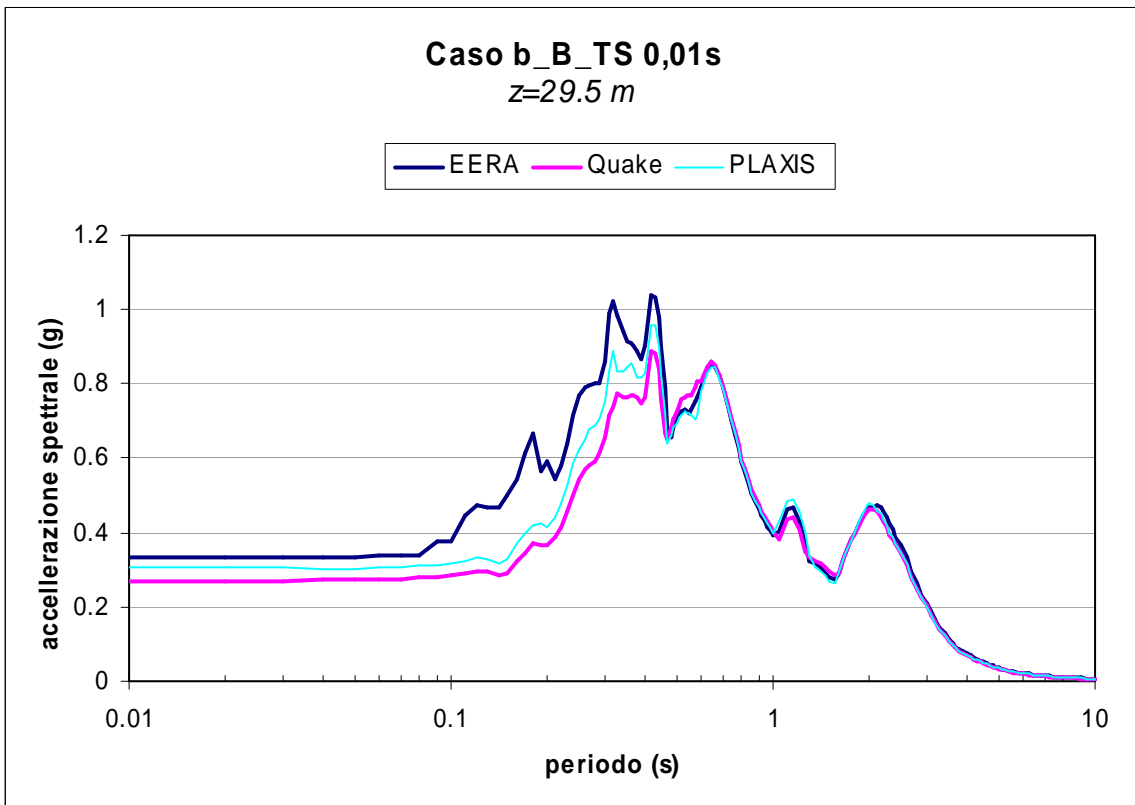


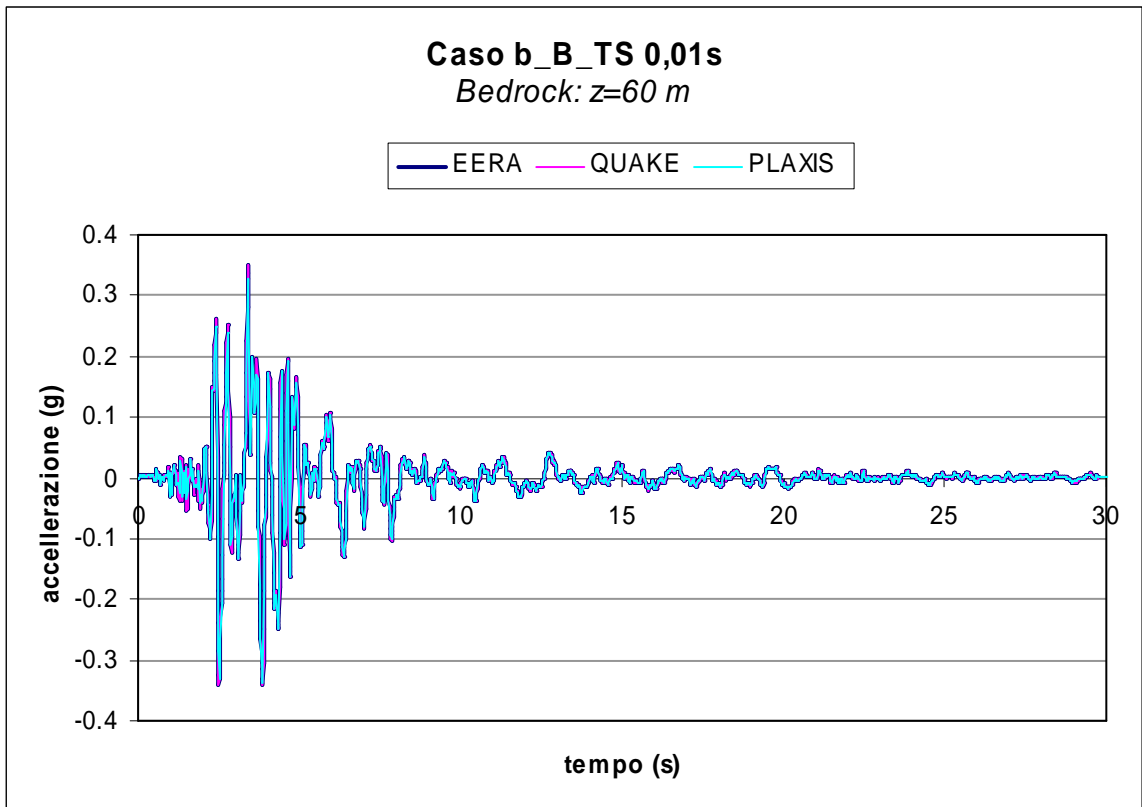
(b)





(c)





(d)

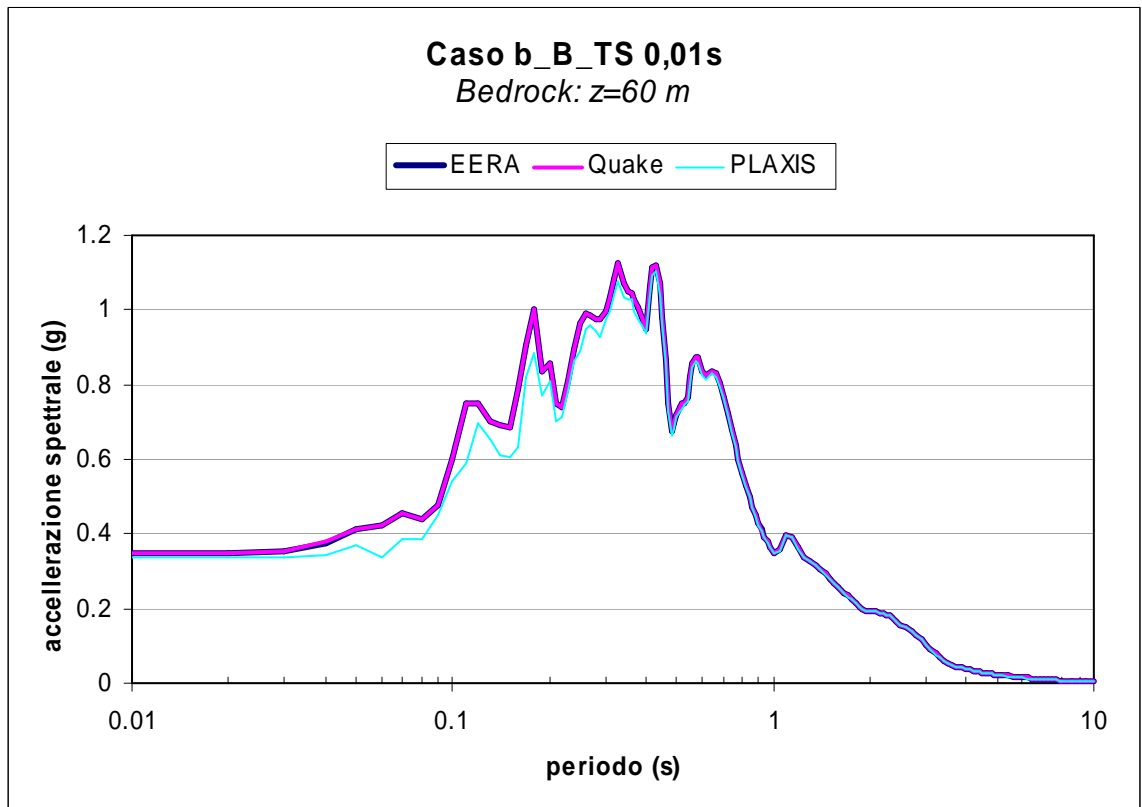
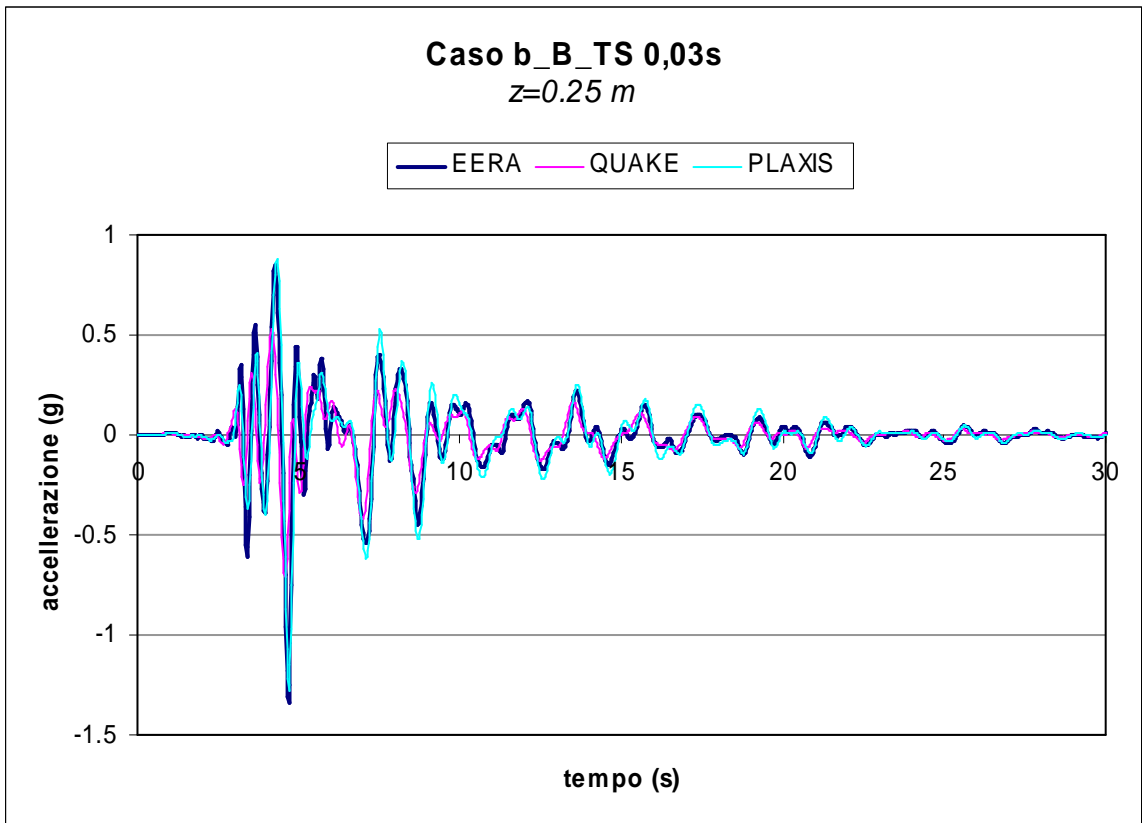
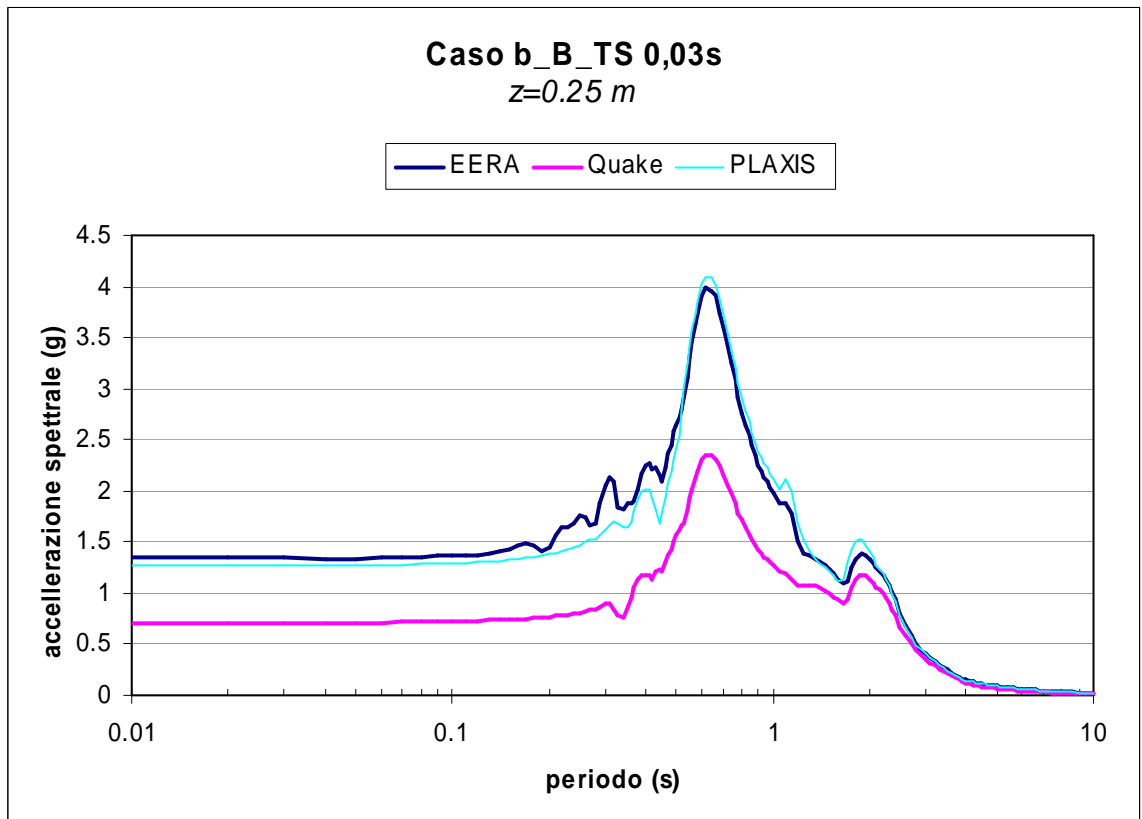
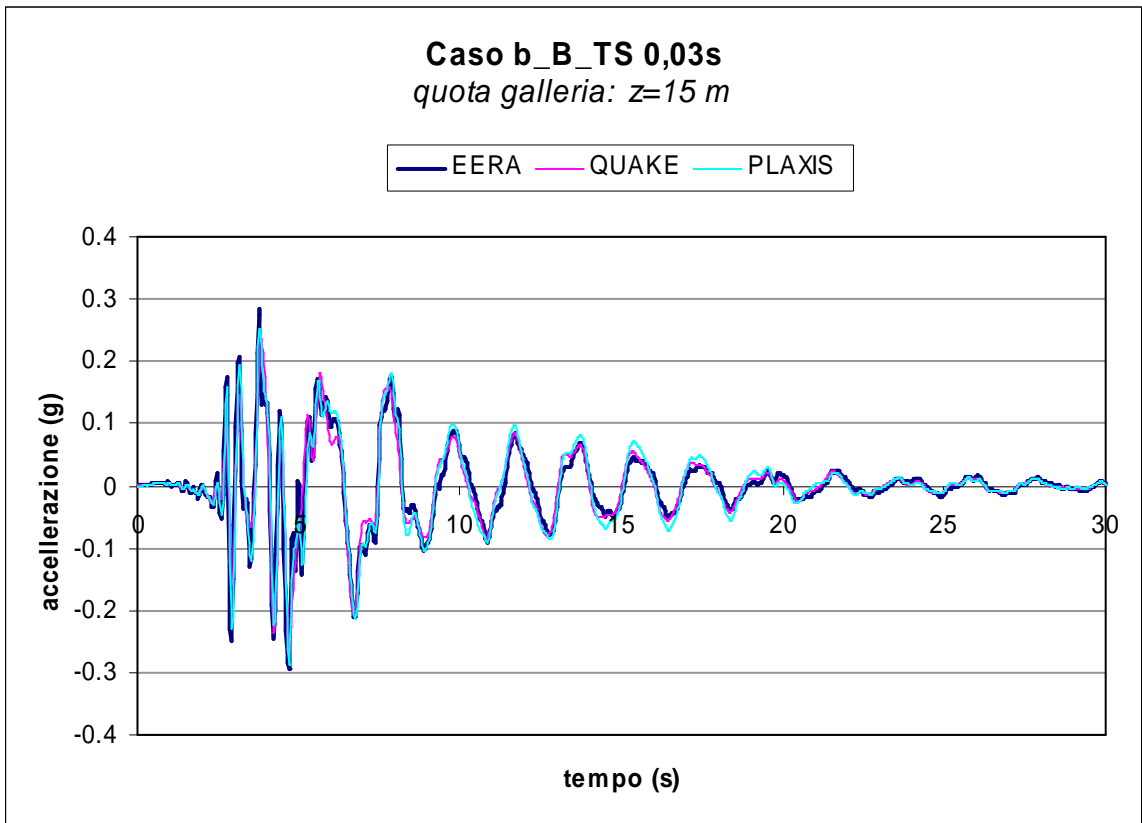


Figura 6.2.1.14 - Confronto tra i risultati di *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* per il caso a_B: passo temporale adottato per *EERA* e *QUAKE/W* pari a 0,01 s.

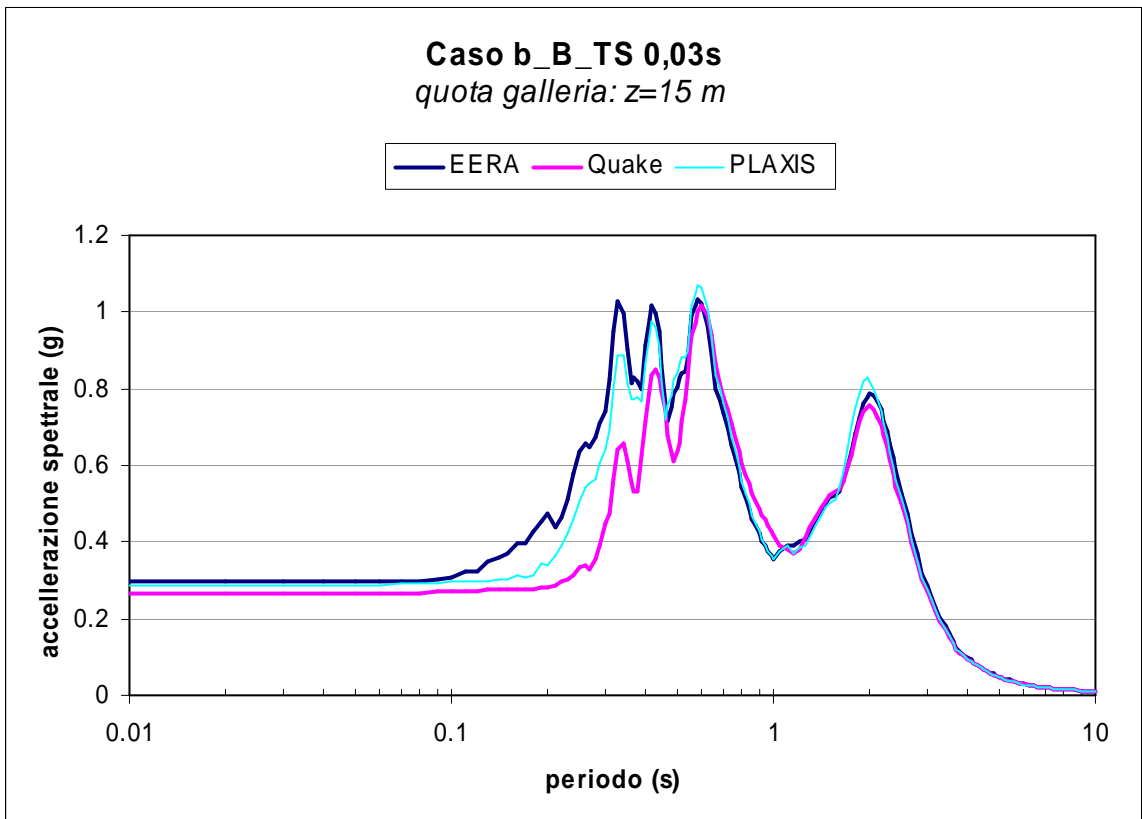


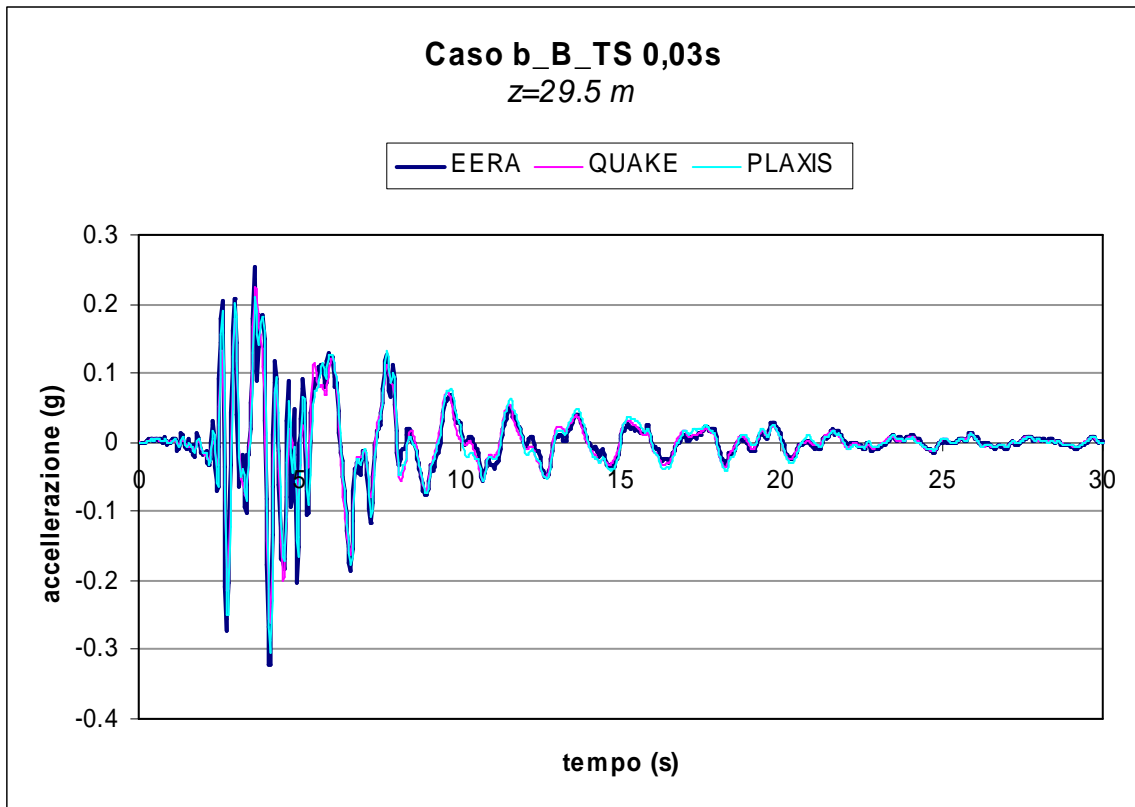
(a)



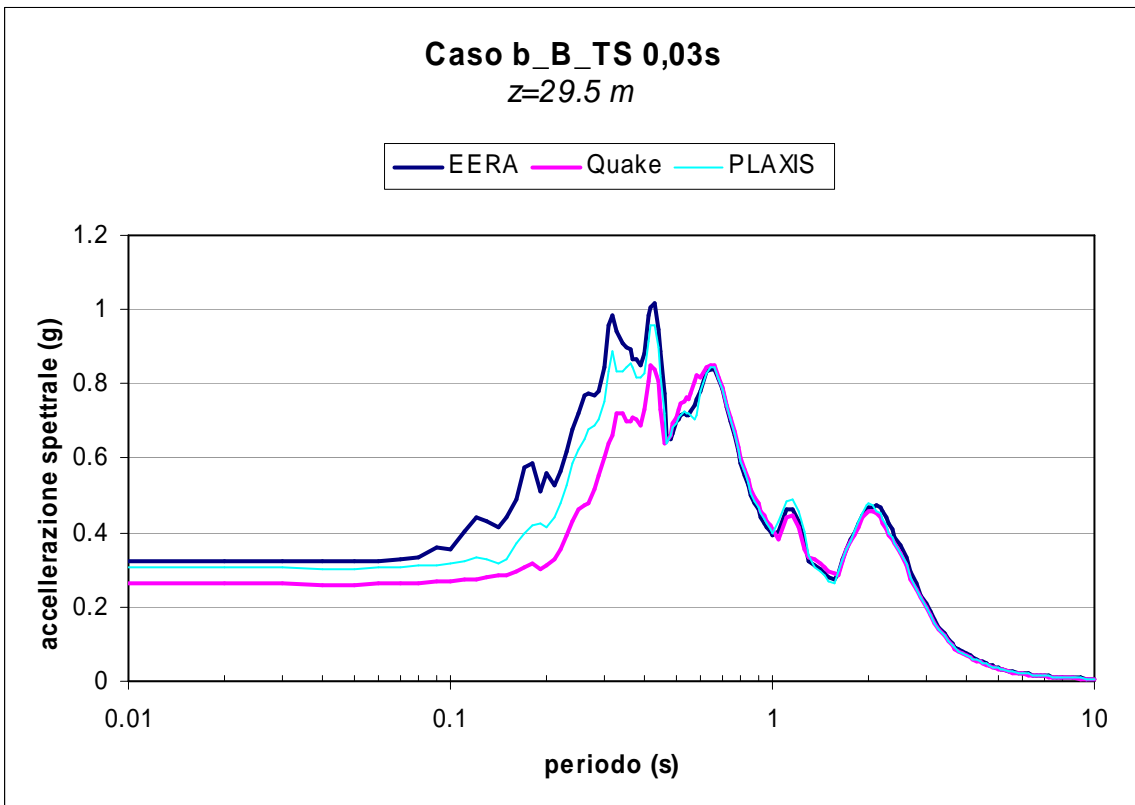


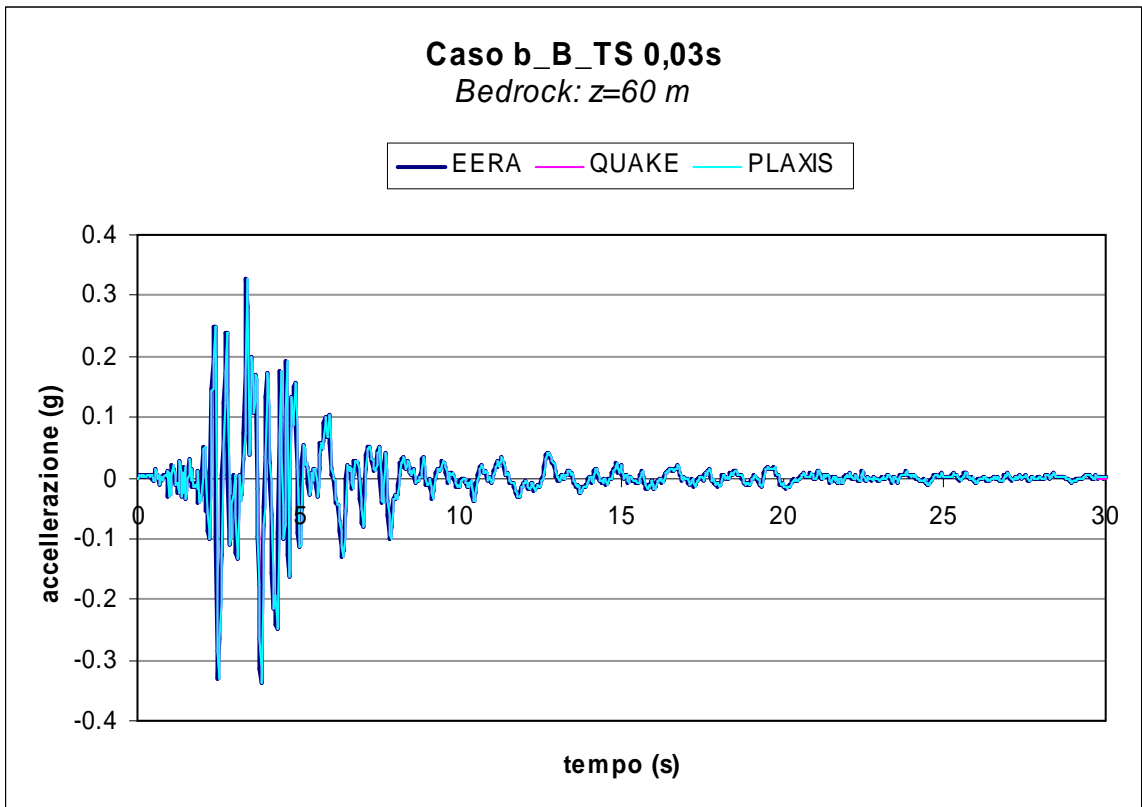
(b)





(c)





(d)

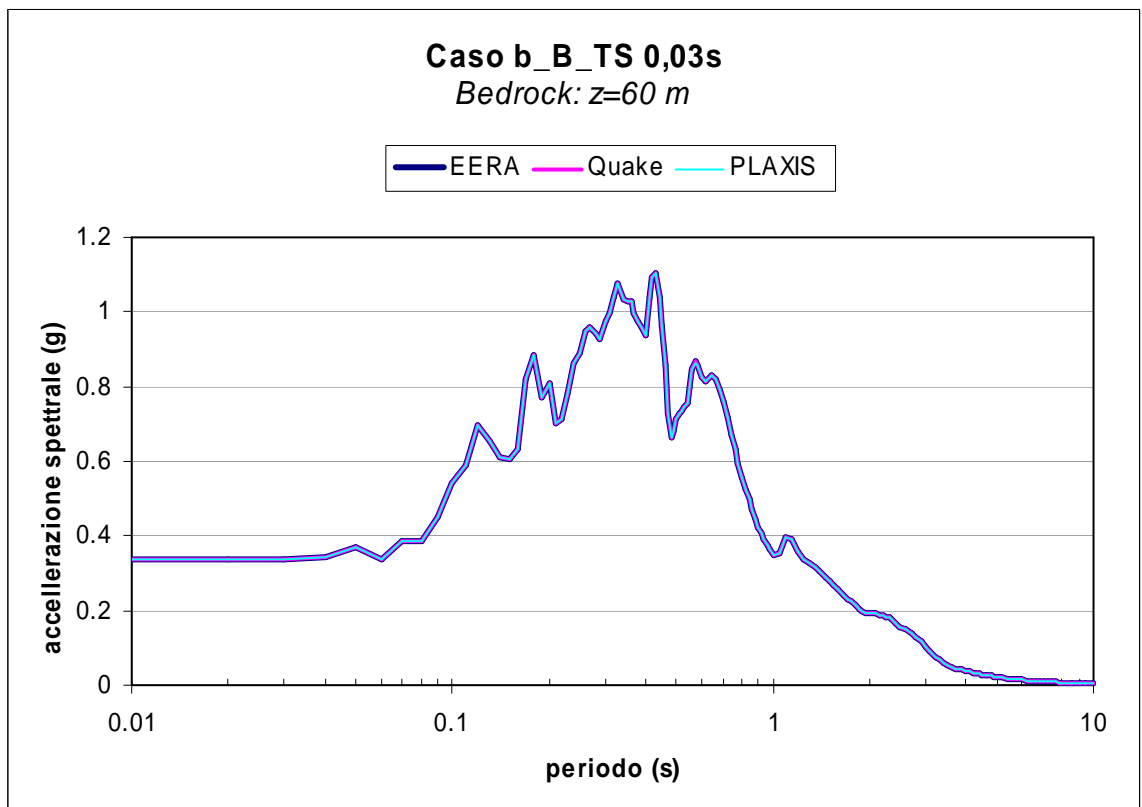


Figura 6.2.1.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso b_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

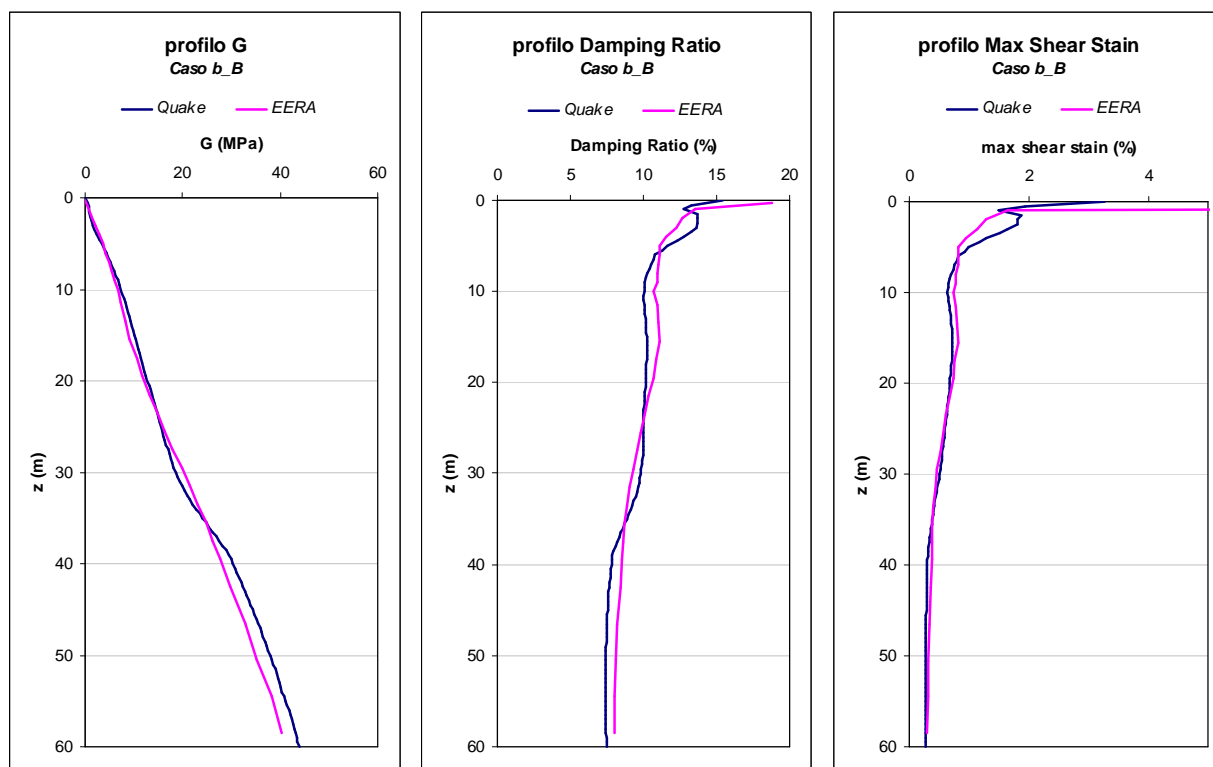


Figura 6.2.1.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici $EERA$ e $QUAKE/W$.

6.2.2 caso b O

ANALISI EERA

Il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio, nonché le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, forniti al codice di calcolo $EERA$ come dati di ingresso, non variano rispetto al caso precedentemente indicato, poiché il terreno ha le stesse caratteristiche meccaniche, Figura 6.2.2.1 e Figura 6.2.2.2..

A differenza del caso precedente, l'accelerogramma è questa volta applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso prima di eseguire l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma prodotto al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 6.2.4.

Le Figure 6.2.2.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.28 g si mantiene all'incirca costante lungo tutto il percorso effettuato dalle onde sismiche nel terreno, raggiungendo il valore di 0.29 g alla quota della galleria, mentre per effetto di un valore molto piccolo della rigidezza in superficie, ivi subisce un notevole effetto di amplificazione raggiungendo un valore di 1.17 g. Ciò può essere facilmente giustificabile alla luce della minore rigidezza a taglio che caratterizza il terreno tipo 2 rispetto al terreno tipo 1: infatti per effetto della minore rigidezza, il livello di deformazione di taglio mobilitato durante il sisma, in media pari a 0.51%, e il corrispondente smorzamento mobilitato, in media pari a 9.2%, sono maggiori dei corrispondenti valori raggiunti durante il fenomeno di propagazione nel terreno 1. Ciò spiega il risultato ottenuto nella analisi di risposta sismica monodimensionale.

In Figura 6.2.2.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente quanto già illustrato ossia che il segnale sismico attraversando il terreno non subisce rilevanti fenomeni di amplificazione e modifica del suo contenuto in frequenza, tranne che nella porzione più superficiale del deposito. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando anche la Figura 6.2.2.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse pari a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 20, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 2

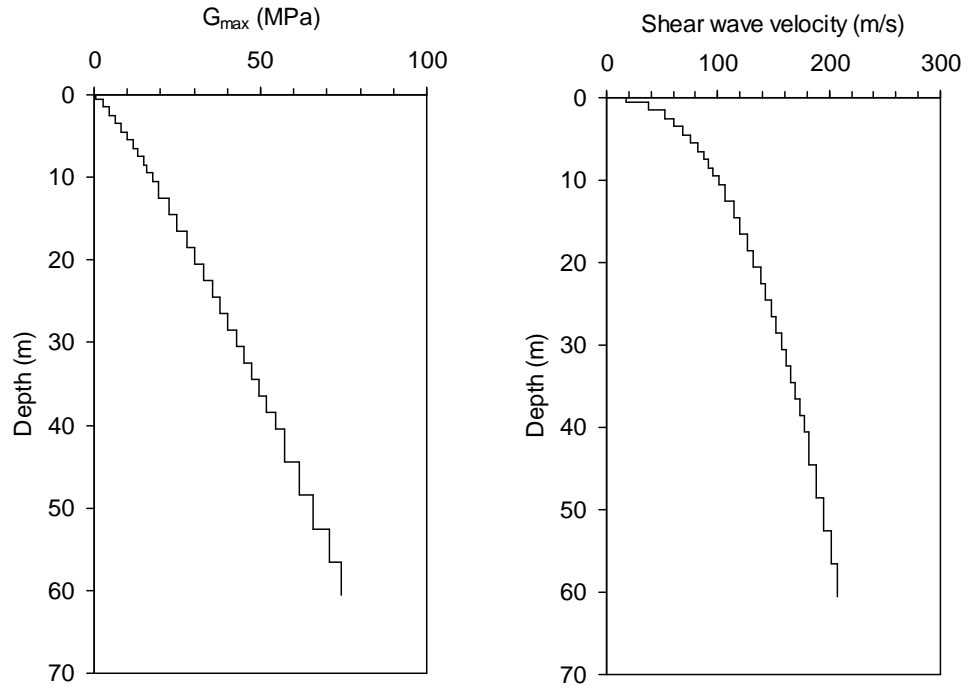


Figura 6.2.2.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_S con la profondità.

Terreno tipo 2

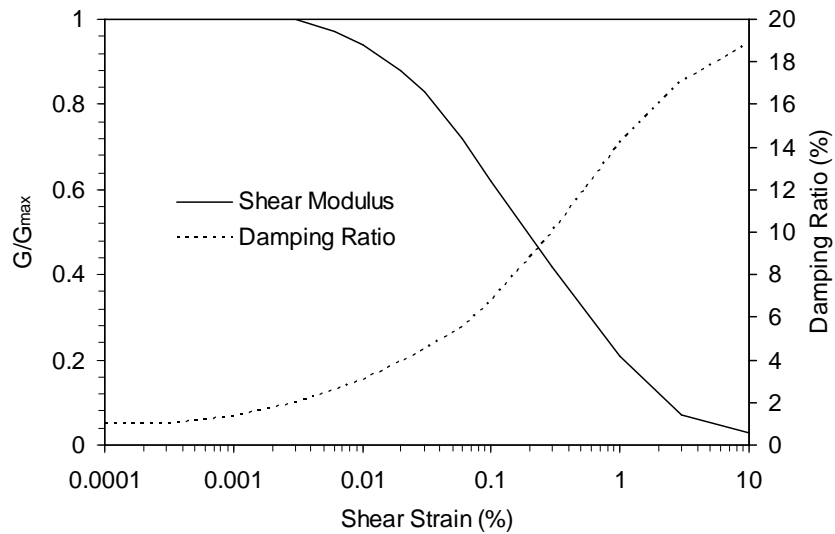


Figura 6.2.2.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

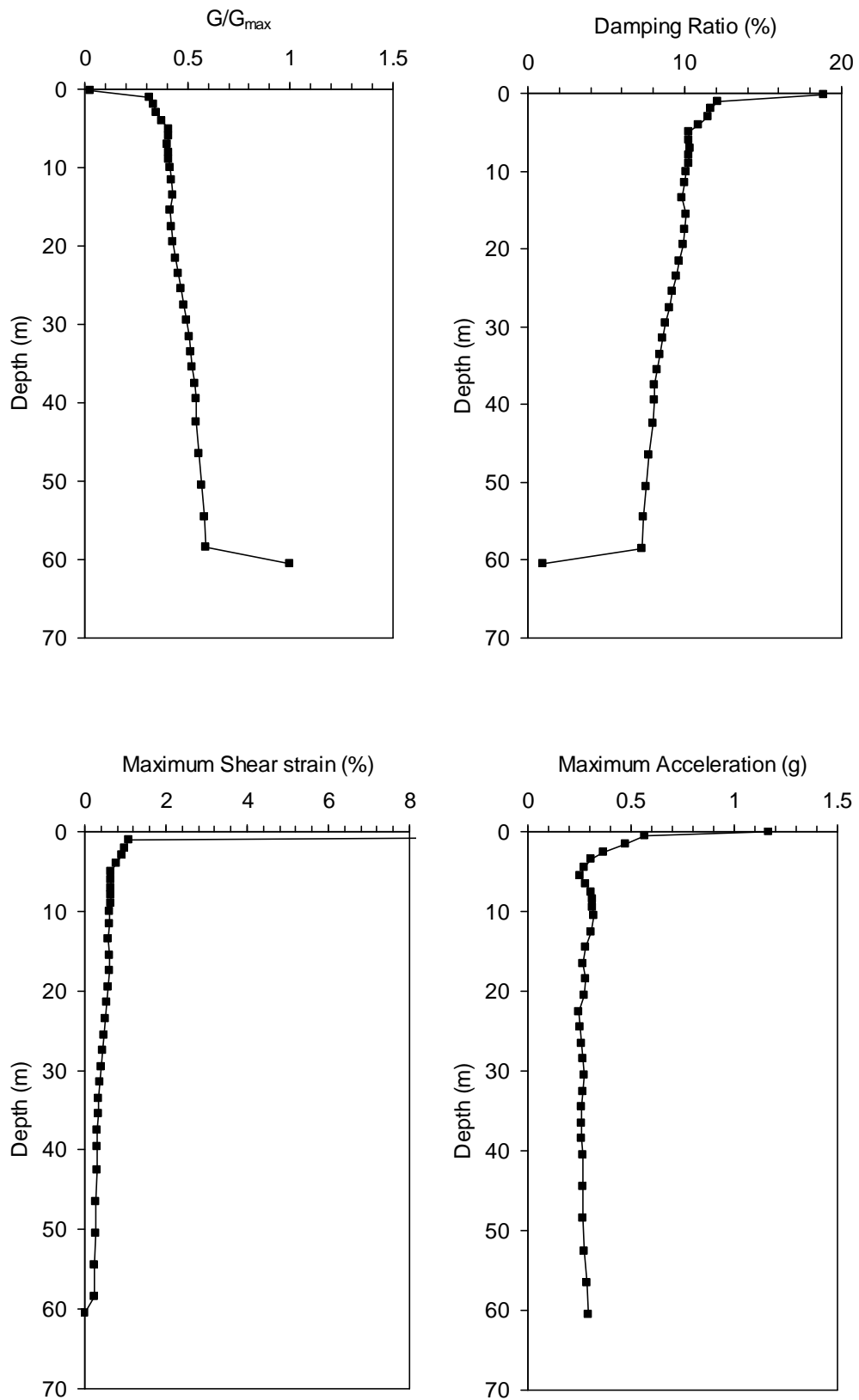


Figura 6.2.2.3 - Analisi EERA: andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

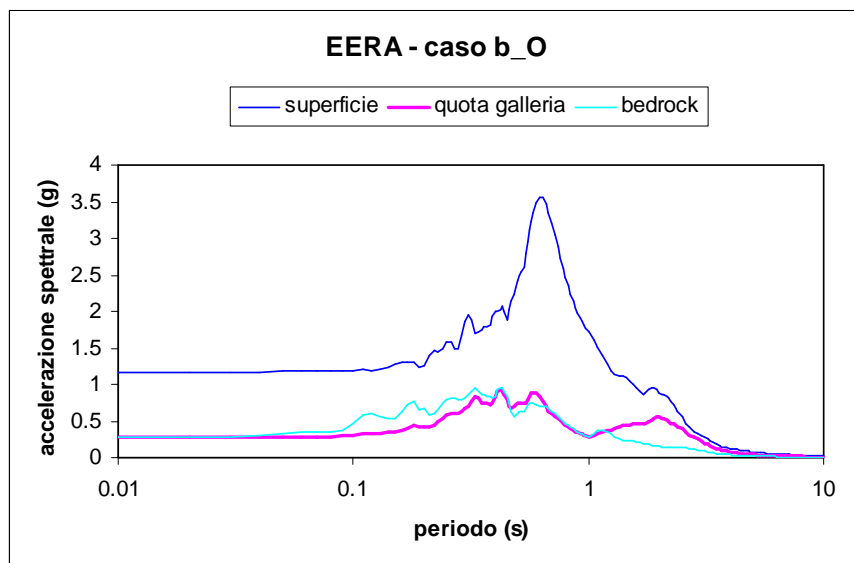
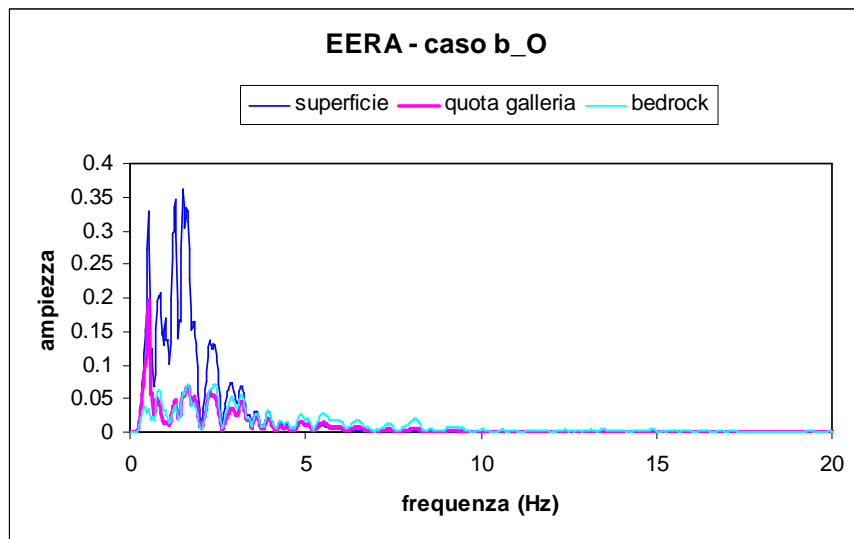
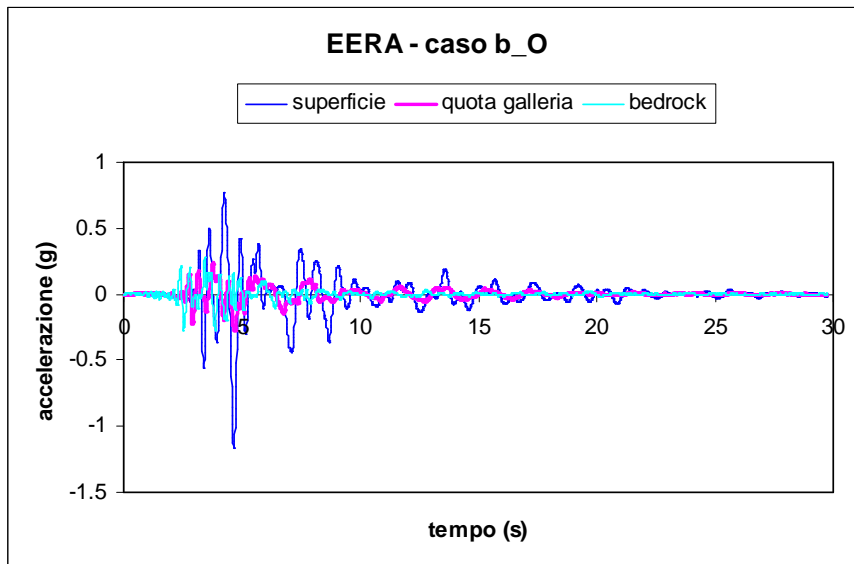


Figura 6.2.2.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

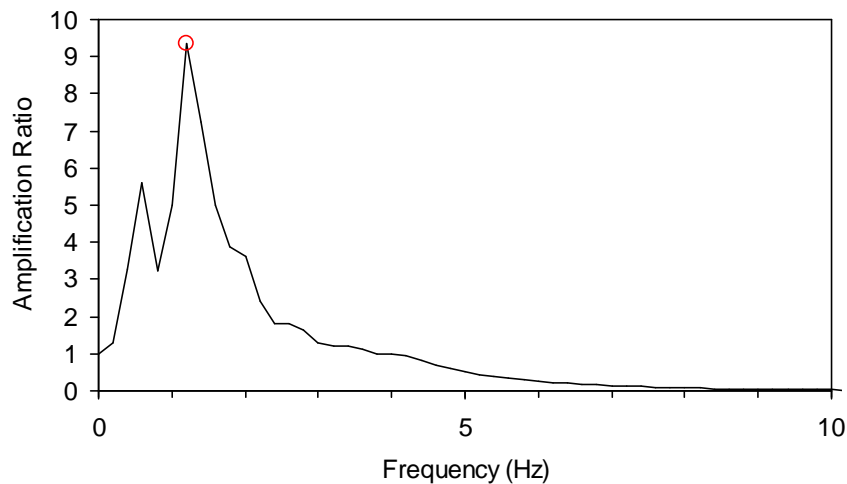


Figura 6.2.2.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 4.3.1.2;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.2.2.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.2.2.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=1\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in EERA.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.2.2.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 60 m ed è costituito da 120 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 485 nodi. Gli elementi finiti hanno un' altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x= u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.2.4, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma, per quanto esposto in precedenza, è stato successivamente incrementato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

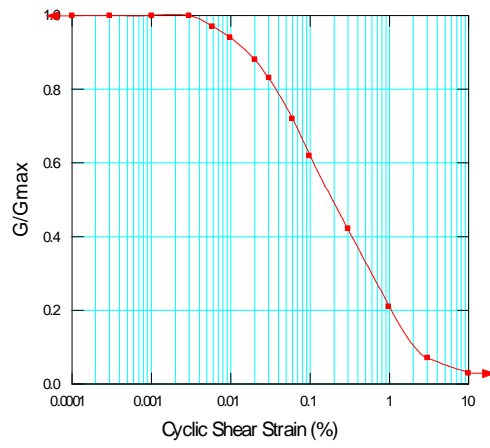
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.2.2.14 e 6.2.2.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.2.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

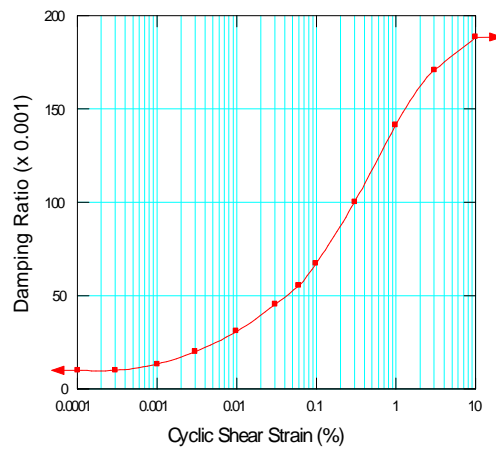
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.2.2.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

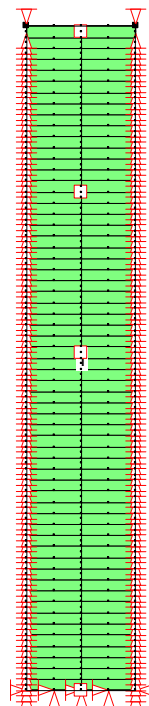


Figura 6.2.2.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 6.2.2.8. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.2.2.9 e in dettaglio in Figura 6.2.2.10, è composta da 2066 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 16781 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 3.73 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione:

$$h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 + 7 * f_{\max})}$$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 3.7 m in corrispondenza della base a 0.5 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.2.2.I.

In Figura 6.2.2.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.2.2.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.2.2.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 0.4 Hz e 2.6 Hz, Figura 6.2.2.12, ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.2.4, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stata eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle Figure 6.2.2.14 e 6.2.2.15, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.2.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano inoltre i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 6.2.2.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*
 materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [m/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	17	1.00E-05	1.16E-10	18.83	0.8203	0.0200	15	38	0.25	0.6
2	0.5-1.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	12.08	0.5264	0.0128	788	1971	0.25	0.6
3	1.5-2.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	11.66	0.5078	0.0124	1577	3943	0.25	0.6
4	2.5-3.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	11.45	0.4990	0.0122	2236	5590	0.25	0.6
5	3.5-5.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.60	0.4617	0.0112	3573	8933	0.25	0.6
6	5.5-7.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.29	0.4484	0.0109	5018	12545	0.25	0.6
7	7.5-9.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.25	0.4465	0.0109	6241	15603	0.25	0.6
8	9.5-11.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.03	0.4369	0.0106	7641	19103	0.25	0.6
9	11.5-13.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	9.93	0.4328	0.0105	9154	22884	0.25	0.6
10	13.5-16.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.96	0.4341	0.0106	10565	26412	0.25	0.6
11	16.5-19.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.94	0.4329	0.0105	12147	30368	0.25	0.6
12	19.5-22.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.79	0.4266	0.0104	13959	34899	0.25	0.6
13	22.5-25.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.35	0.4074	0.0099	16601	41503	0.25	0.6
14	25.5-29.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	9.00	0.3921	0.0095	19353	48383	0.25	0.6
15	29.5-33.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	8.59	0.3741	0.0091	22798	56994	0.25	0.6
16	33.5-37.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	8.28	0.3607	0.0088	26041	65102	0.25	0.6
17	37.5-41.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	8.05	0.3507	0.0085	29089	72722	0.25	0.6
18	41.5-47.5	6	17	1.00E-05	1.16E-10	7.87	0.3428	0.0083	32892	82230	0.25	0.6
19	47.5-53.5	6	17	1.00E-05	1.16E-10	7.44	0.3239	0.0079	37797	94491	0.25	0.6
20	53.5-60	6.5	17	1.00E-05	1.16E-10	7.32	0.3187	0.0078	42415	106037	0.25	0.6

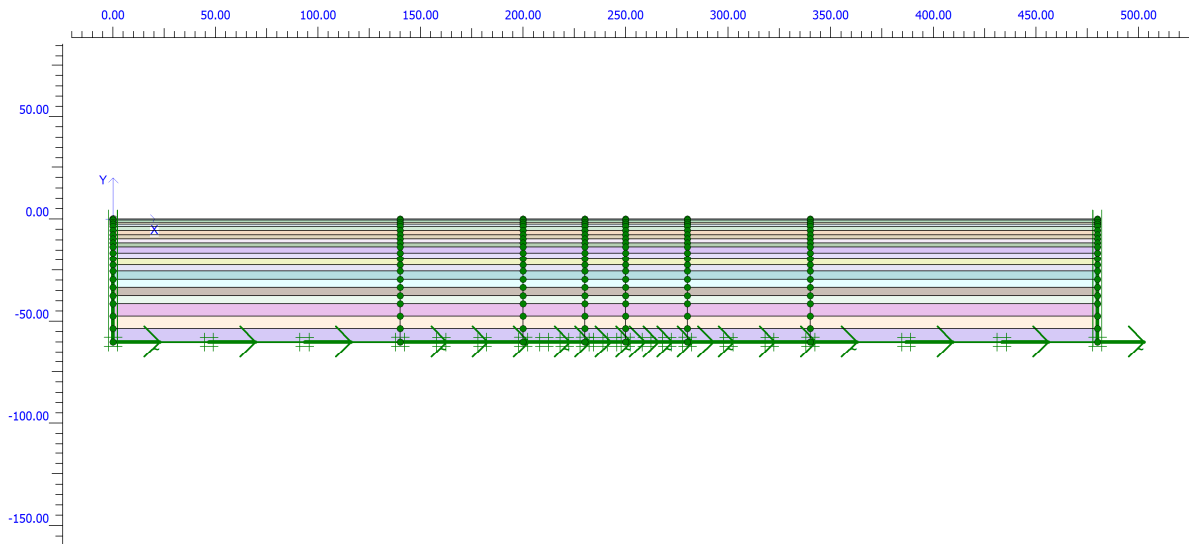


Figura 6.2.2.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

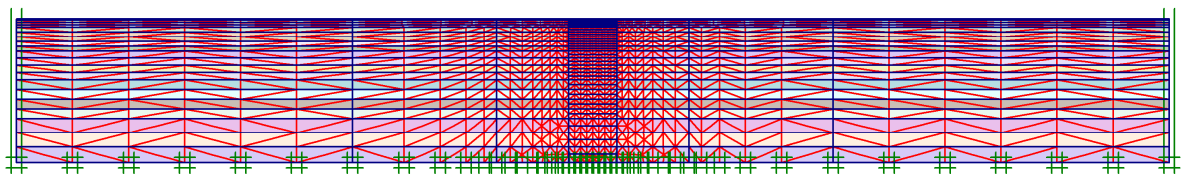


Figura 6.2.2.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

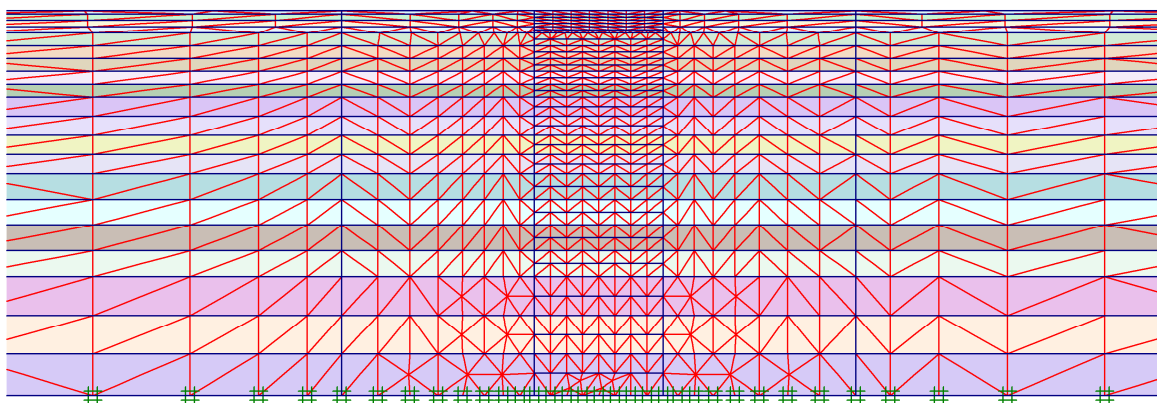


Figura 6.2.2.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

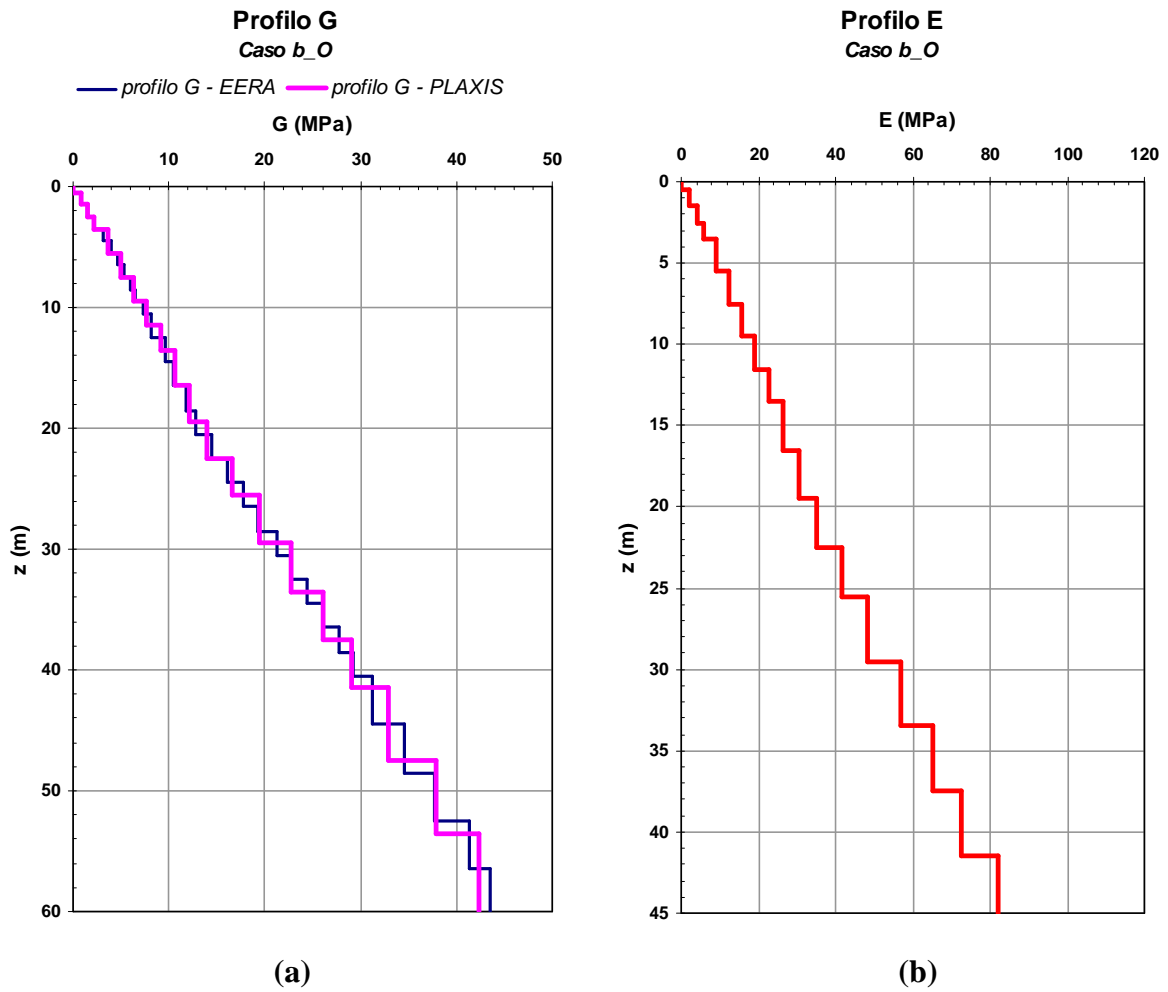


Figura 6.2.2.11 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

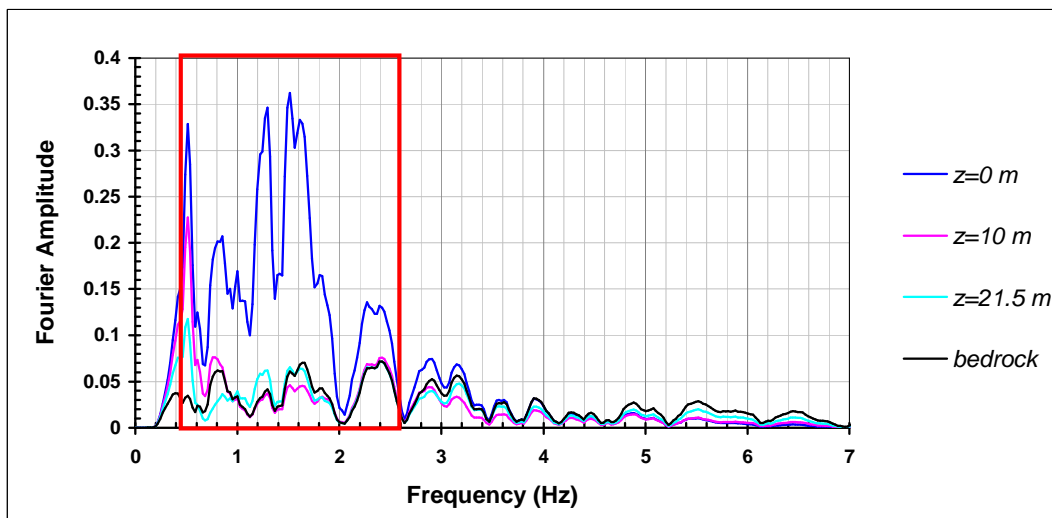
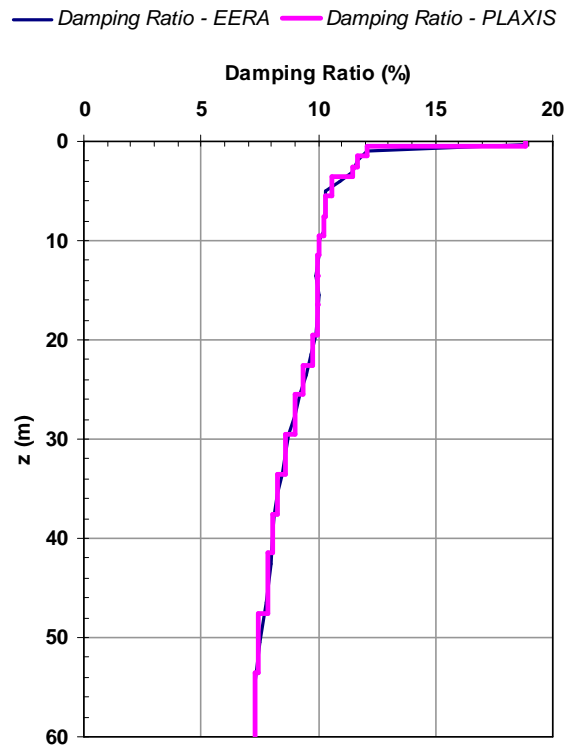


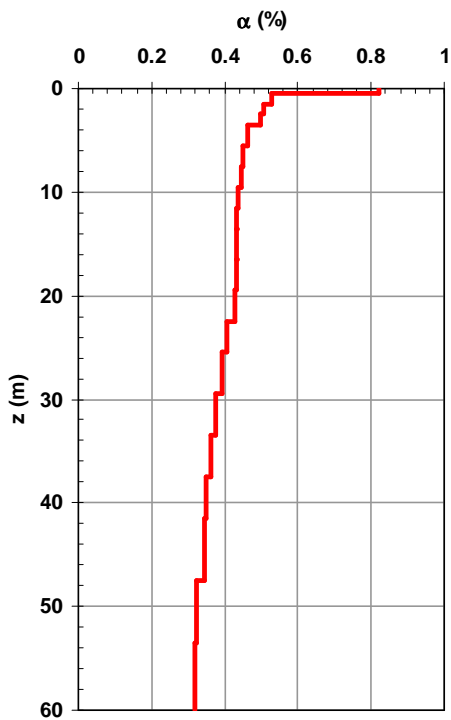
Figura 6.2.2.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.

Profilo Damping Ratio
Caso b_O



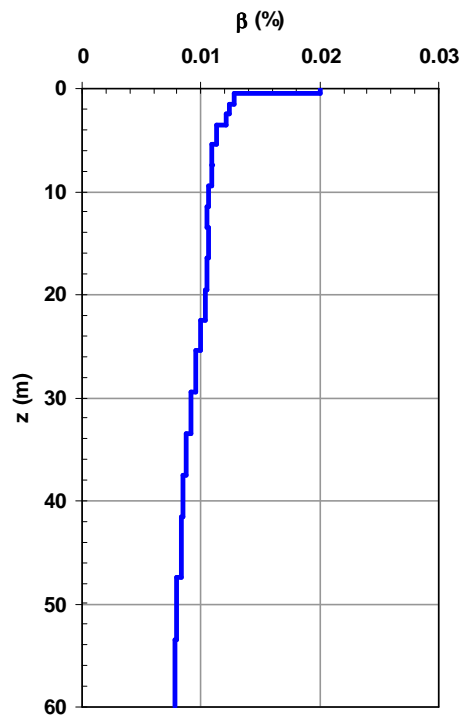
(a)

Profilo α di Rayleigh
Caso b_O



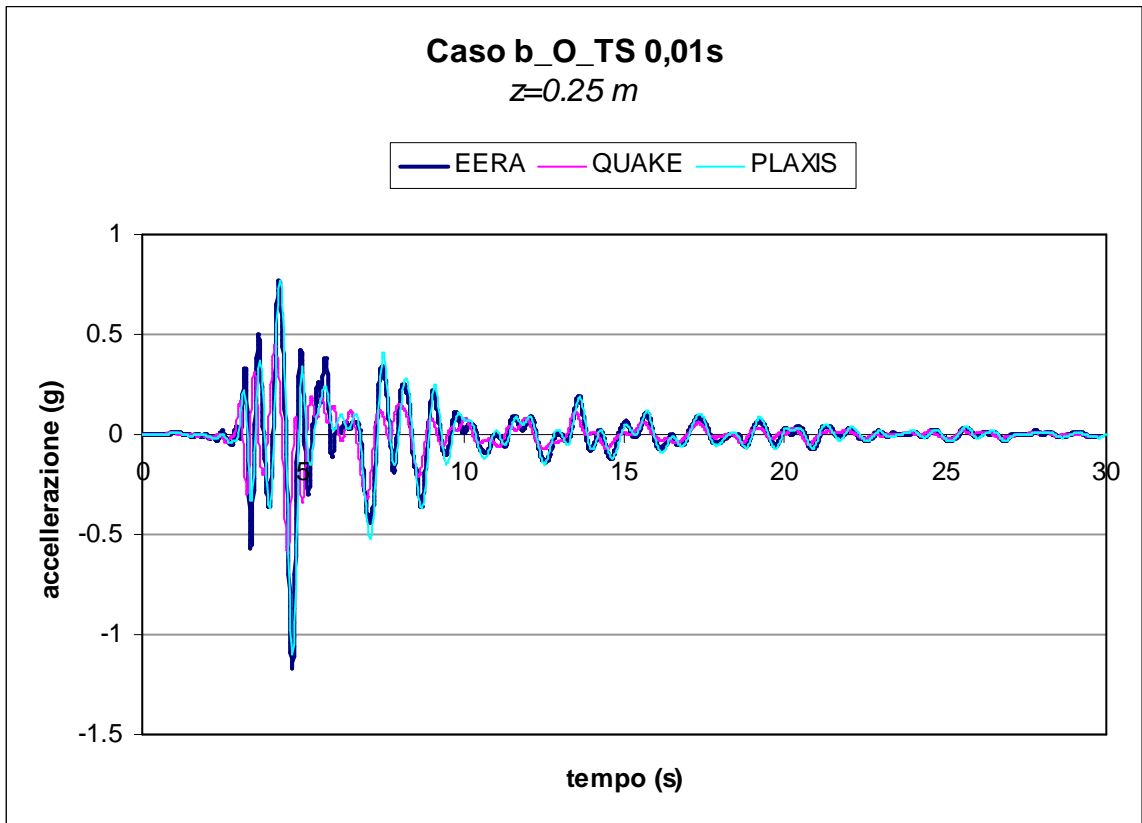
(b)

Profilo β di Rayleigh
Caso b_O

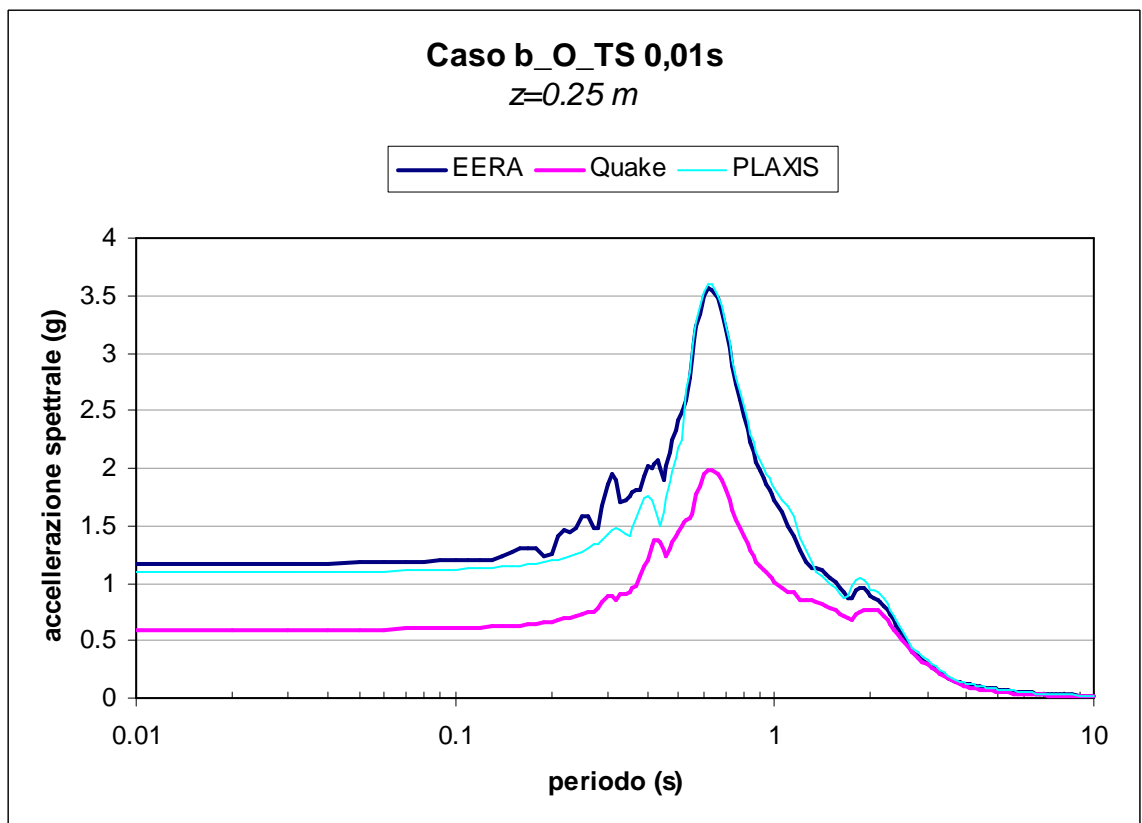


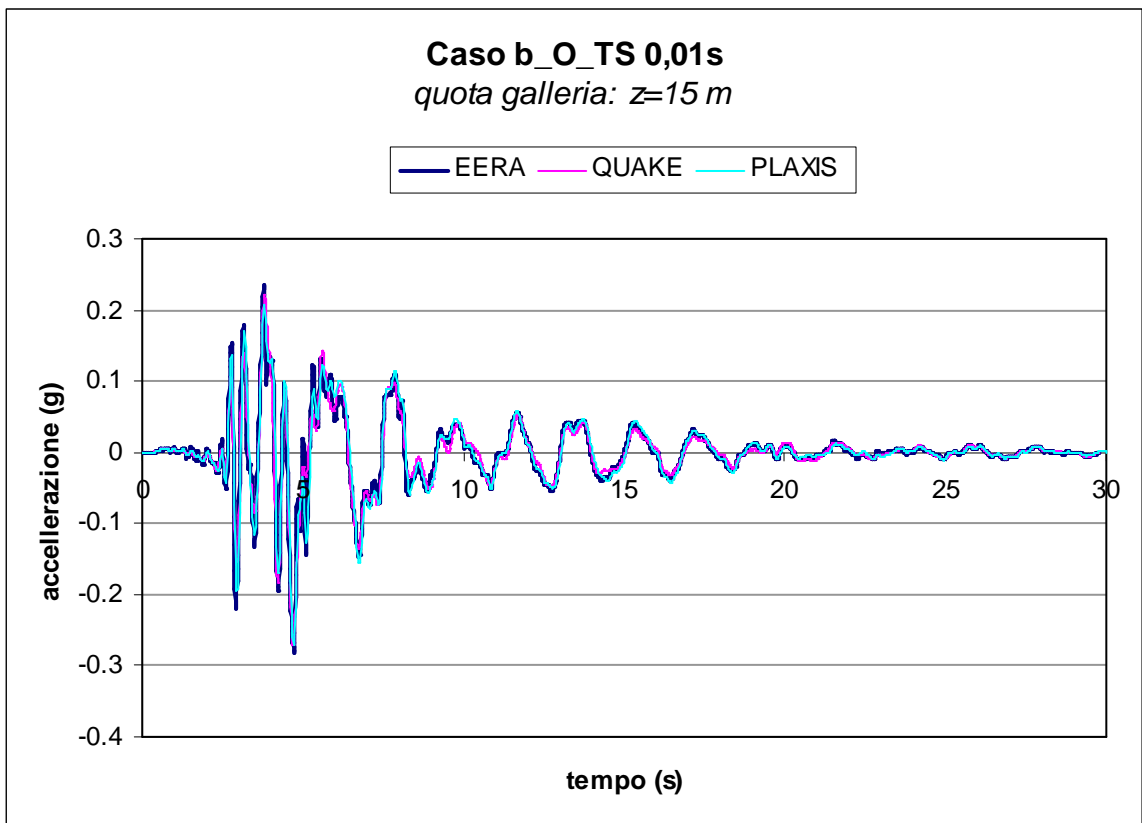
(c)

Figura 6.2.2.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

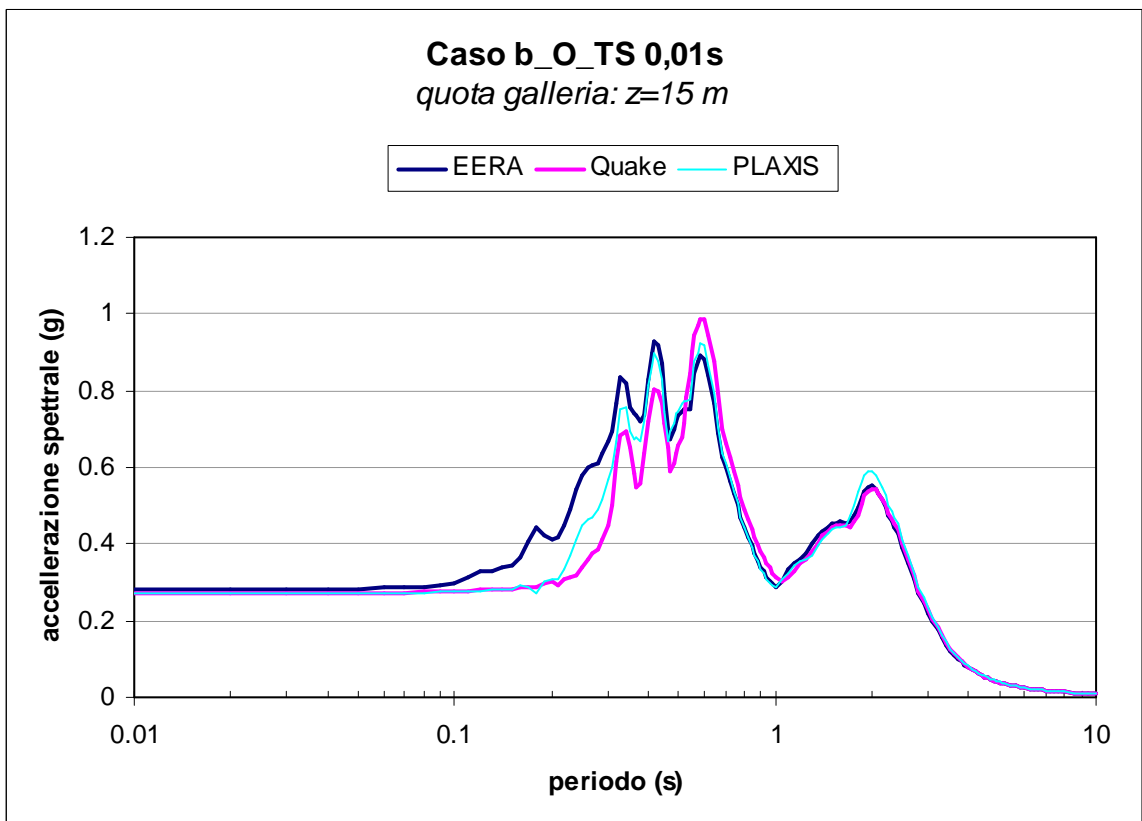


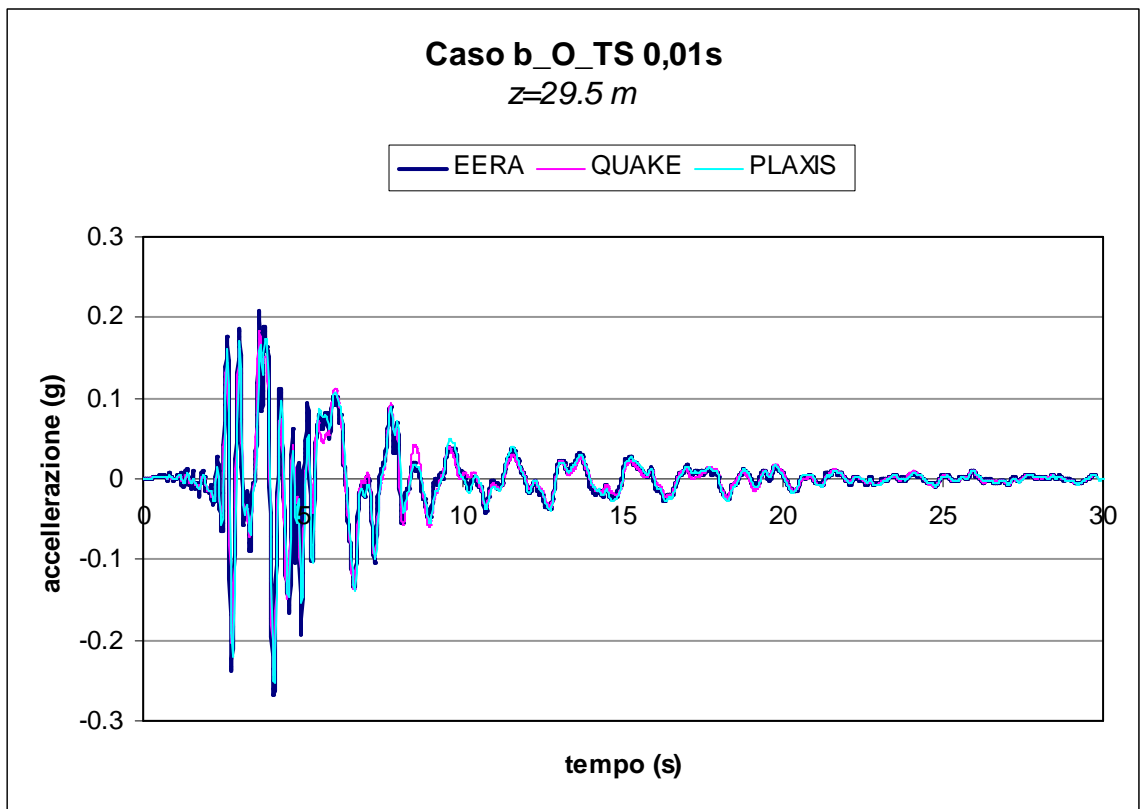
(a)



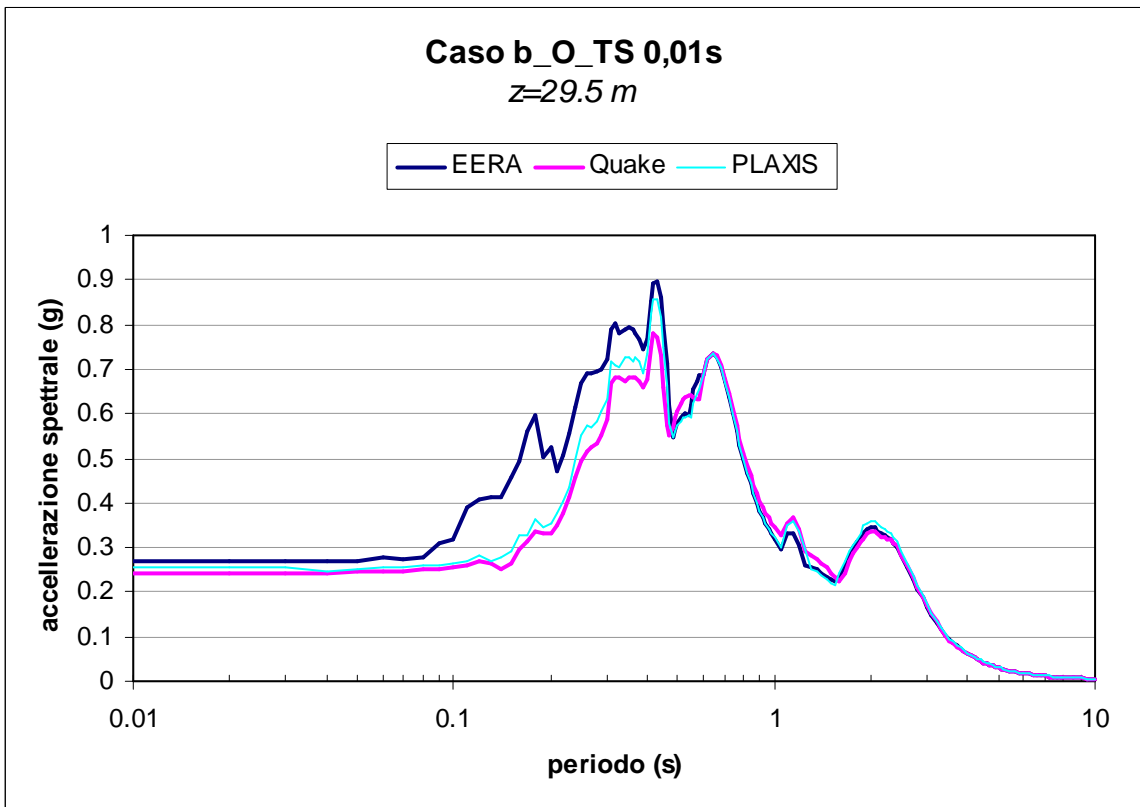


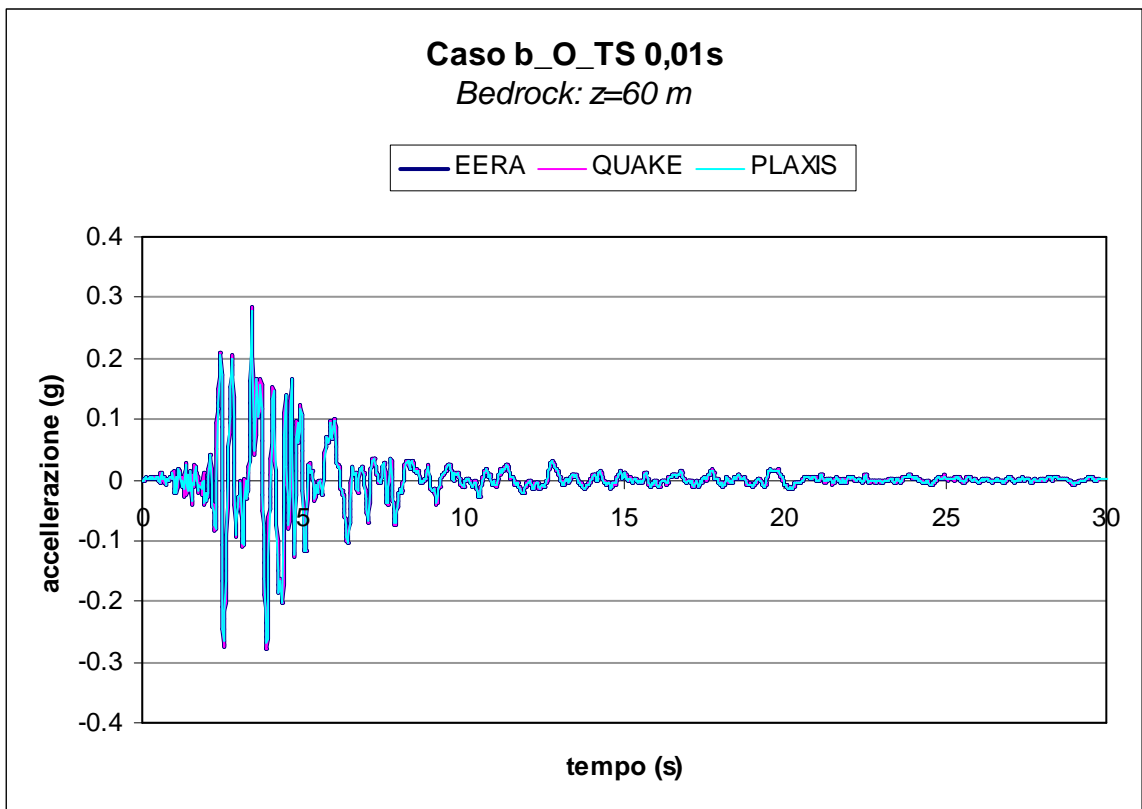
(b)





(c)





(d)

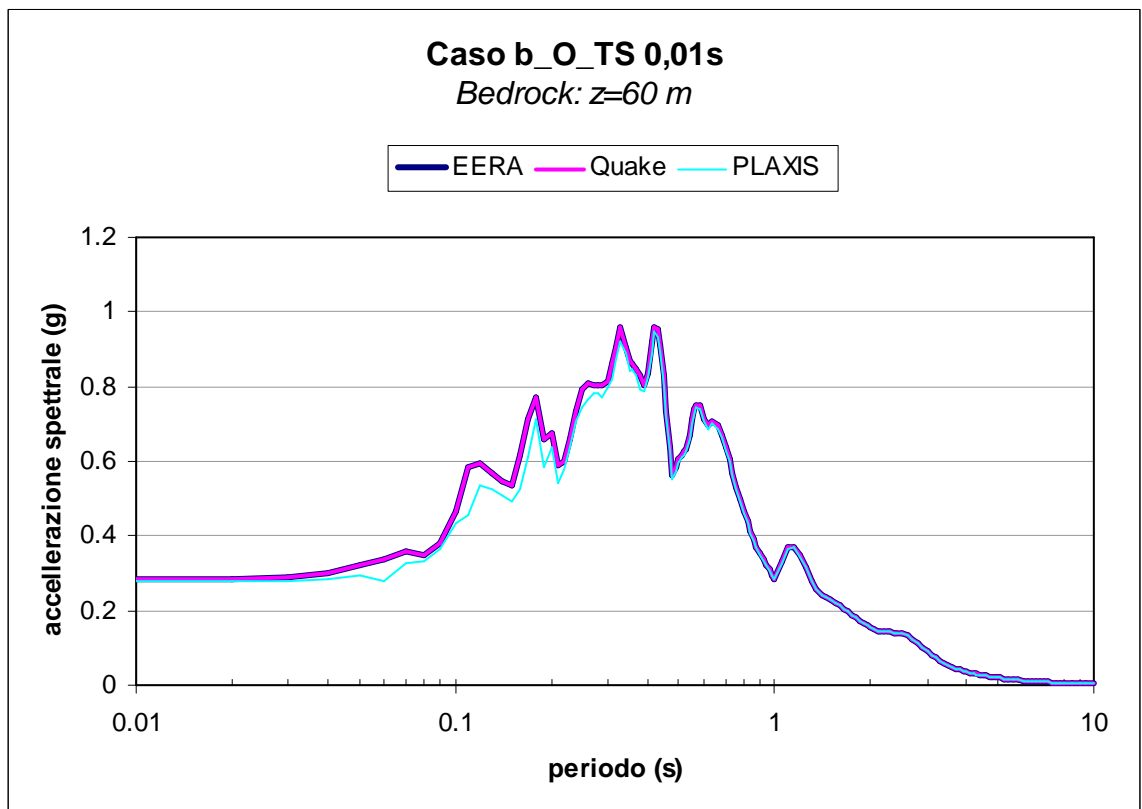
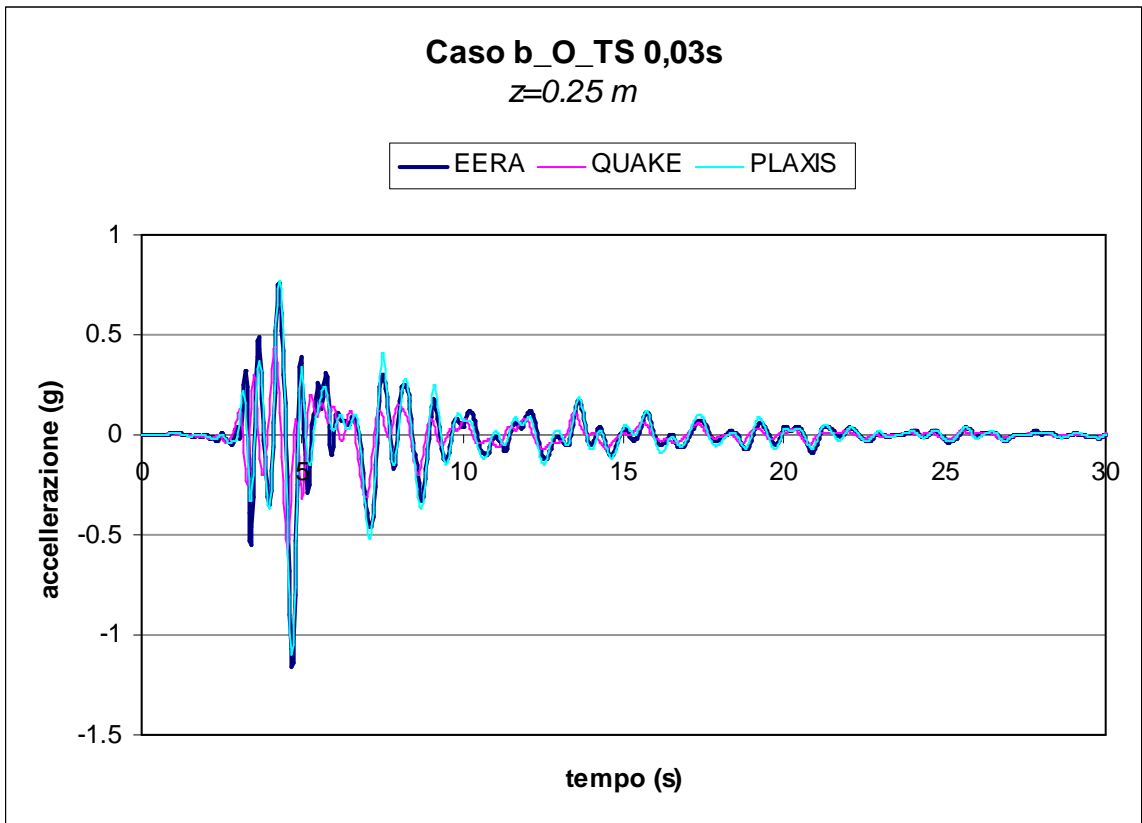
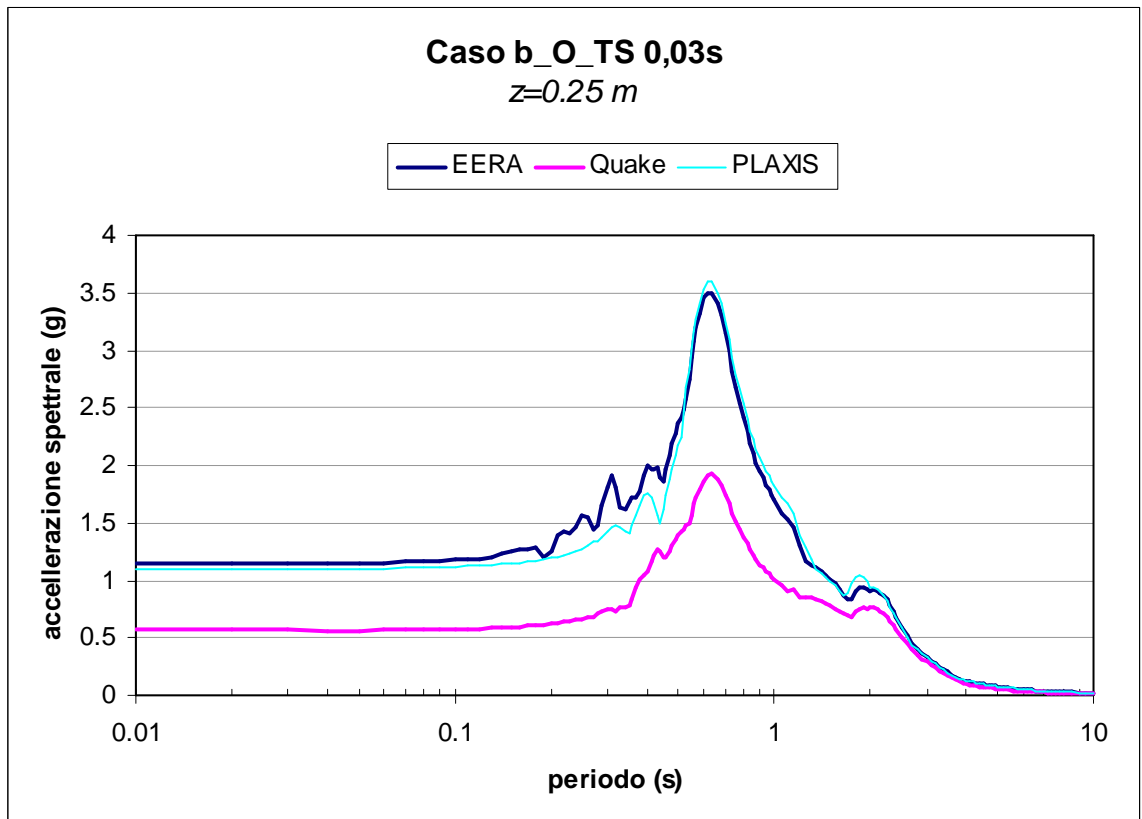
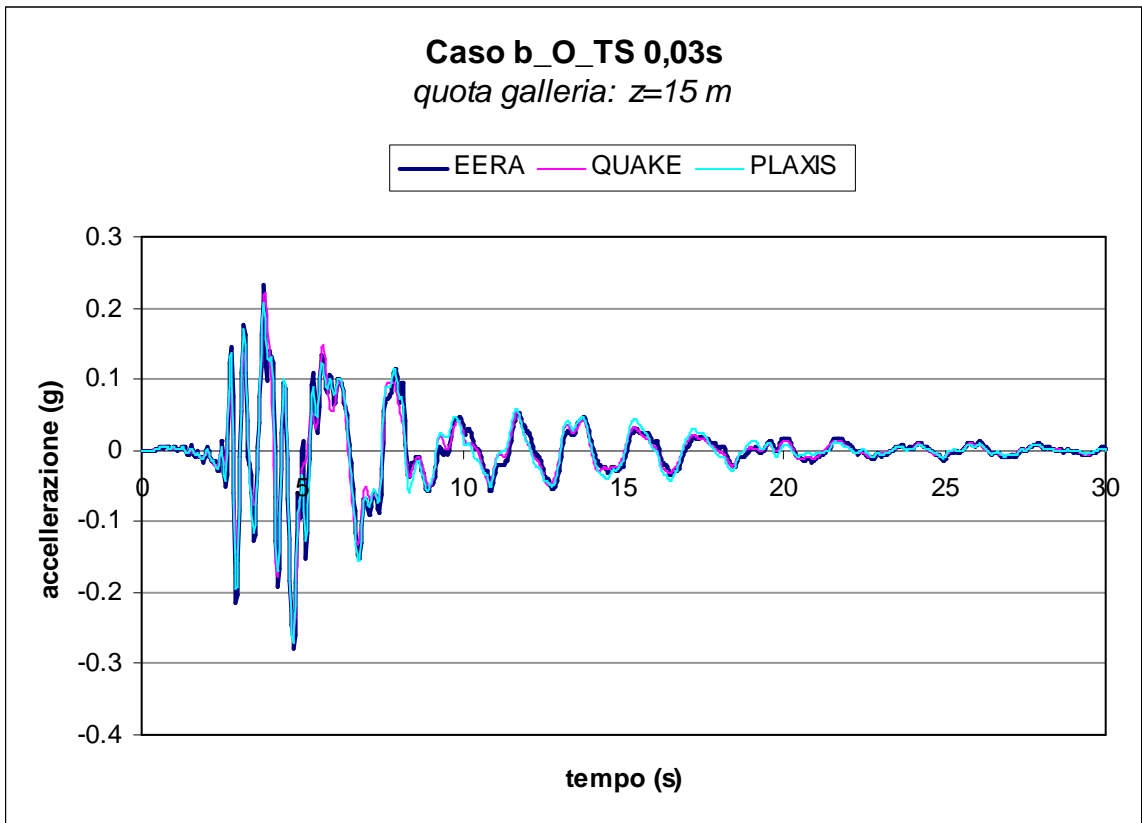


Figura 6.2.2.14 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,01 s.

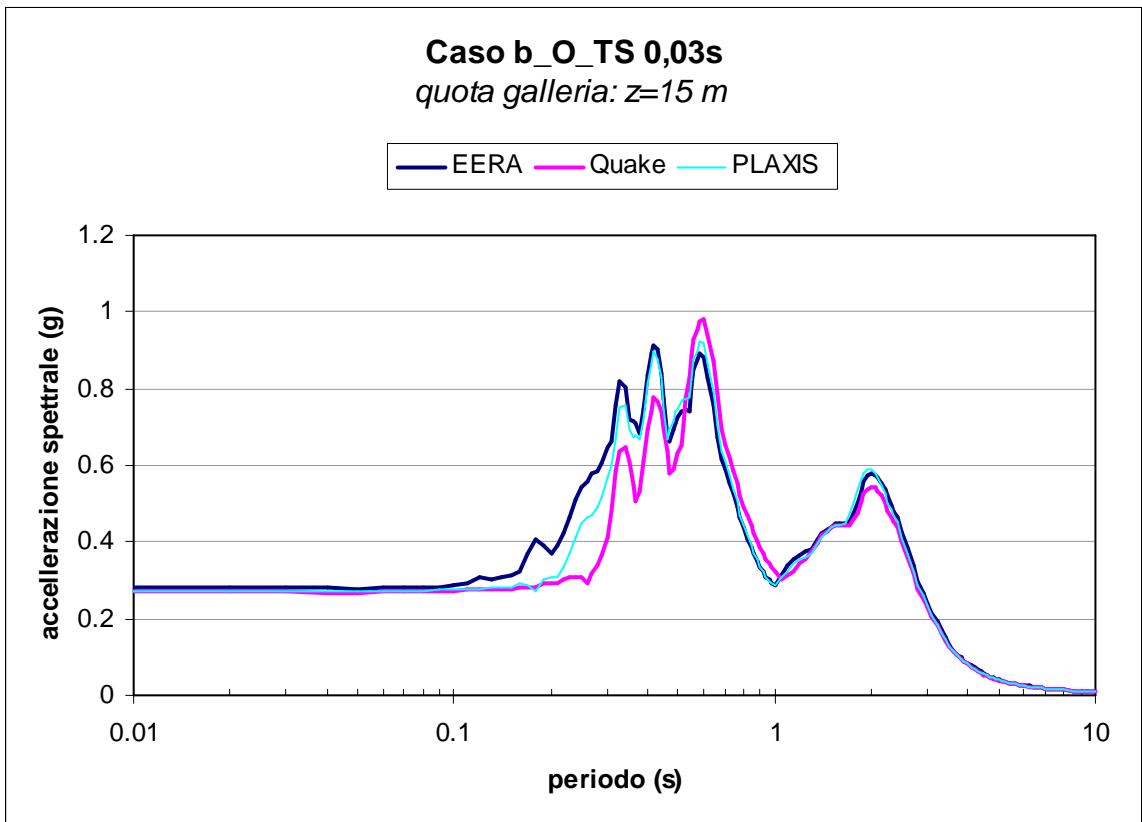


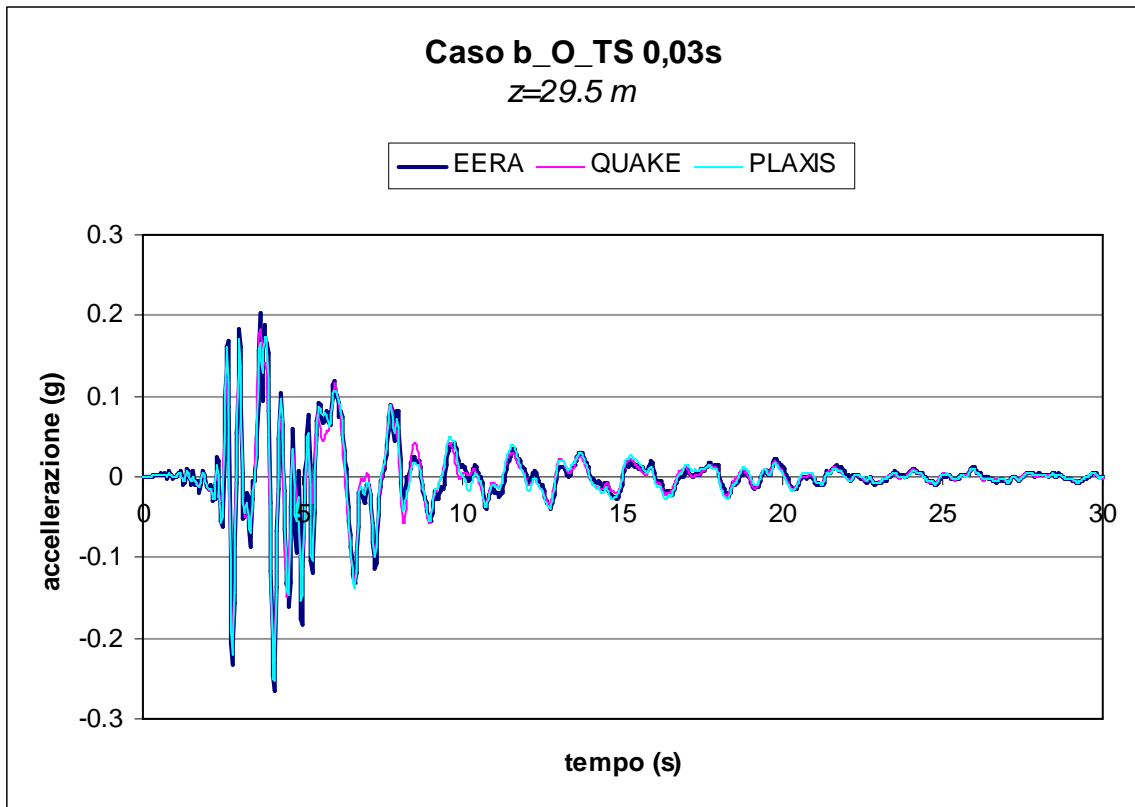
(a)



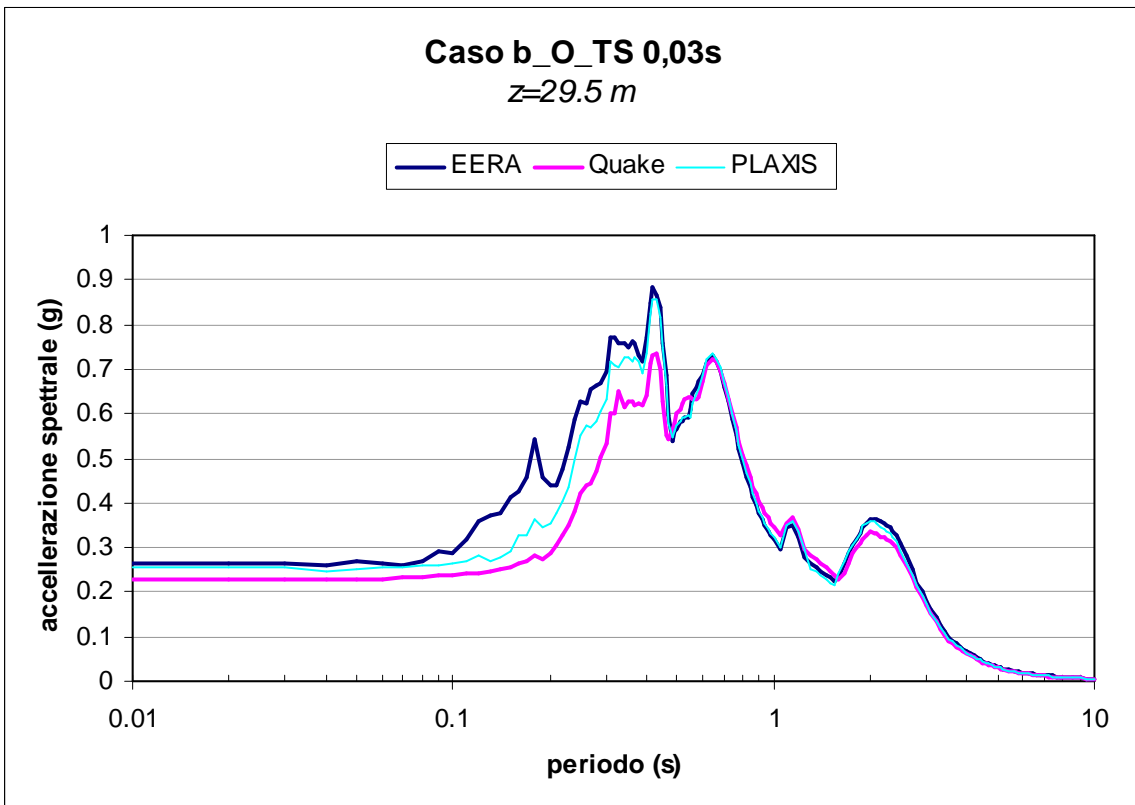


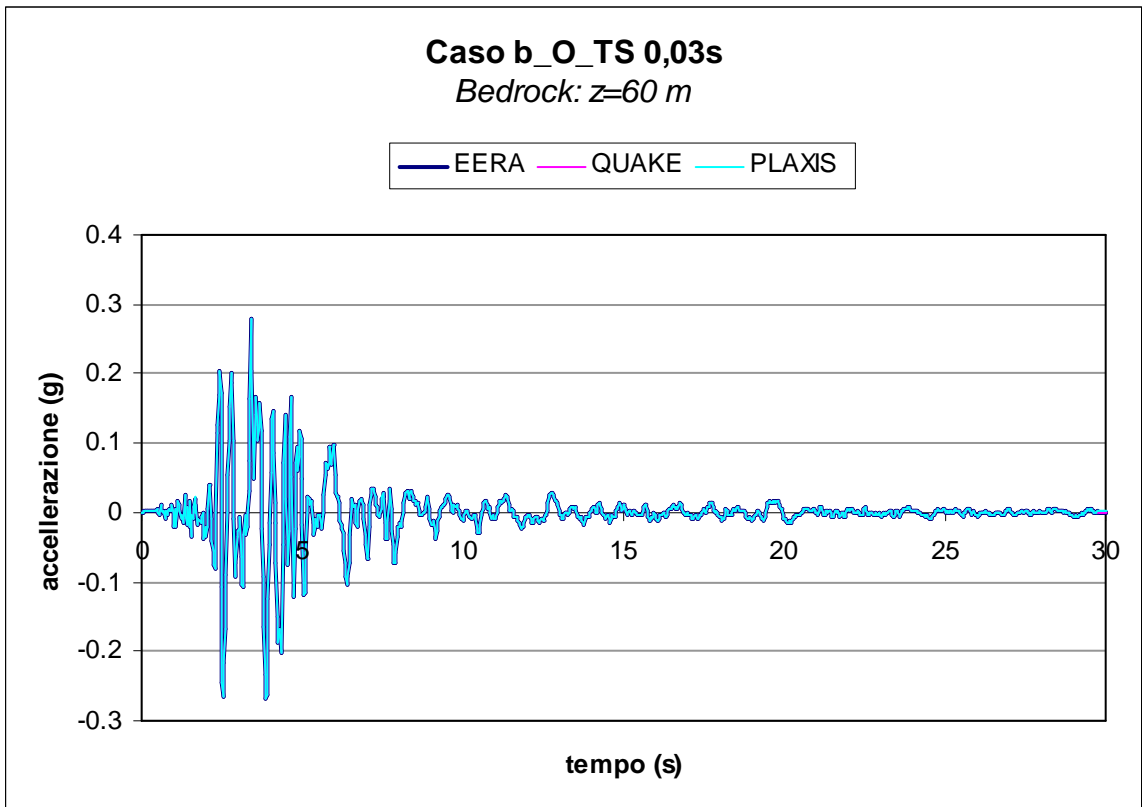
(b)





(c)





(d)

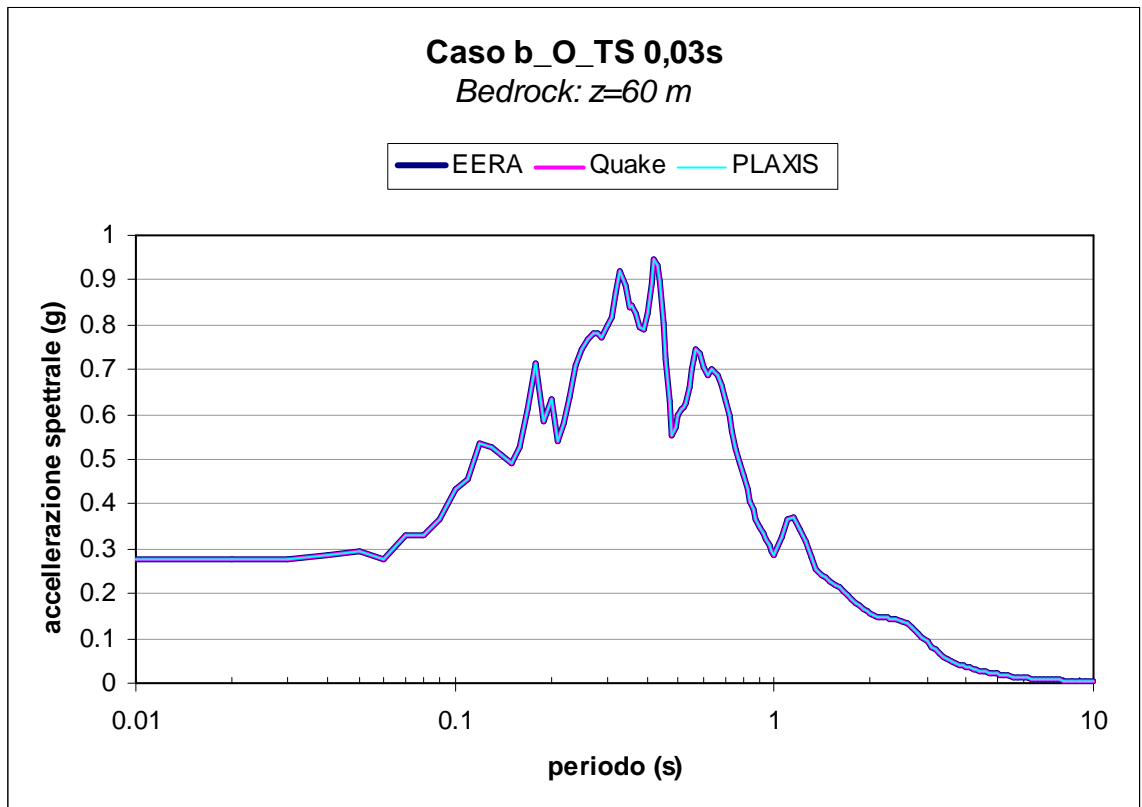


Figura 6.2.2.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

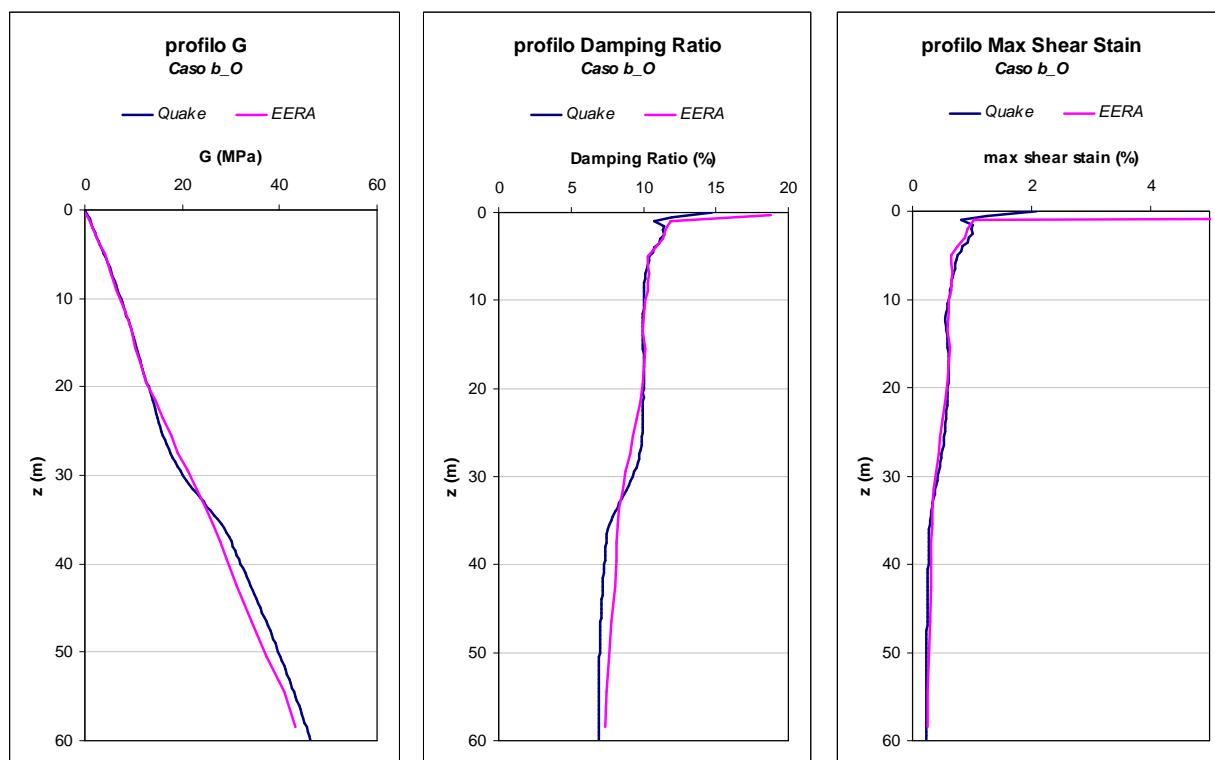


Figura 6.2.2.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidità a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

6.3 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso c

Si è considerato deposito orizzontale omogeneo e seminfinito di **terreno tipo 1 di potenza pari a 45 m poggianti su basamento roccioso orizzontale** ($V_S > 800$ m/s) ed investito da onde sismiche che si propagano in direzione verticale, Figura 6.3.1;

Le proprietà fisico-meccaniche, lo stato tensionale iniziale e il profilo della rigidità a taglio iniziale con la profondità sono state indicate nel §4.3.1.

Occorre far notare che il valore del coefficiente di Poisson pari a 0.48 è stato utilizzato esclusivamente al fine di generare lo stato tensionale iniziale nel codice di calcolo *QUAKE/W*; infatti in tale codice di calcolo lo stato tensionale iniziale deve essere ricavato preliminarmente ed in funzione del coefficiente di Poisson ν' . Tale valore è inusuale per i terreni, poiché esso varia tra 0.2 e 0.3. In realtà per le analisi è stato utilizzato un valore pari a $\nu' = 0.25$. Il valore di $\nu' = 0.48$, utile per generare lo stesso stato tensionale iniziale in *QUAKE/W*, è stato determinato, in modo da poter ottenere il valore del coefficiente di spinta a riposo desiderato, utilizzando la relazione $K_0 = \nu' / (1 - \nu')$.

In Figura 6.3.2 si riportano le curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la

deformazione di taglio che sono state utilizzate per caratterizzare il comportamento dinamico del materiale oggetto di analisi; esse sono state valutate con riferimento ai risultati tipici della letteratura (Seed e Sun, 1989; Idriss 1990) per indice di plasticità pari a $I_p = 40$.

Per quanto concerne l'accelerogramma selezionato per lo studio della risposta sismica locale sono state fatte due ipotesi:

caso c_B)

l'accelerogramma selezionato è direttamente applicato al tetto della formazione rocciosa di base (*bedrock*), Figura 6.3.3;

caso c_O)

l'accelerogramma selezionato è applicato in corrispondenza dell'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*), Figura 6.3.4.

caso c)



Figura 6.3.1 - Caso ideale analizzato per lo studio della RSL.

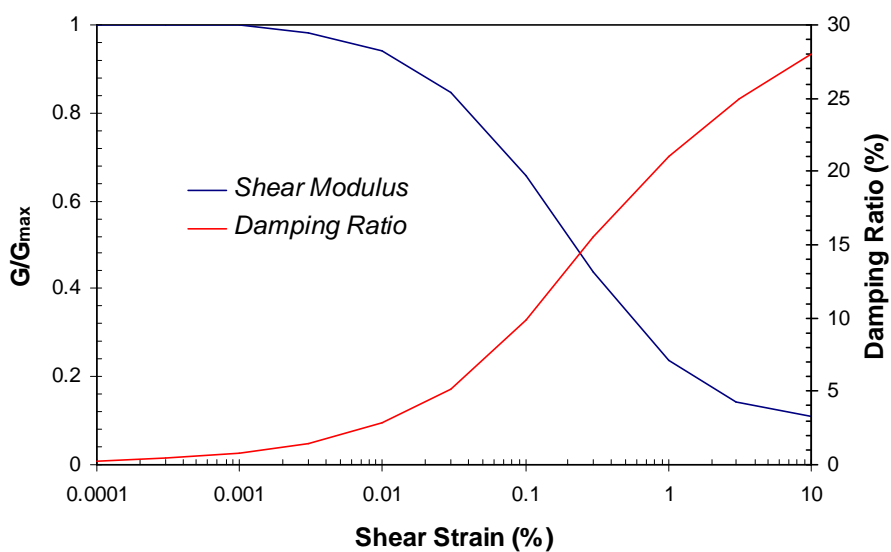


Figura 6.3.4 - Curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, utilizzate per il terreno tipo 1.

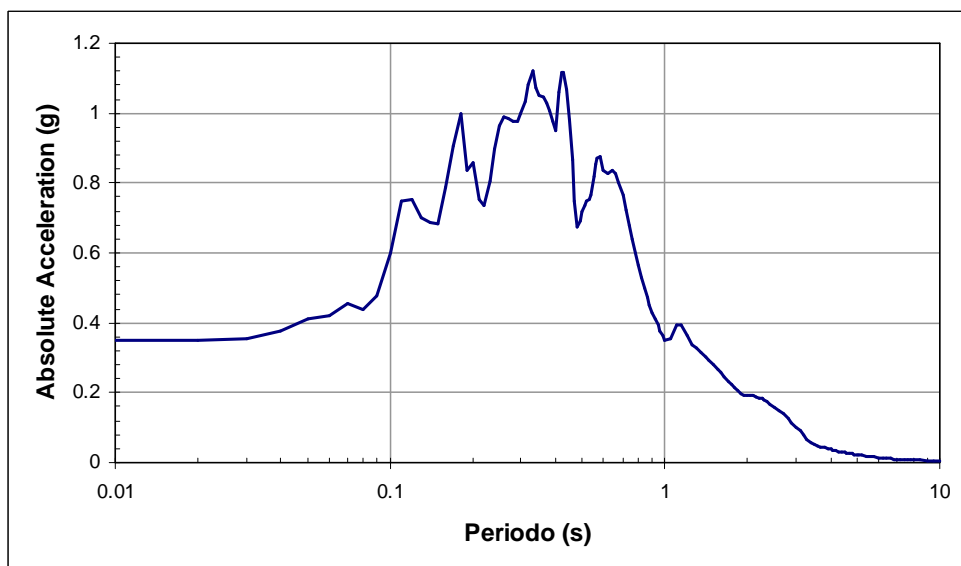
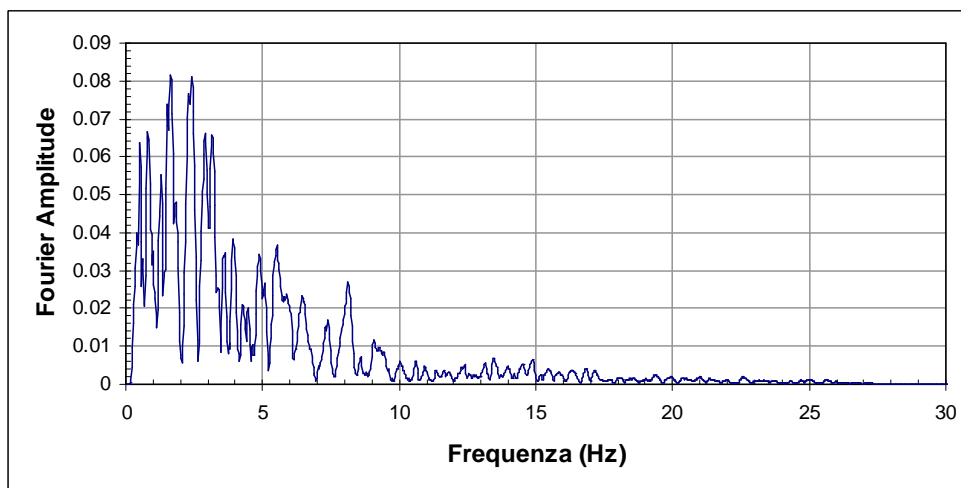
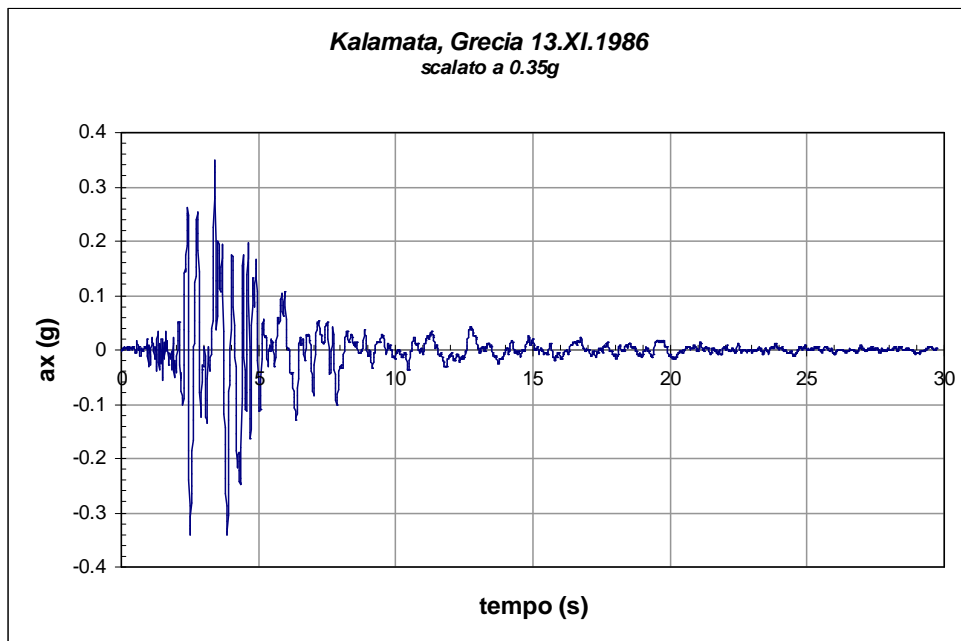


Figura 6.3.3 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986 e scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g.

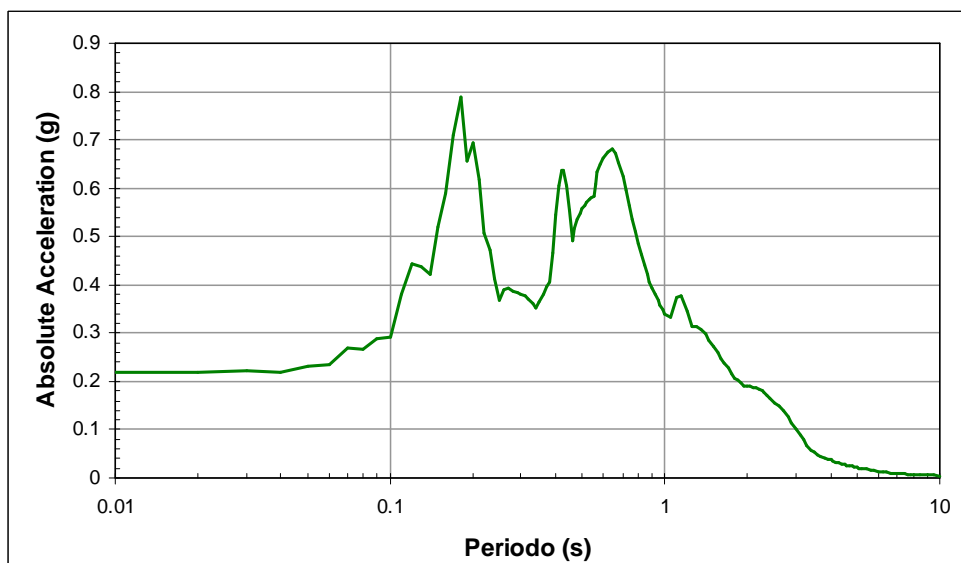
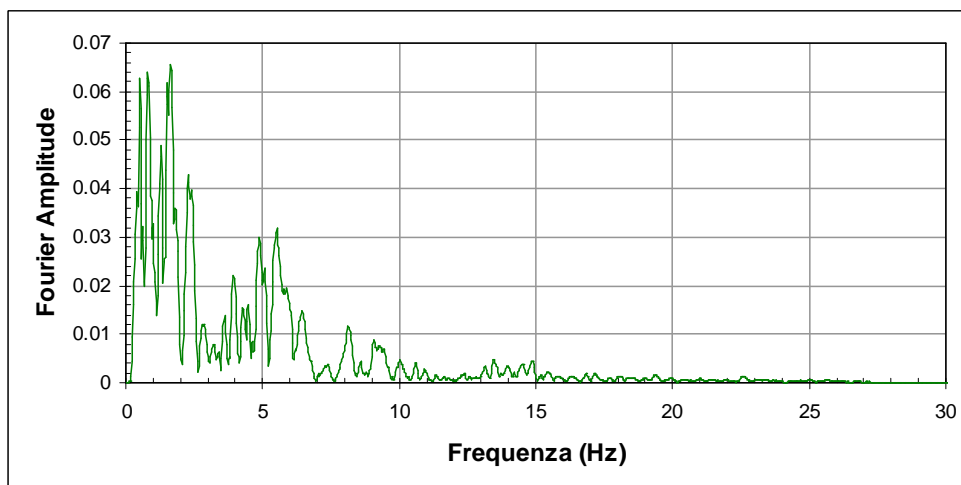
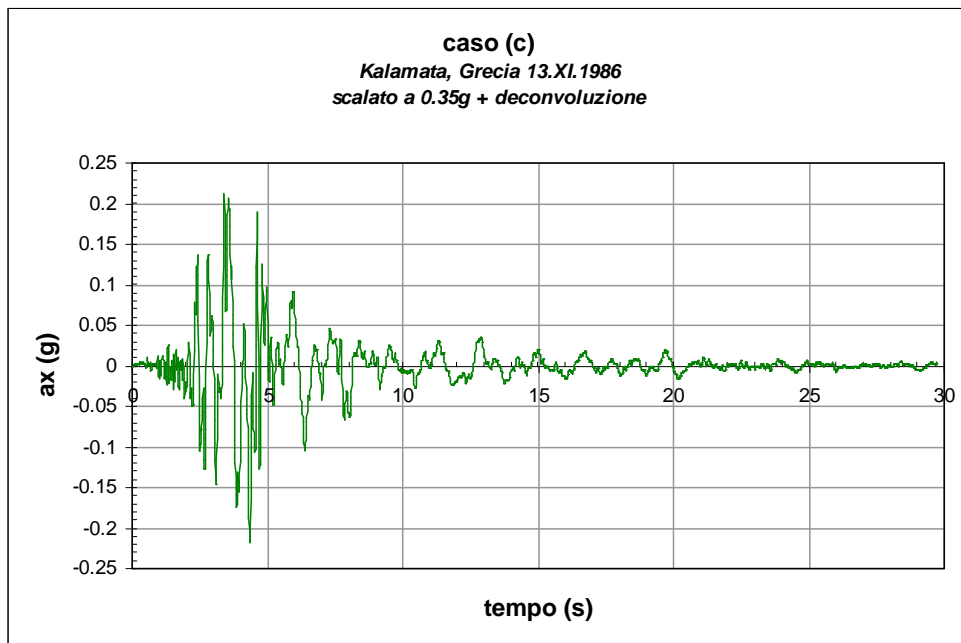


Figura 6.3.4 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g e sottoposto a deconvoluzione.

6.3.1 caso c B

ANALISI EERA

La Figura 6.3.1.1 mostra il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 6.3.1.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_P = 40\%$.

L'accelerogramma è applicato in corrispondenza della formazione rocciosa di base (*bedrock*). Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma al *bedrock* adottato è quello indicato in Figura 6.3.3.

Le Figure 6.3.1.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.35 g subisca una amplificazione raggiungendo un valore di 1.426 g in corrispondenza della superficie e 0.943 g alla quota della galleria. Inoltre si nota come il fenomeno di propagazione induca un livello deformativo che mediamente si attesta intorno allo 0.1%; la rigidezza a taglio normalizzata e lo smorzamento mobilitati assumono rispettivamente valori che si attestano mediamente intorno allo 0.77 e al 6.9%.

In Figura 6.3.1.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 6.3.1.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 8, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 1

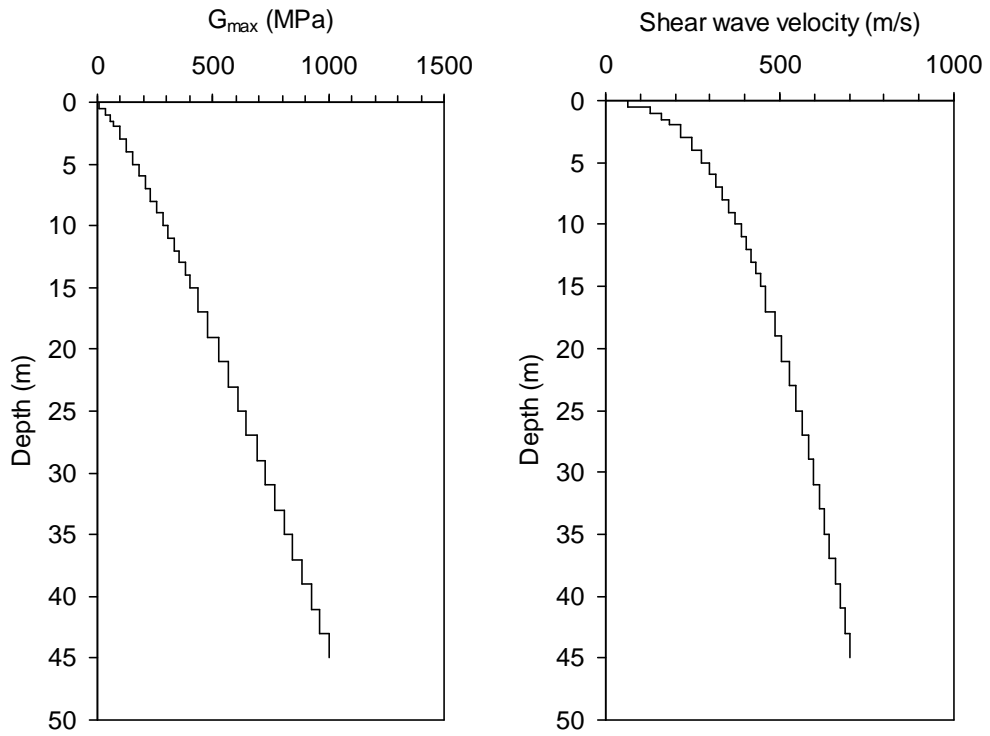


Figura 6.3.1.1 - Analisi *EERA*: andamenti di G_0 e di V_s con la profondità.

Terreno tipo 1

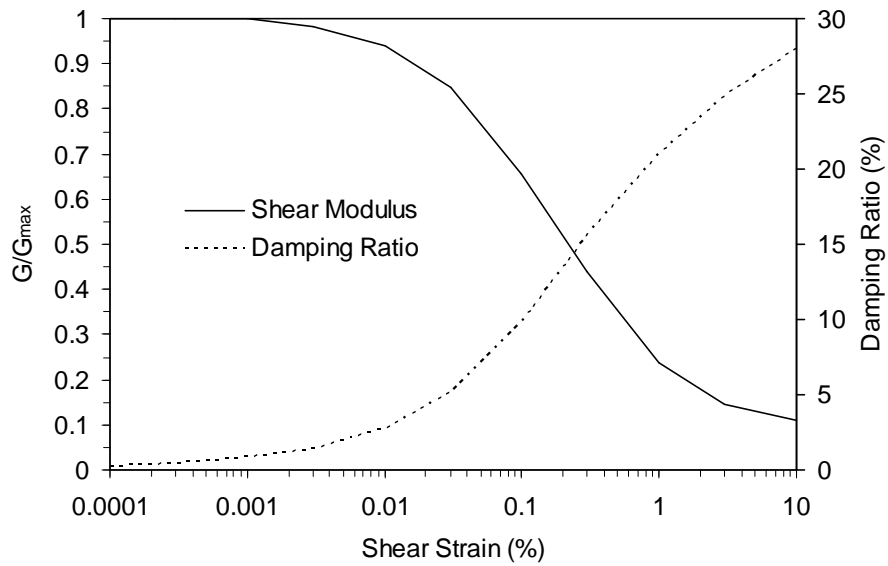


Figura 6.3.1.2 - Analisi *EERA*: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

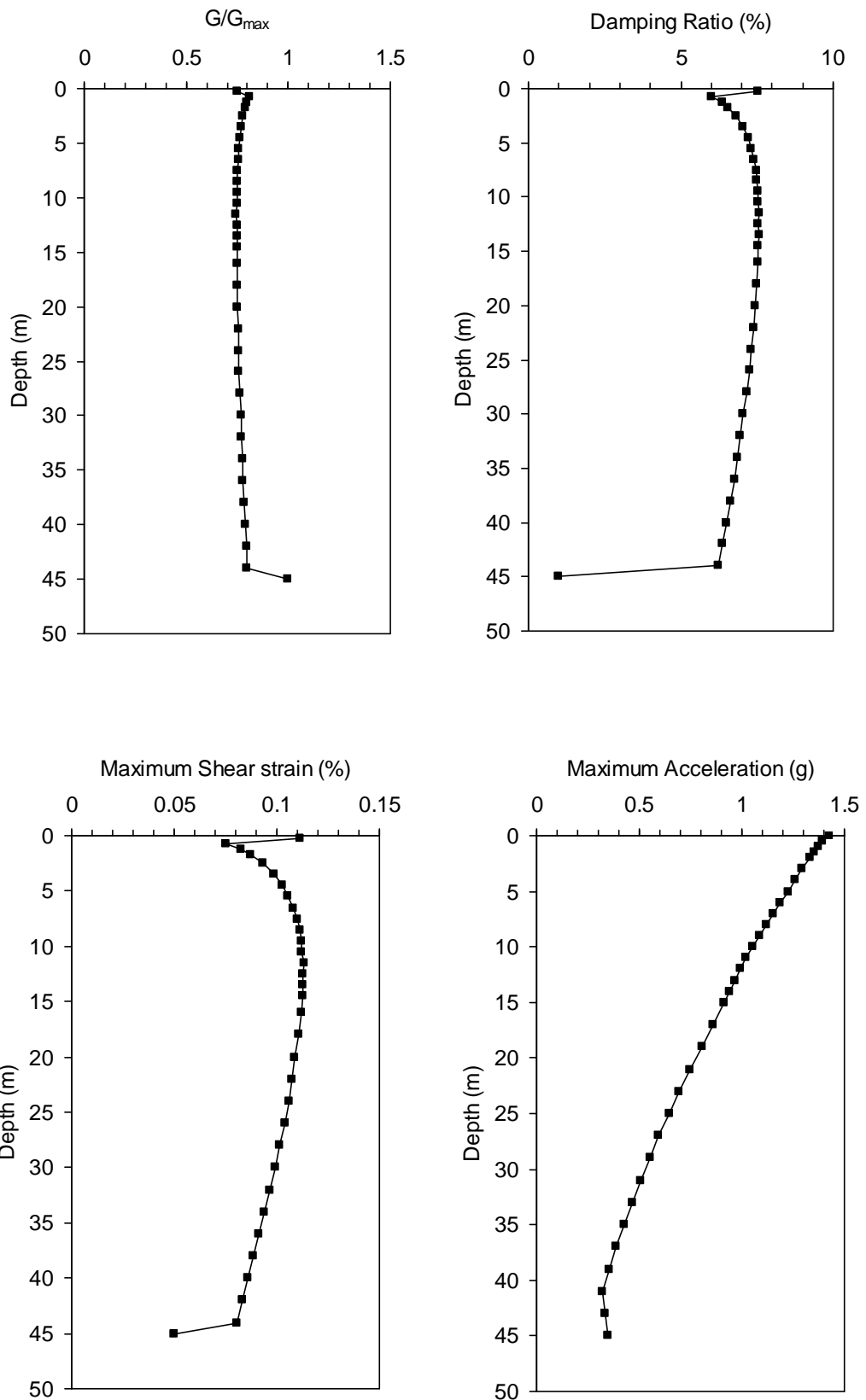


Figura 6.3.1.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

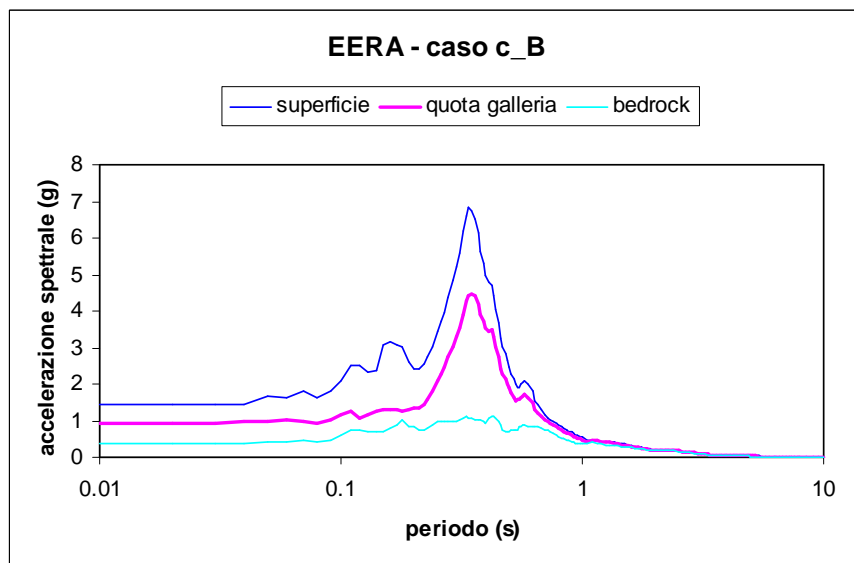
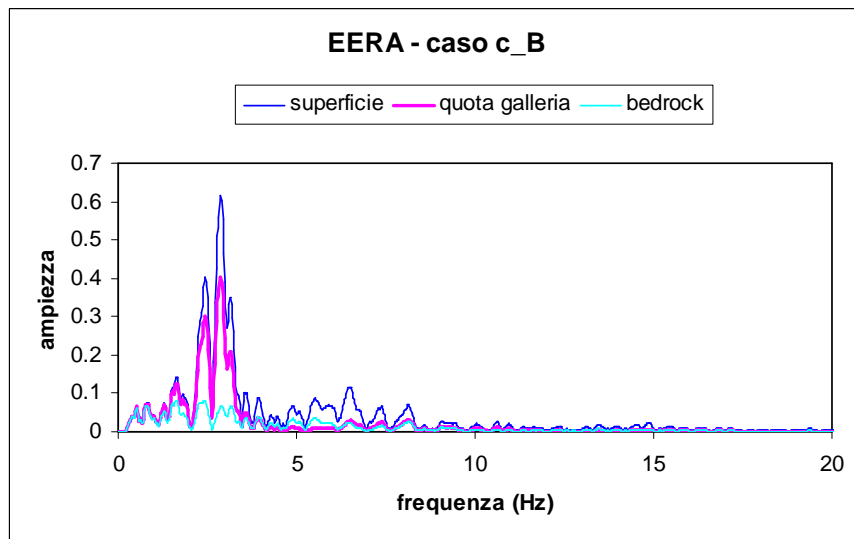
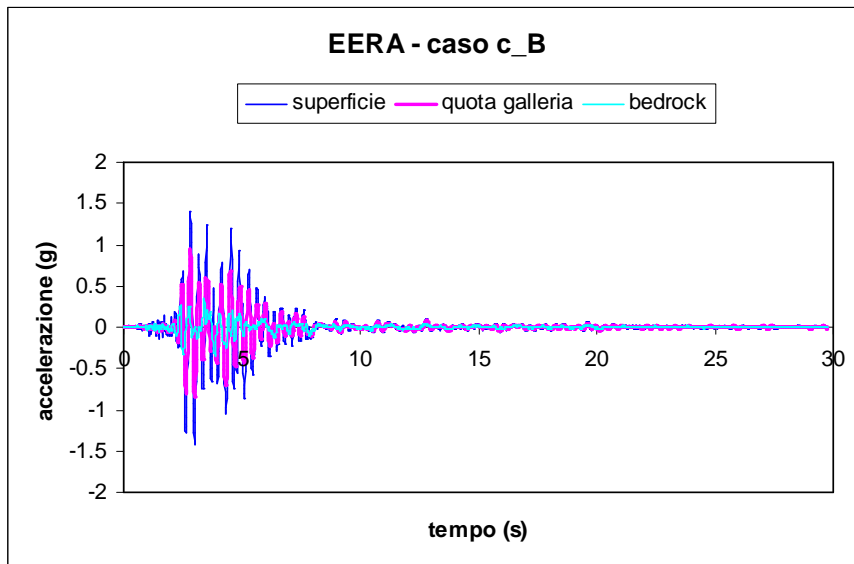


Figura 6.3.1.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

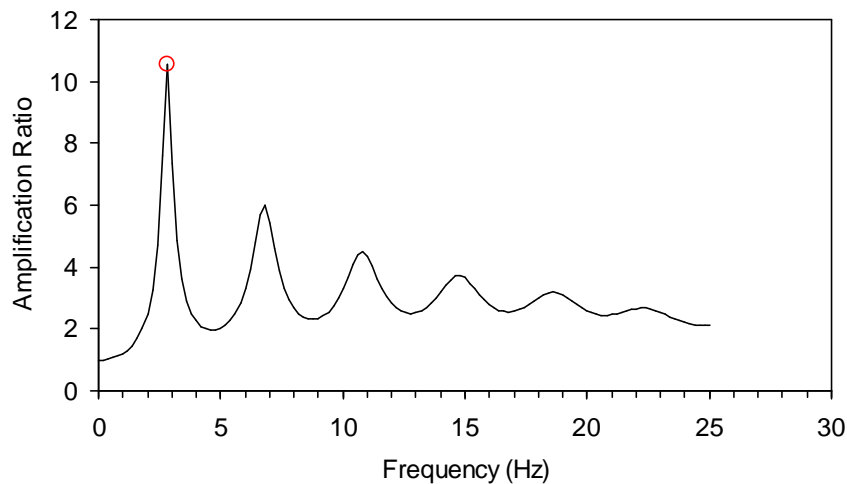


Figura 6.3.1.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 4.3.1.1;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.3.1.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.3.1.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=0.24\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in EERA.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.3.1.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 45 m ed è costituito da 90 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 365 nodi. Gli elementi finiti hanno un'altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x = u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.3.3, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma per quanto esposto in precedenza è stato successivamente variato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

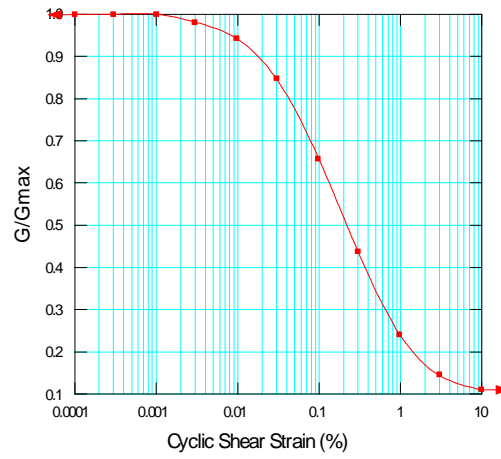
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.3.1.14 e 6.3.1.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.3.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

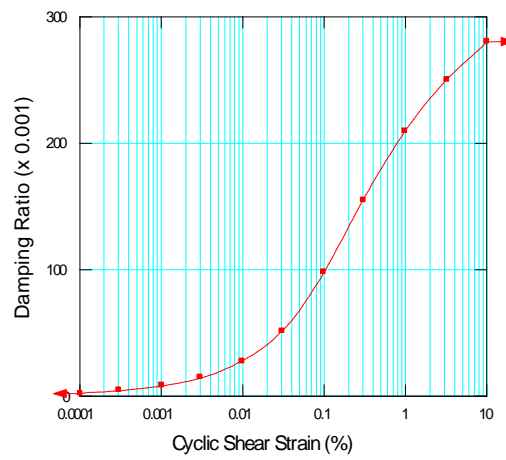
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.3.1.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

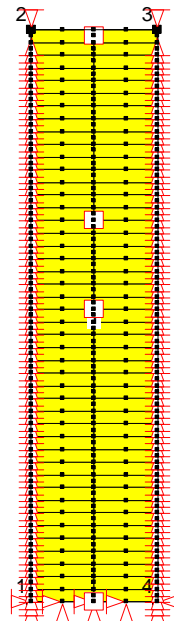


Figura 6.3.1.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 90 elementi e 365 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 6.3.1.8. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.3.1.9 e in dettaglio in Figura 6.3.1.10, è composta da 2350 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 19109 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 2.63 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione:

$$h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 + 7 * f_{\max})}$$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 15 m in corrispondenza della base a 2 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.3.1.I.

In Figura 6.3.1.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.3.1.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.3.1.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 2 Hz e 3.2 Hz, Figura 6.3.1.12, ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.3.3, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stato eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle Figure 6.3.1.14 e 6.3.1.15, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.3.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano inoltre i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxiation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 6.3.1.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*

materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [cm/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-1	1	20	1.00E-01	1.16E-08	6.76	1.0461	0.0041	16869	42173	0.25	0.923
2	1-2	1	20	1.00E-01	1.16E-08	6.46	0.9987	0.0040	48255	120638	0.25	0.923
3	2-3	1	20	1.00E-01	1.16E-08	6.83	1.0559	0.0042	72528	181319	0.25	0.923
4	3-5	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.12	1.1019	0.0044	105227	263067	0.25	0.923
5	5-7	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.35	1.1371	0.0045	145783	364457	0.25	0.923
6	7-9	2	20	1.00E-01	1.16E-08	7.49	1.1585	0.0046	183133	457832	0.25	0.923
7	9-12	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.55	1.1676	0.0046	228840	572101	0.25	0.923
8	12-15	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.55	1.1684	0.0046	281860	704649	0.25	0.923
9	15-18	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.51	1.1620	0.0046	335442	838605	0.25	0.923
10	18-21	3	20	1.00E-01	1.16E-08	7.46	1.1538	0.0046	375414	938535	0.25	0.923
11	21-25	4	20	1.00E-01	1.16E-08	7.35	1.1367	0.0045	441892	1104731	0.25	0.923
12	25-29	4	20	1.00E-01	1.16E-08	7.20	1.1141	0.0044	508134	1270335	0.25	0.923
13	29-33	4	20	1.00E-01	1.16E-08	7.01	1.0845	0.0043	576120	1440301	0.25	0.923
14	33-37	4	20	1.00E-01	1.16E-08	6.81	1.0529	0.0042	642401	1606003	0.25	0.923
15	37-41	4	20	1.00E-01	1.16E-08	6.56	1.0149	0.0040	712325	1780812	0.25	0.923
16	41-45	4	20	1.00E-01	1.16E-08	6.31	0.9761	0.0039	782352	1955879	0.25	0.923

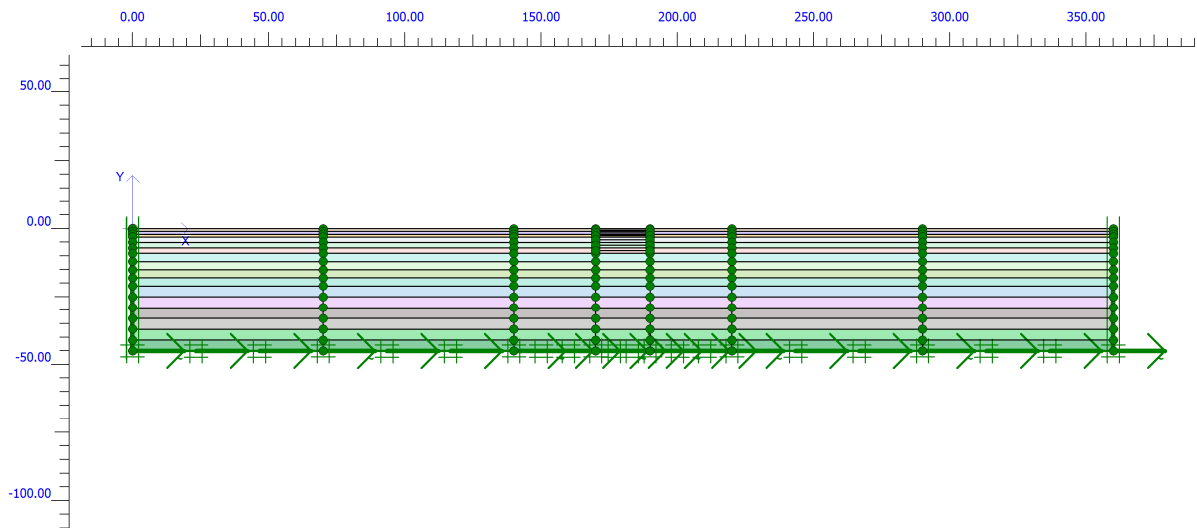


Figura 6.3.1.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

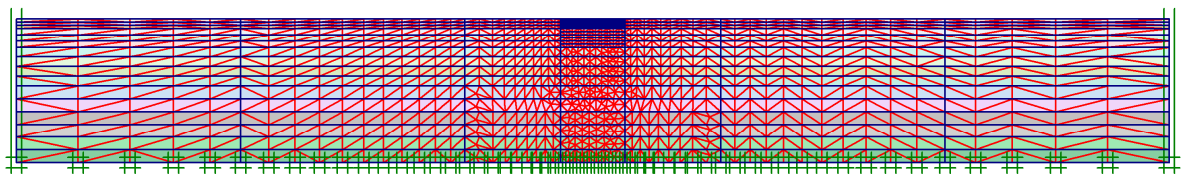


Figura 6.3.1.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

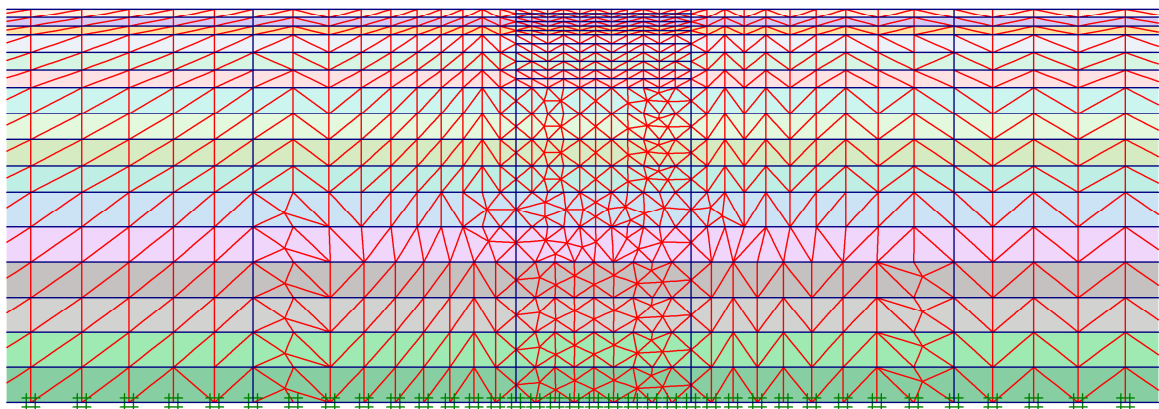


Figura 6.3.1.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

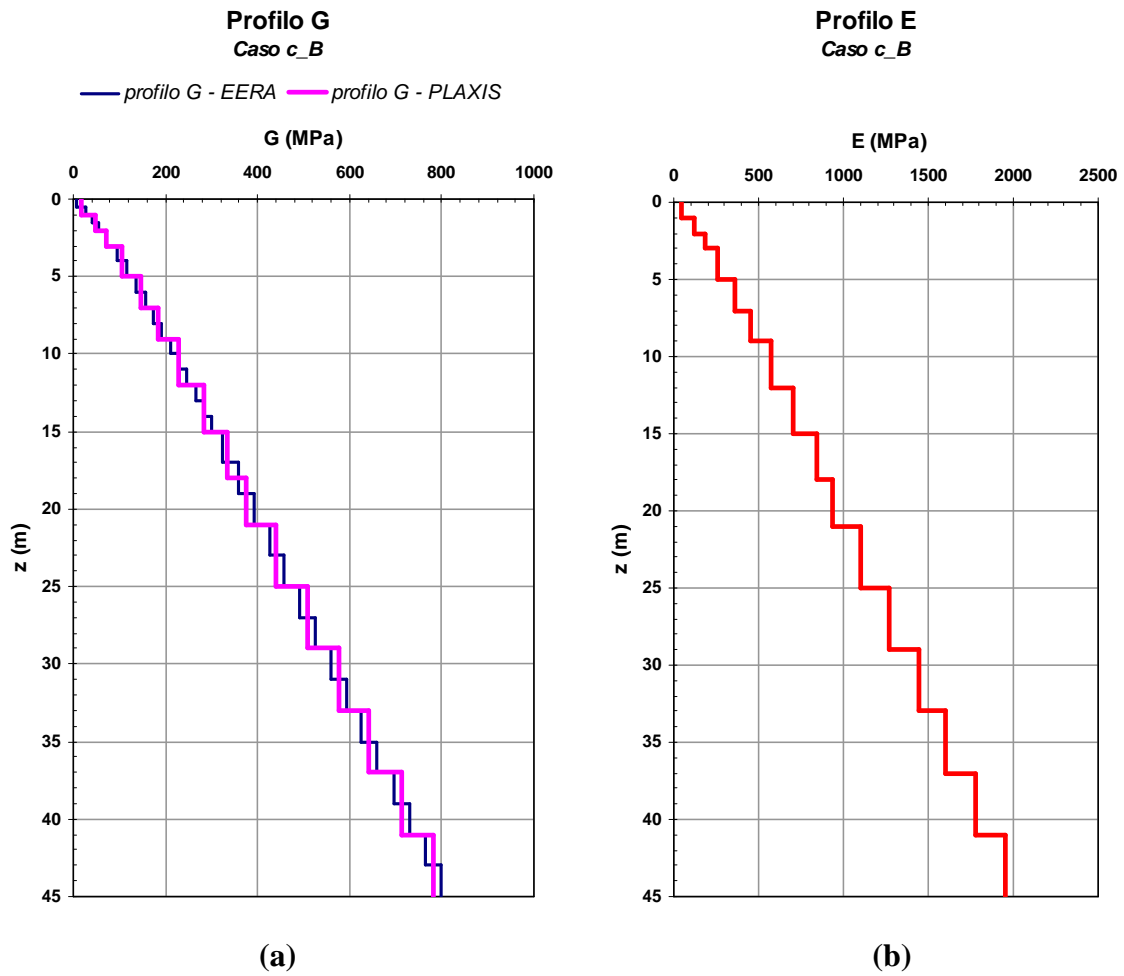


Figura 6.3.1.11 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

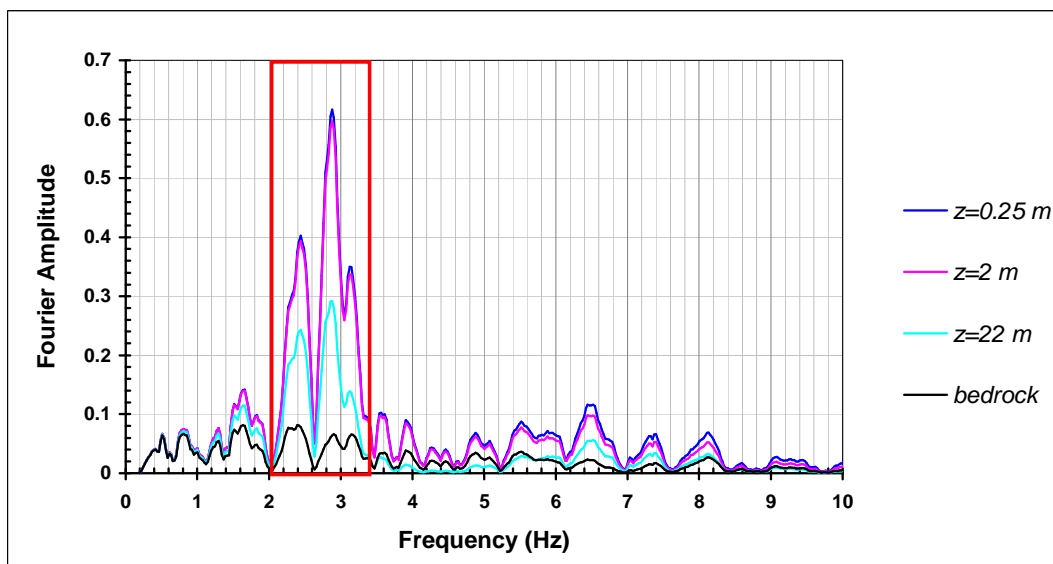
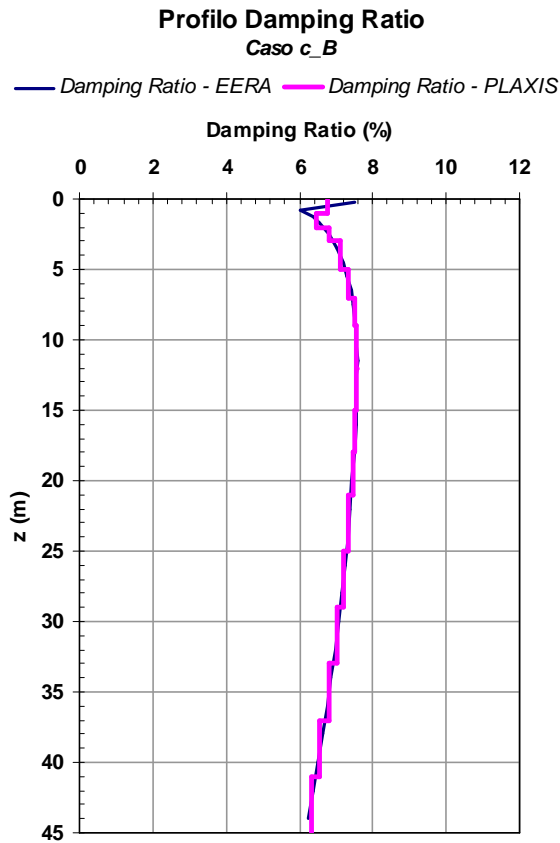
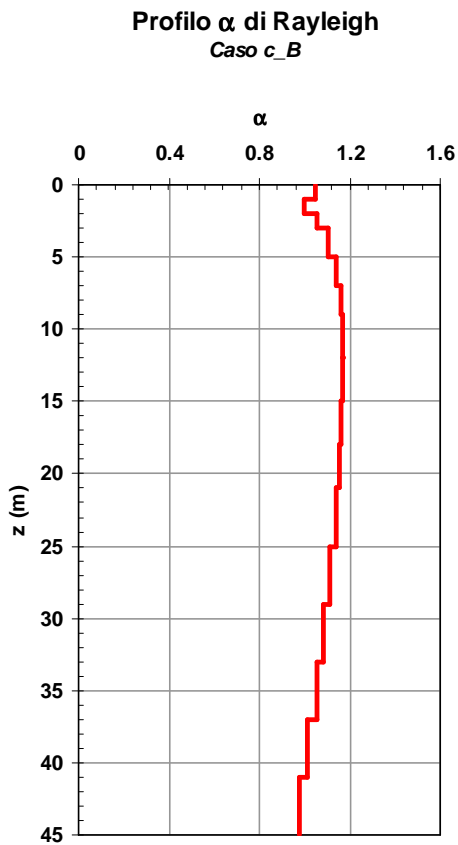


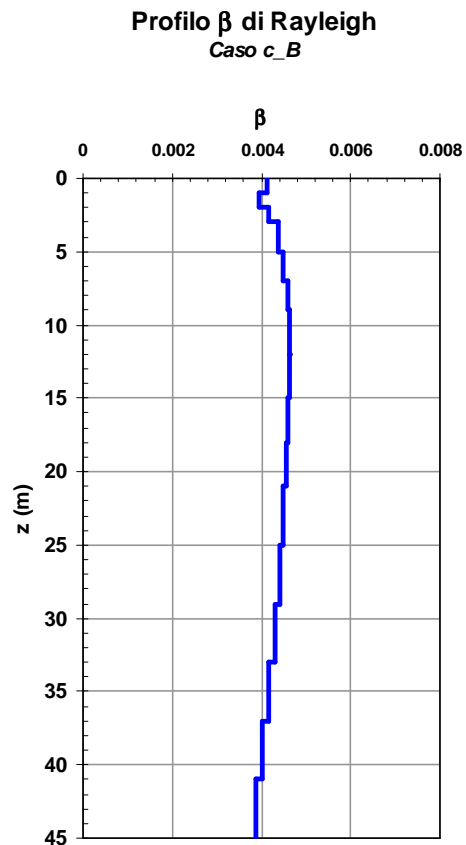
Figura 6.3.1.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.



(a)

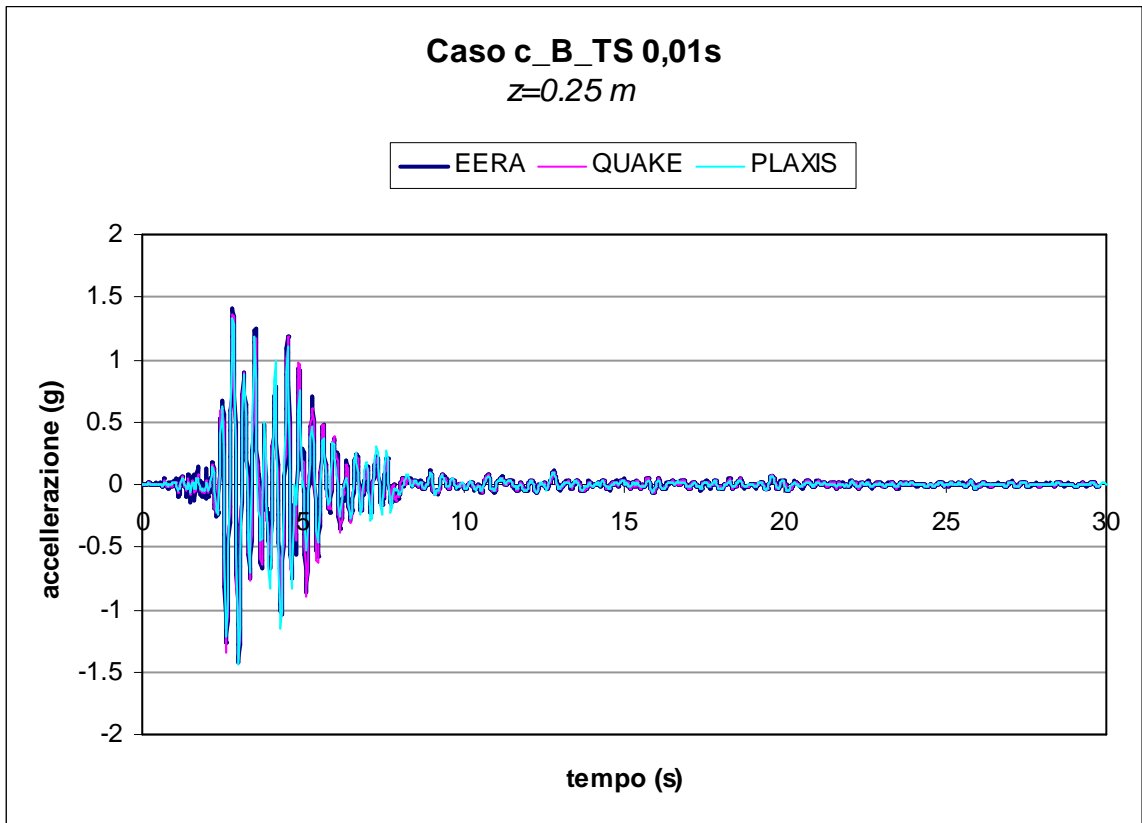


(b)

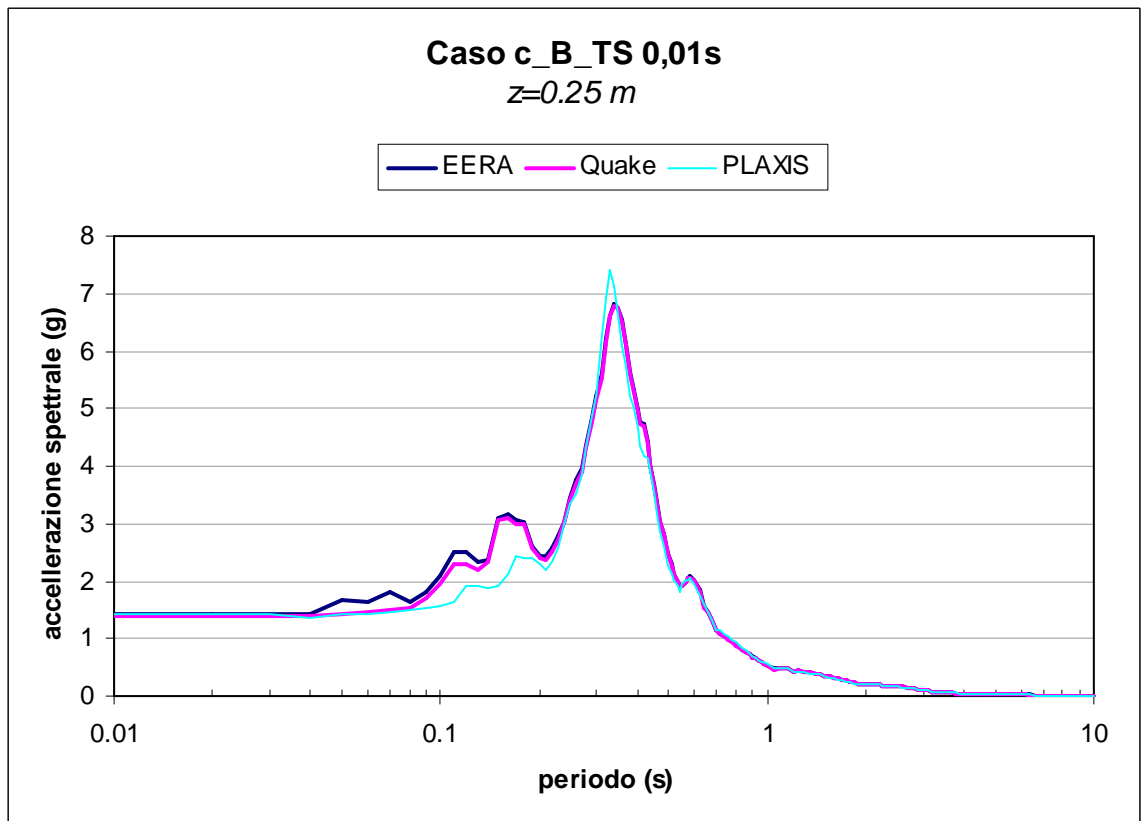


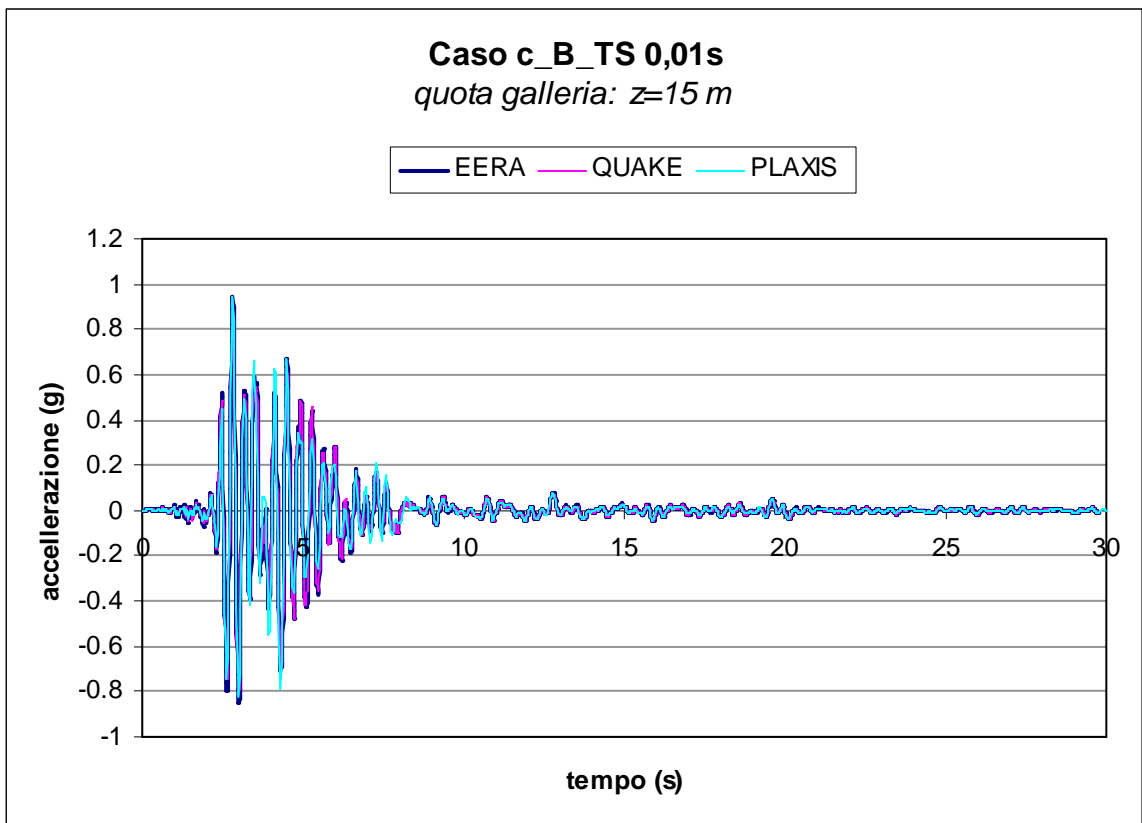
(c)

Figura 6.3.1.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

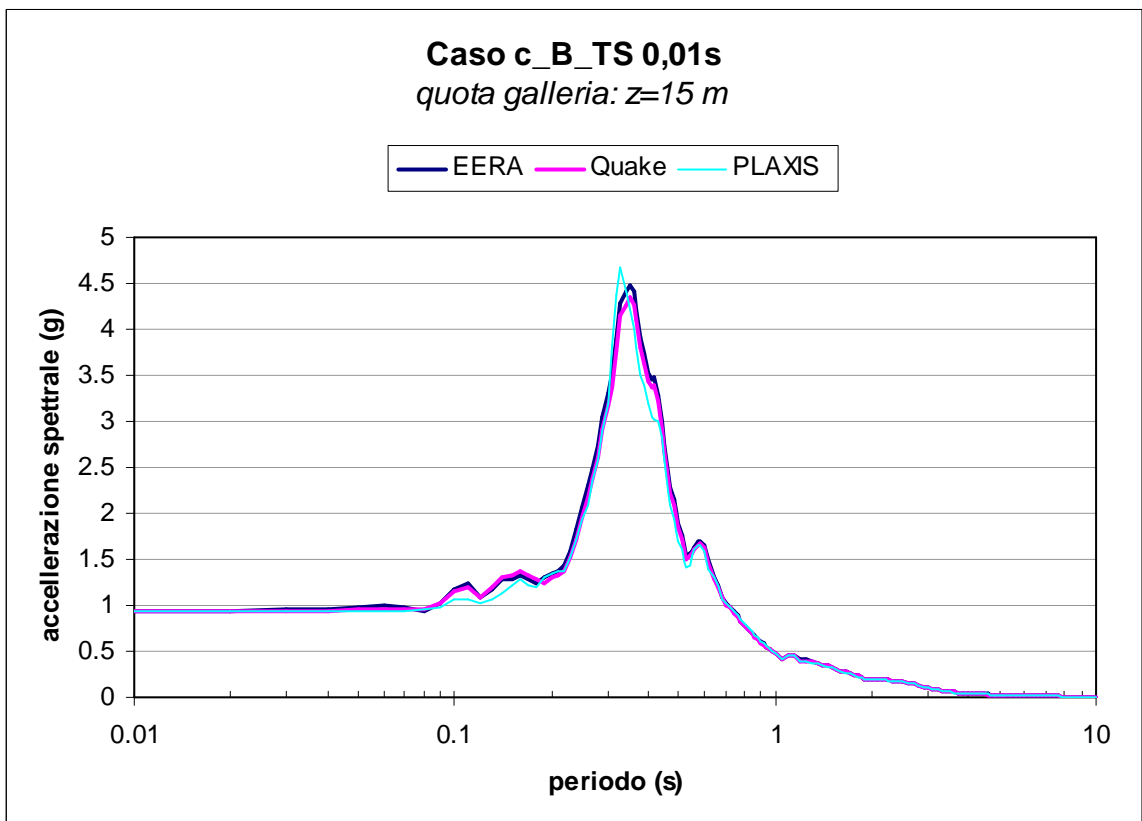


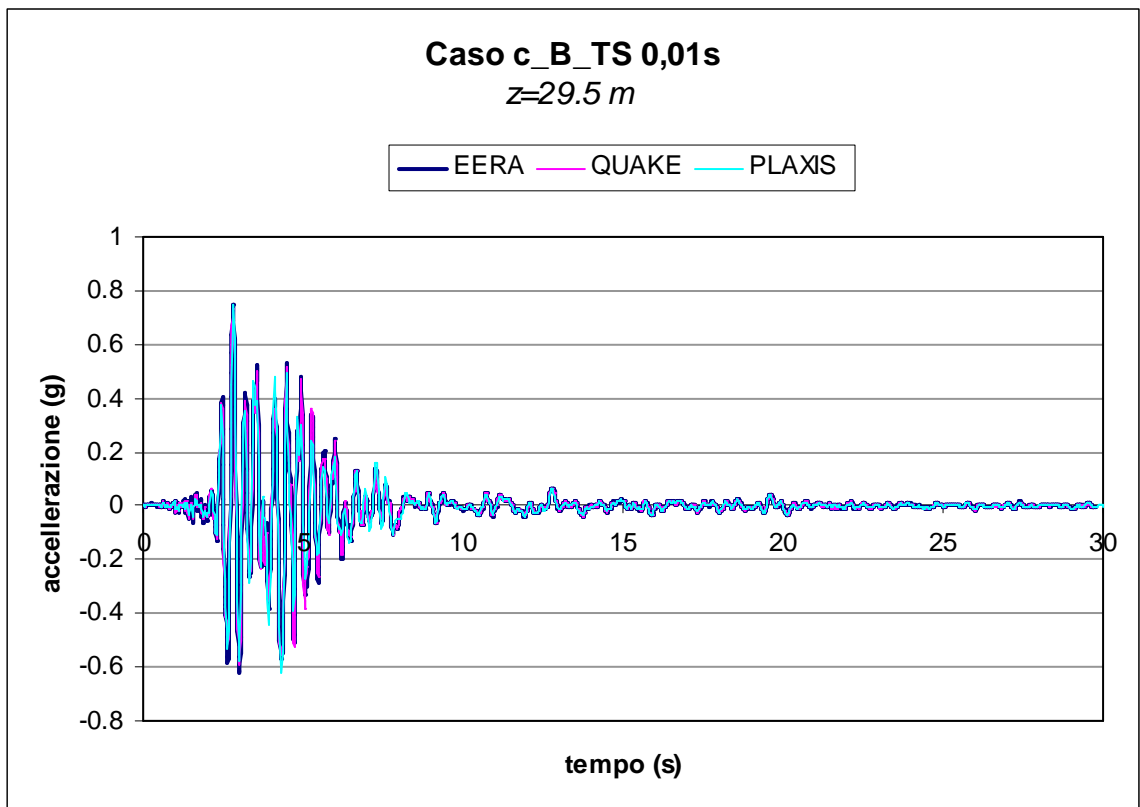
(a)



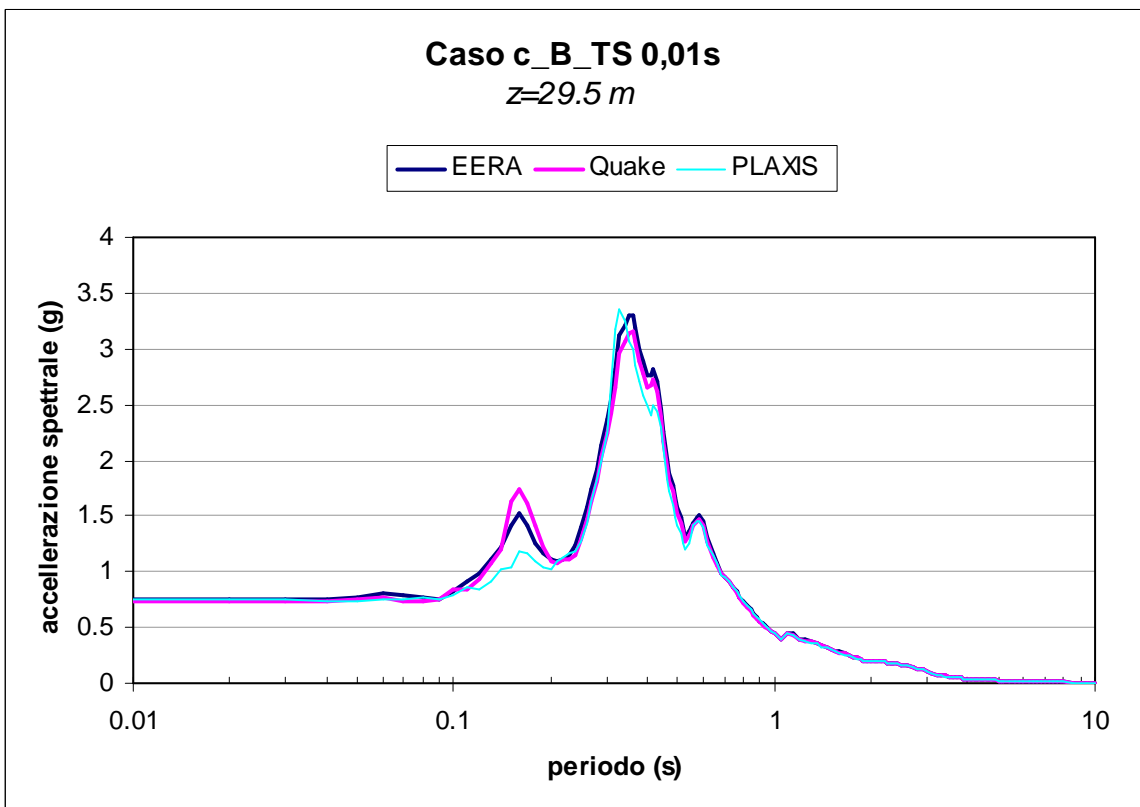


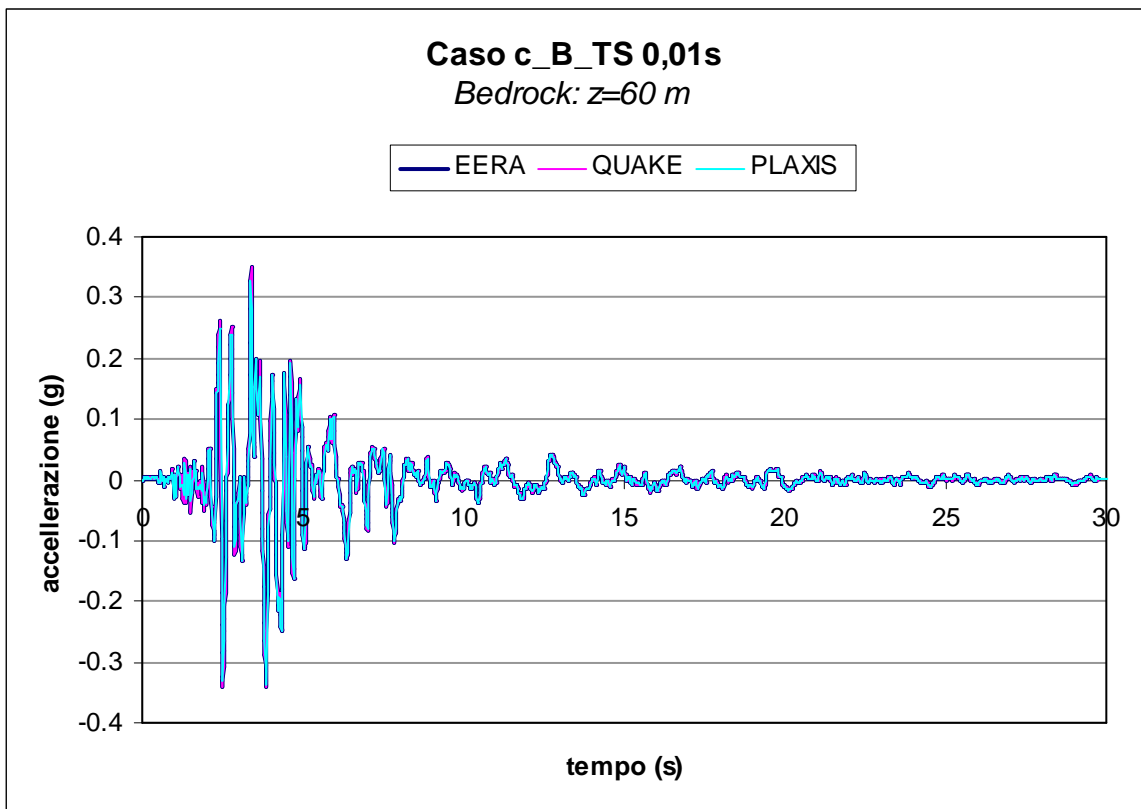
(b)





(c)





(d)

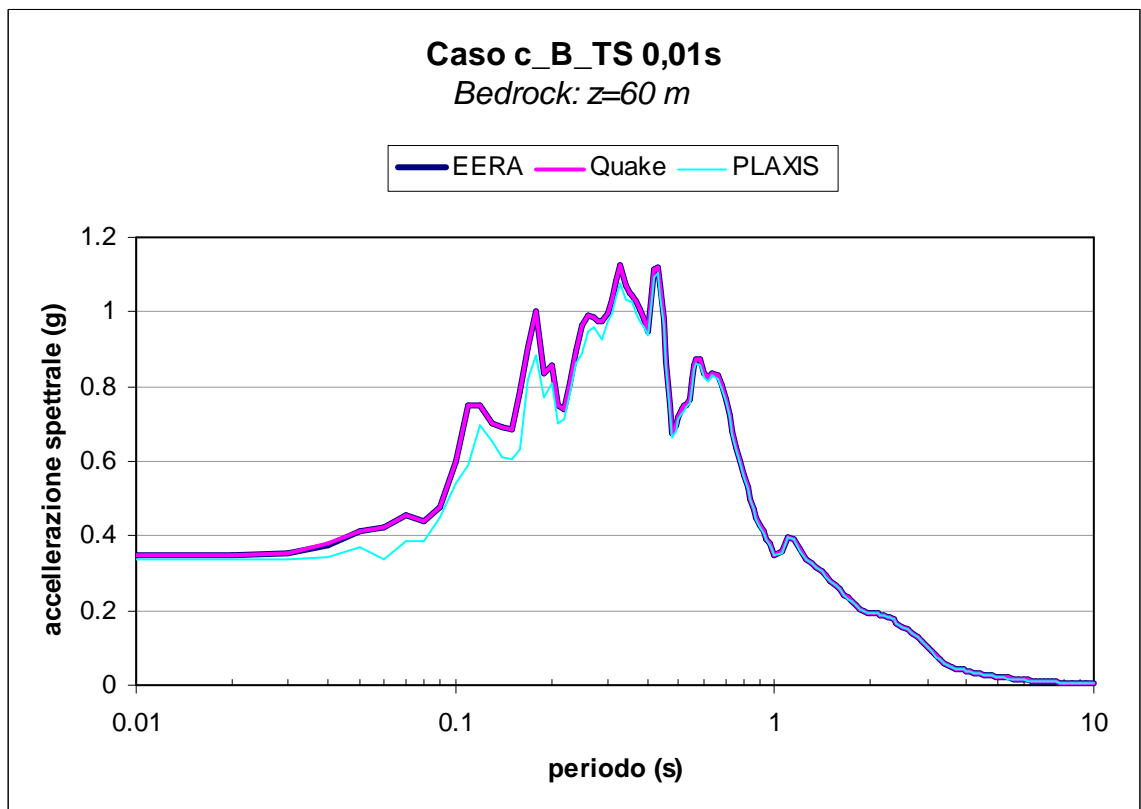
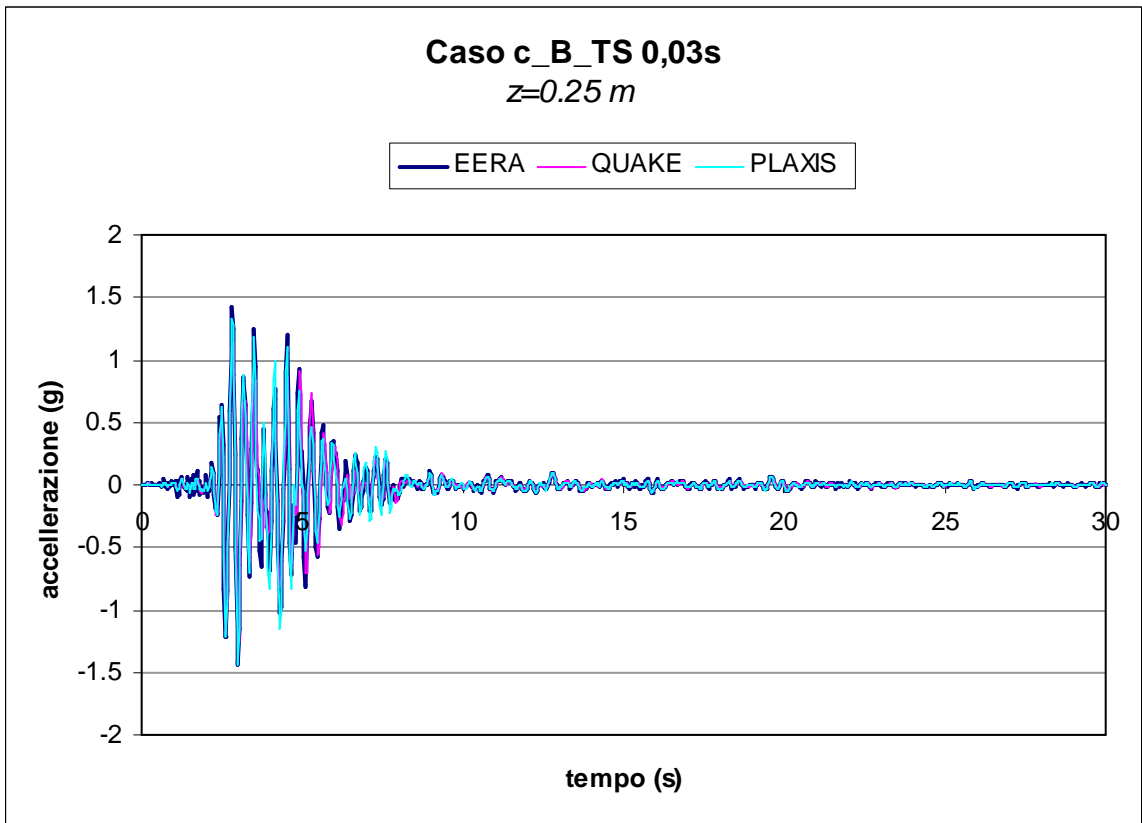
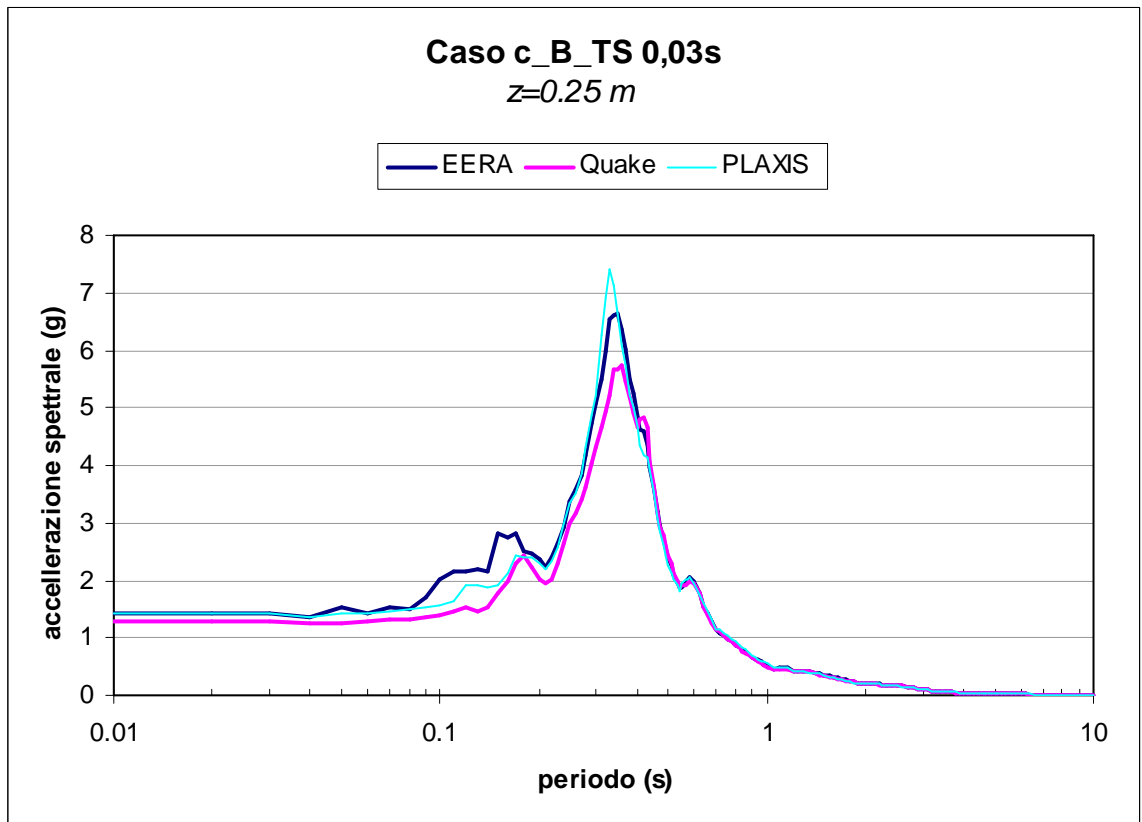
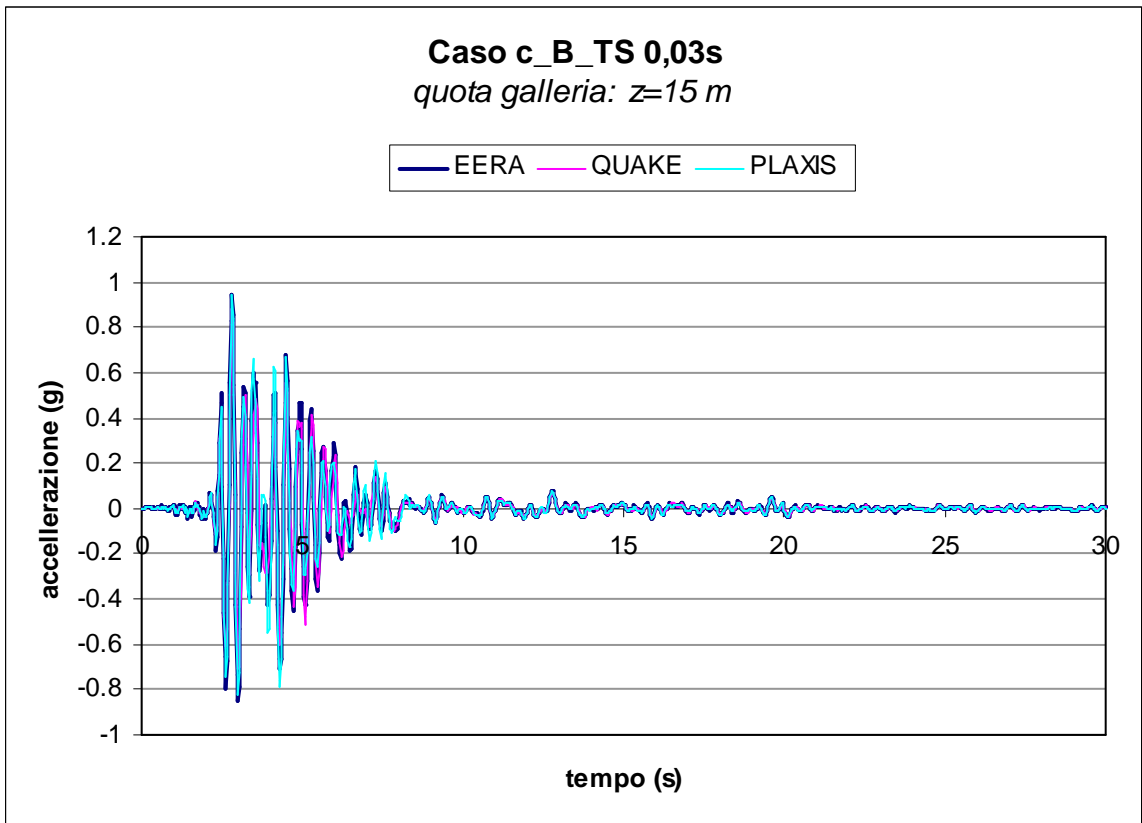


Figura 6.3.1.14 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,01 s.

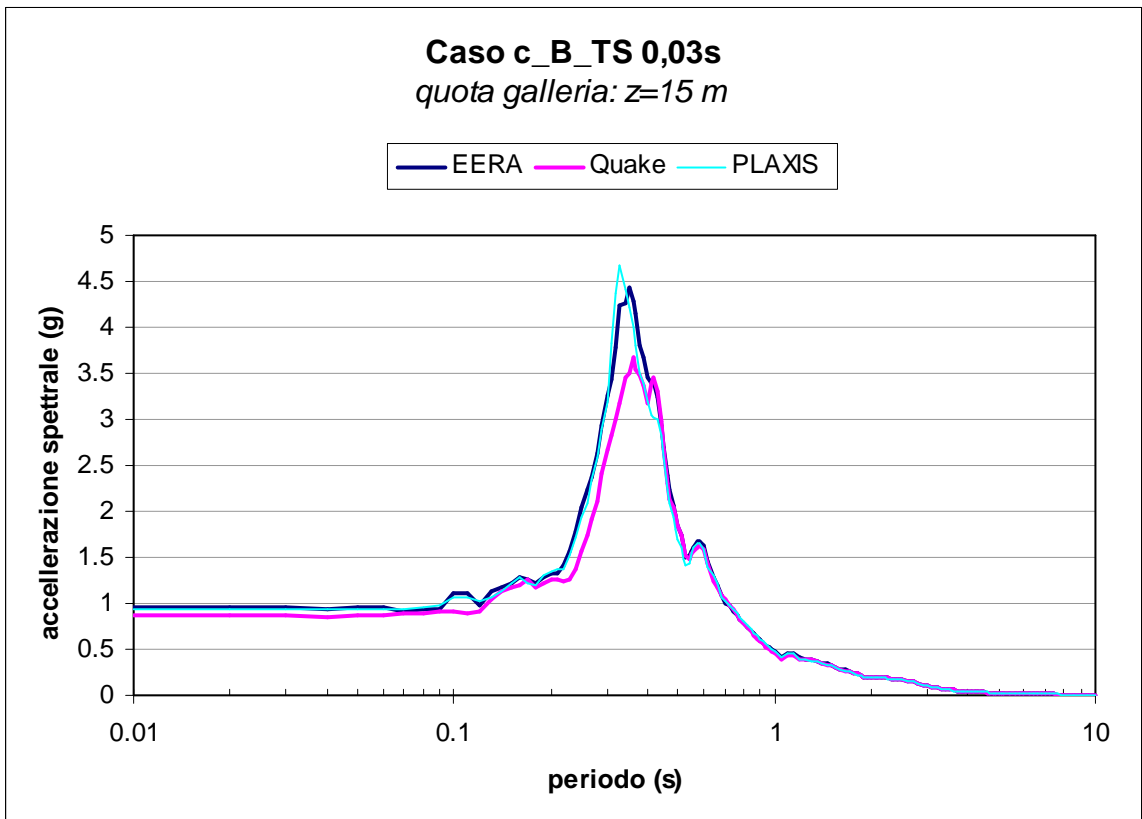


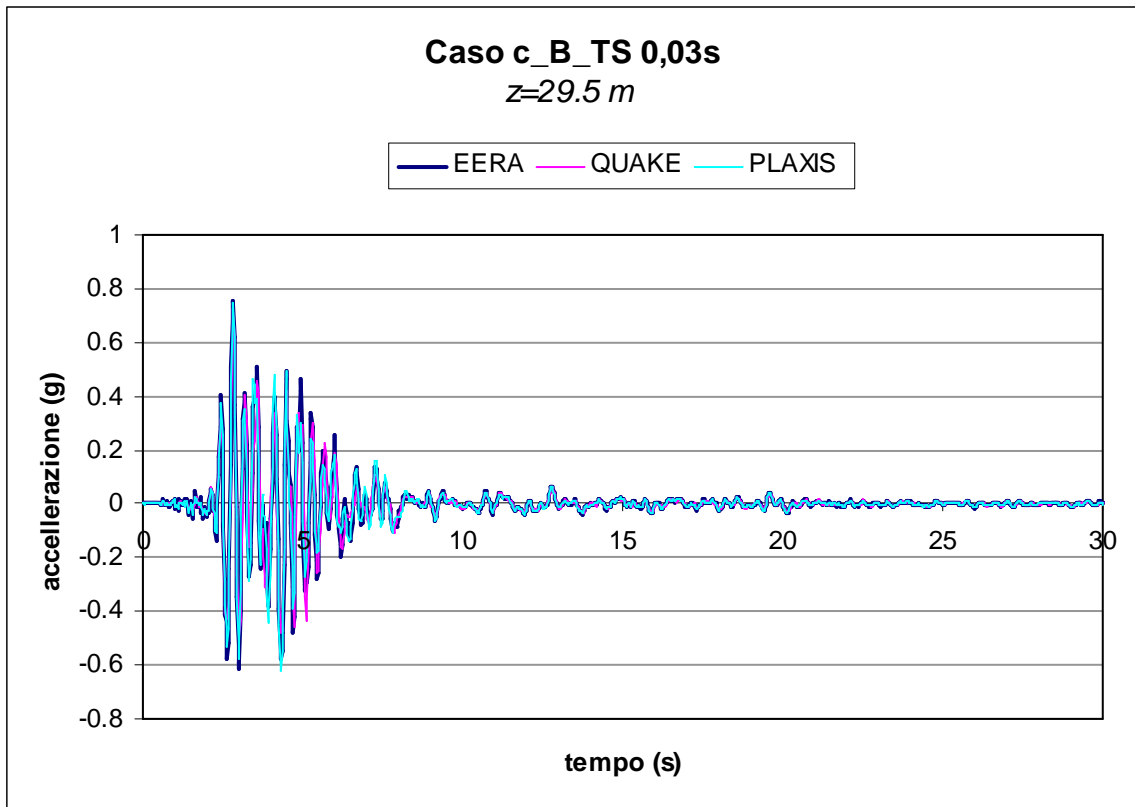
(a)



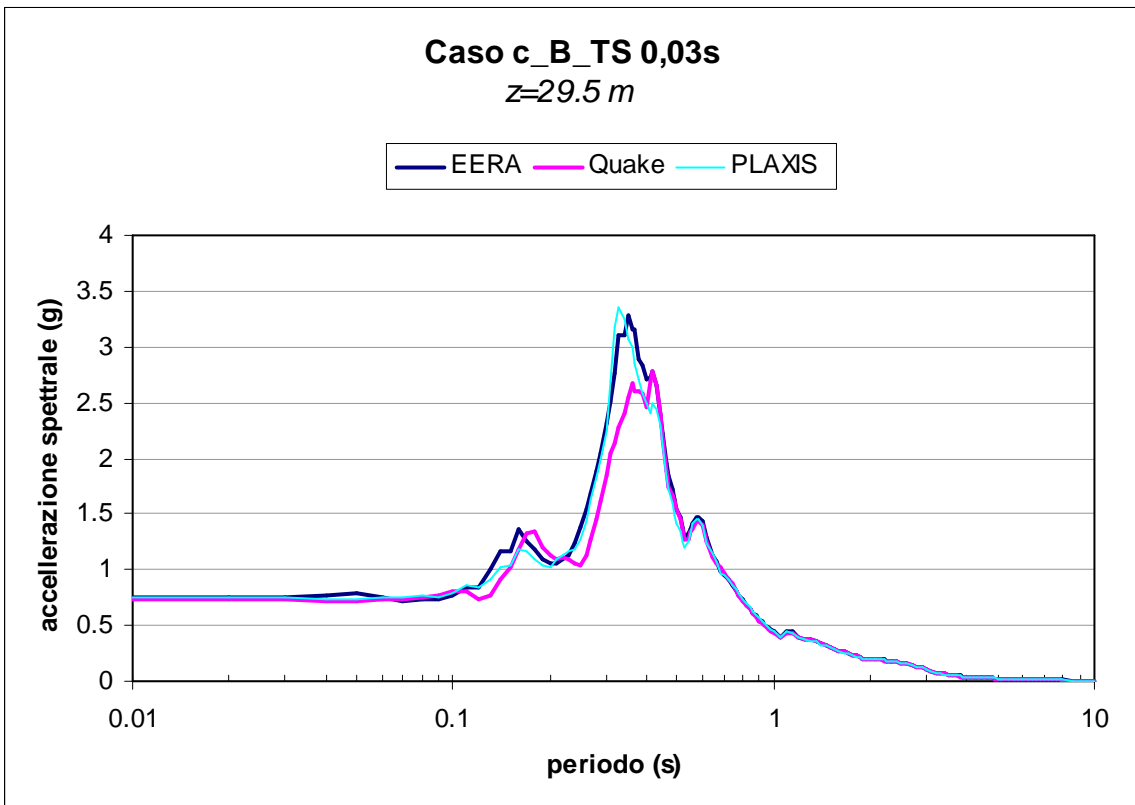


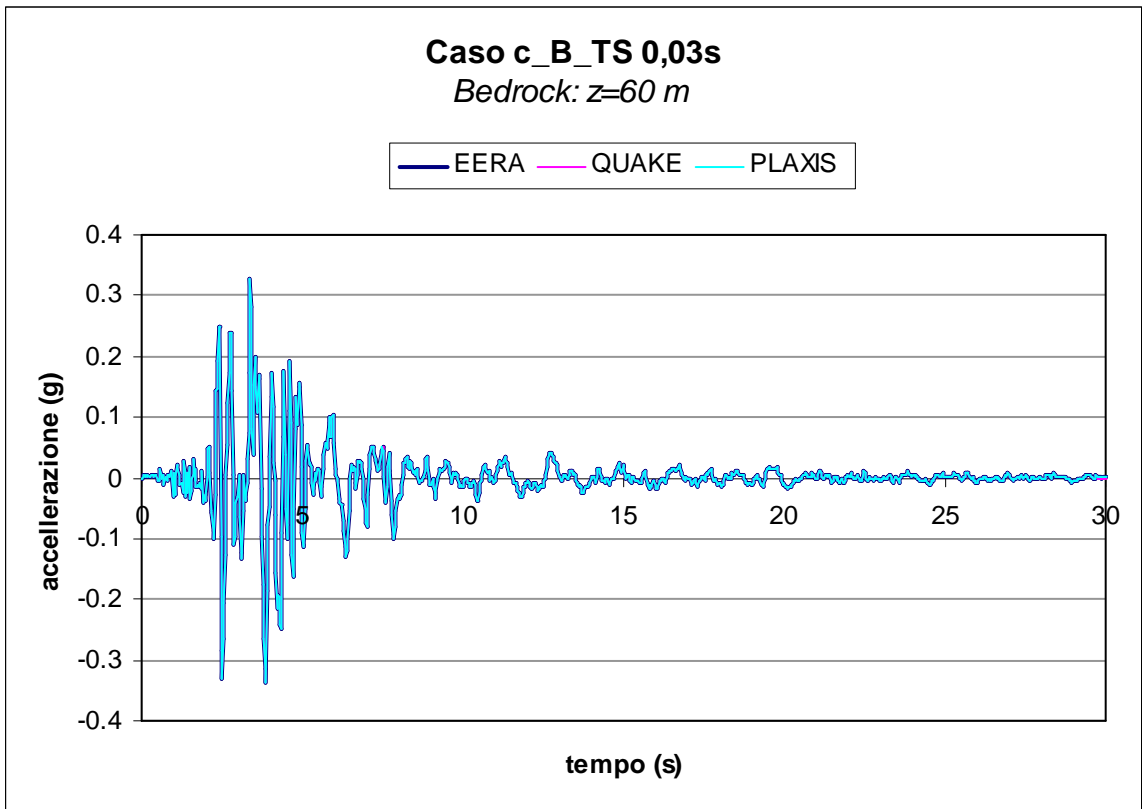
(b)





(c)





(d)

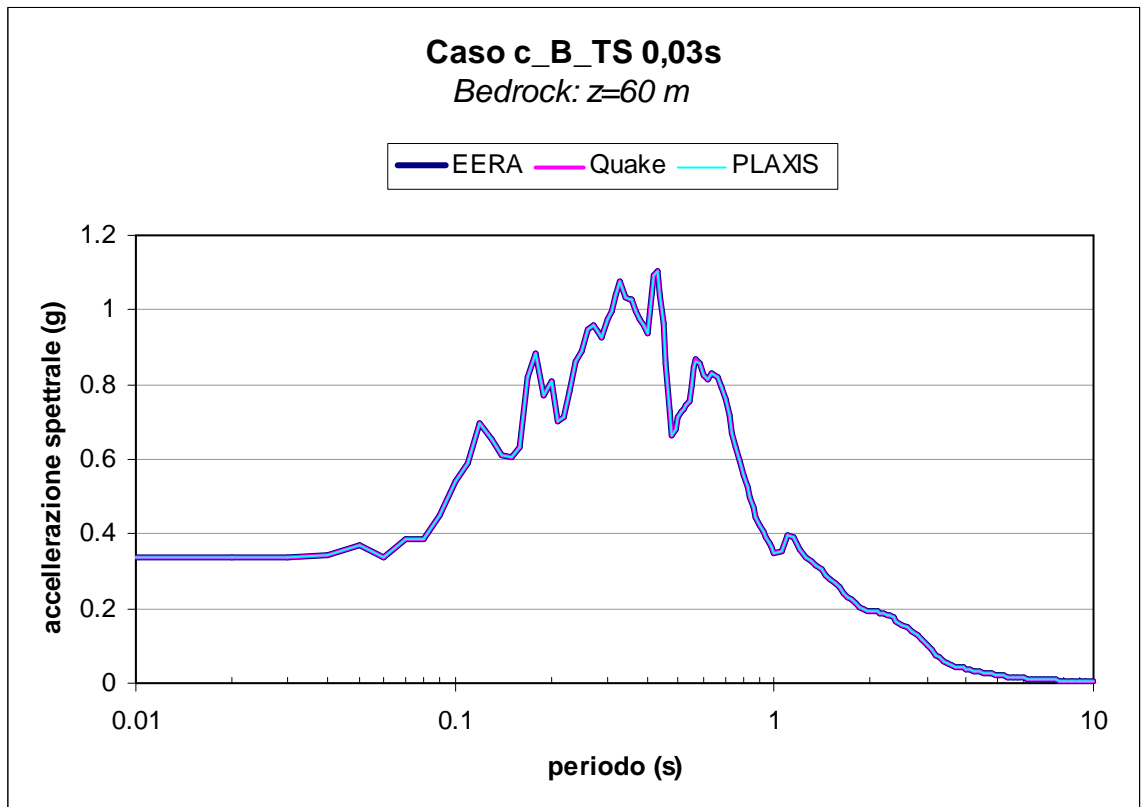


Figura 6.3.1.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

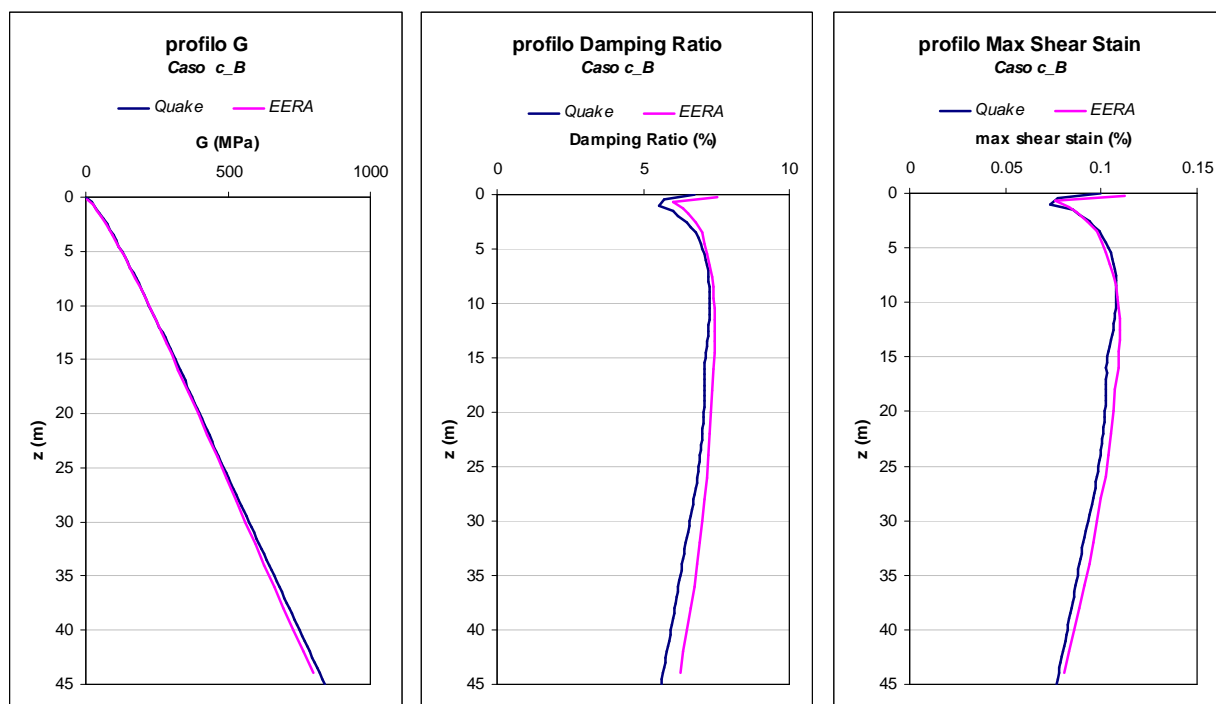


Figura 6.3.1.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici $EERA$ e $QUAKE/W$.

6.3.2 caso c O

ANALISI EERA

Il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio, nonché le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, forniti al codice di calcolo $EERA$ come dati di ingresso, non variano rispetto al caso precedentemente indicato, poiché il terreno ha le stesse caratteristiche meccaniche, Figura 6.3.2.1 e Figura 6.3.2.2..

A differenza del caso precedente, l'accelerogramma è questa volta applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso prima di eseguire l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma fornito al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 6.3.4.

Le Figure 6.3.2.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.216 g subisca una amplificazione raggiungendo un valore di 0.631 g in corrispondenza della superficie e 0.394 g alla quota della galleria. Si nota inoltre, come il fenomeno di propagazione induca un livello deformativo che mediamente si attesta intorno allo 0.04%; la rigidezza a taglio normalizzata e lo smorzamento mobilitati assumono rispettivamente valori che si attestano mediamente intorno allo 0.89 e al 3.9%.

In Figura 6.3.2.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 6.3.2.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 8, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 1

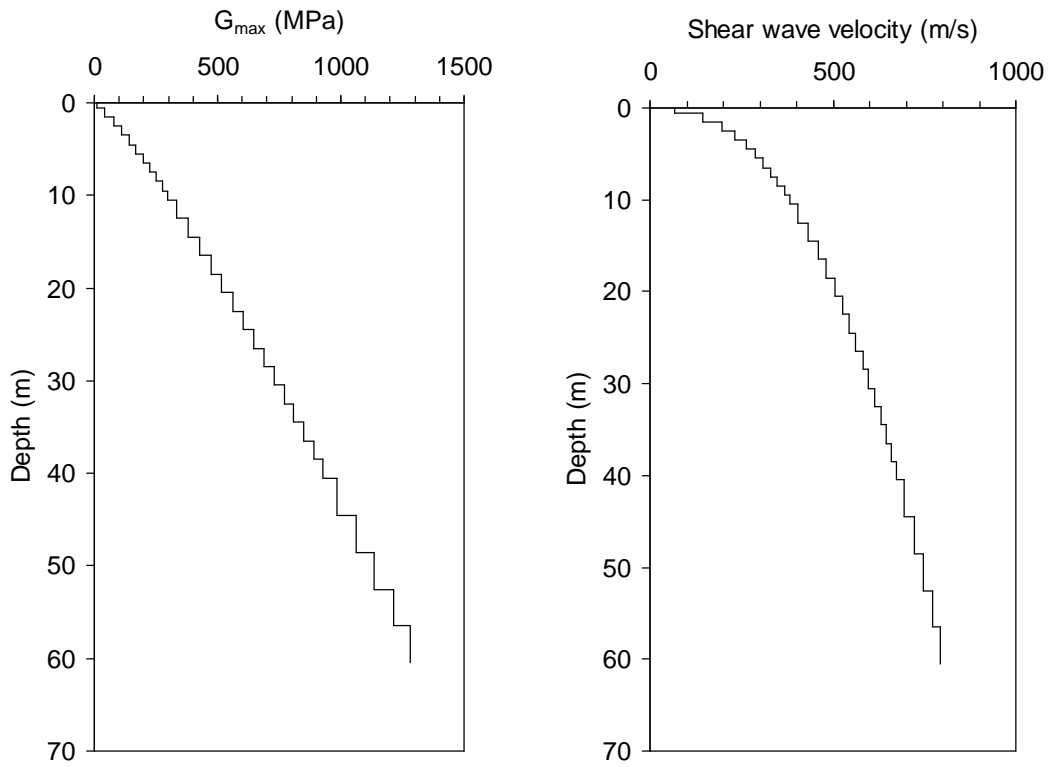


Figura 6.3.2.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_s con la profondità.

Terreno tipo 1

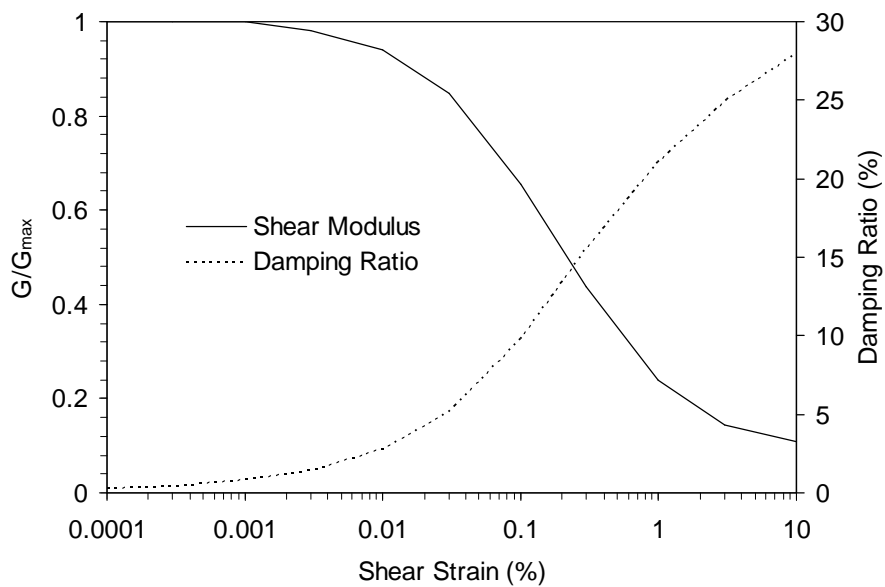


Figura 6.3.2.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

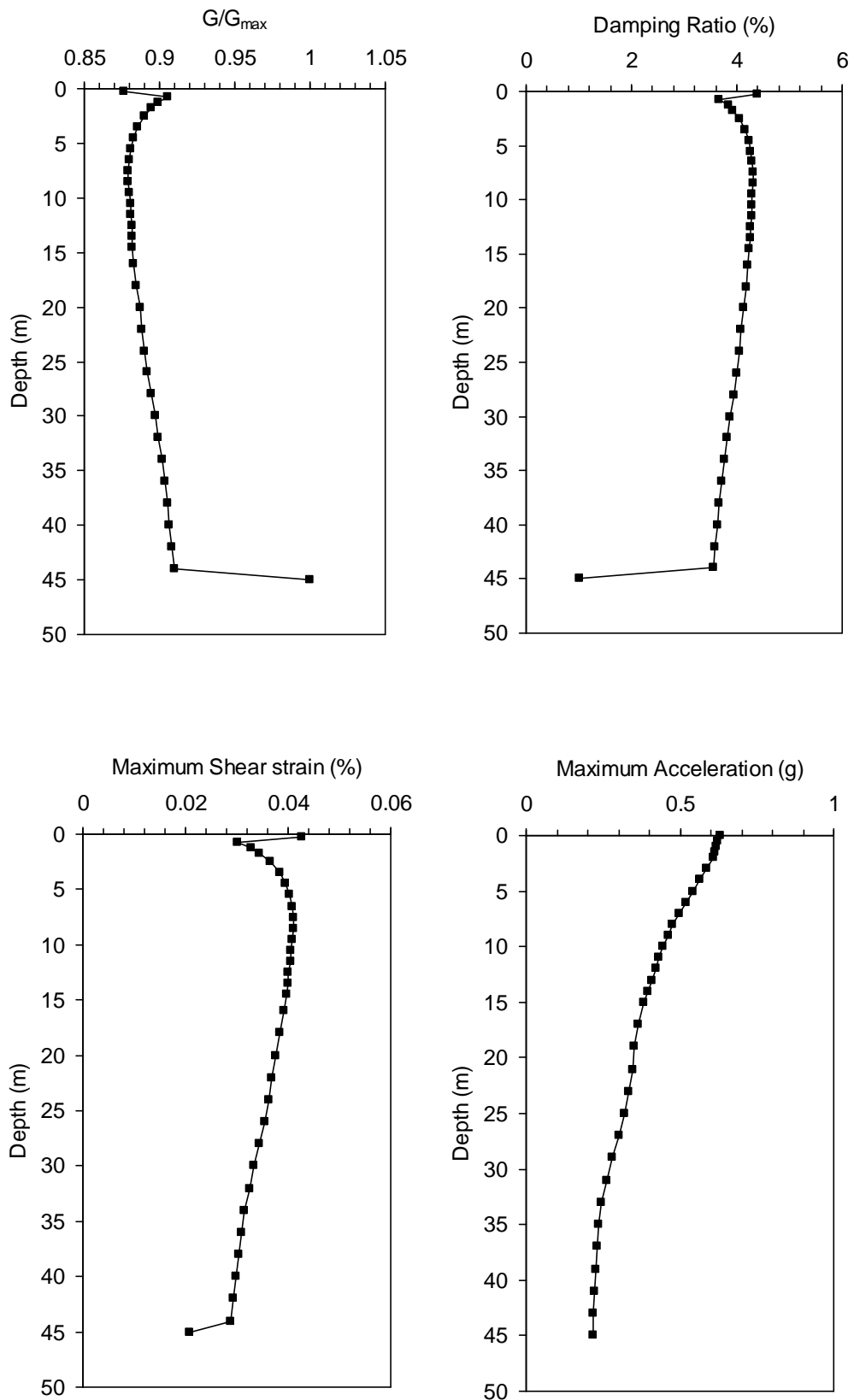


Figura 6.3.2.3 - Analisi EERA: andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

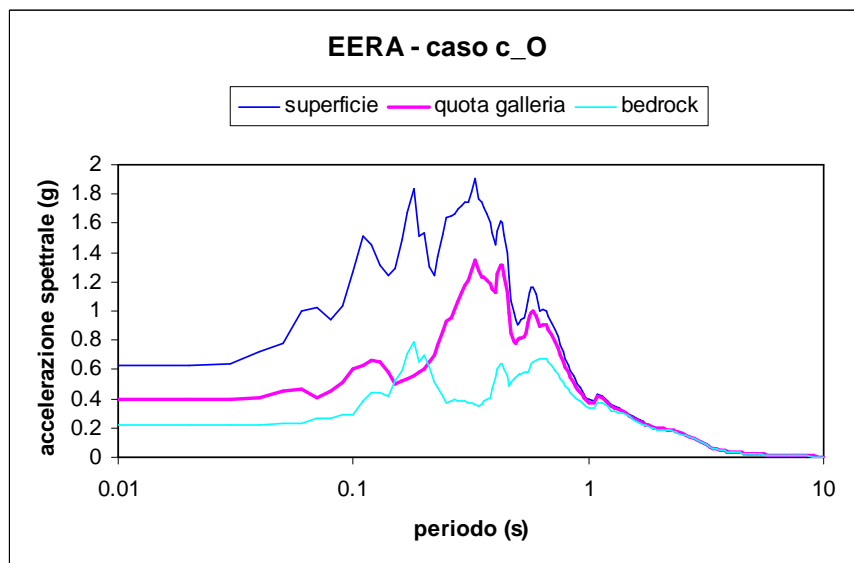
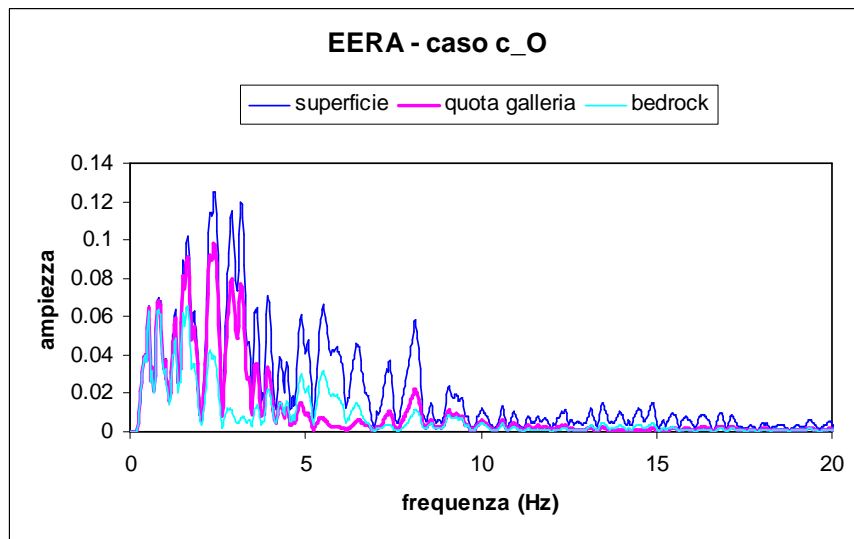
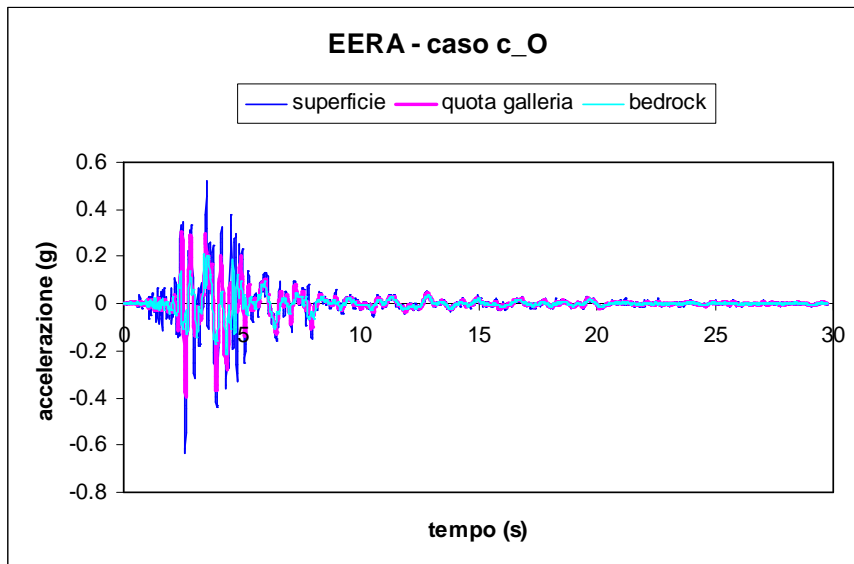


Figura 6.3.2.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

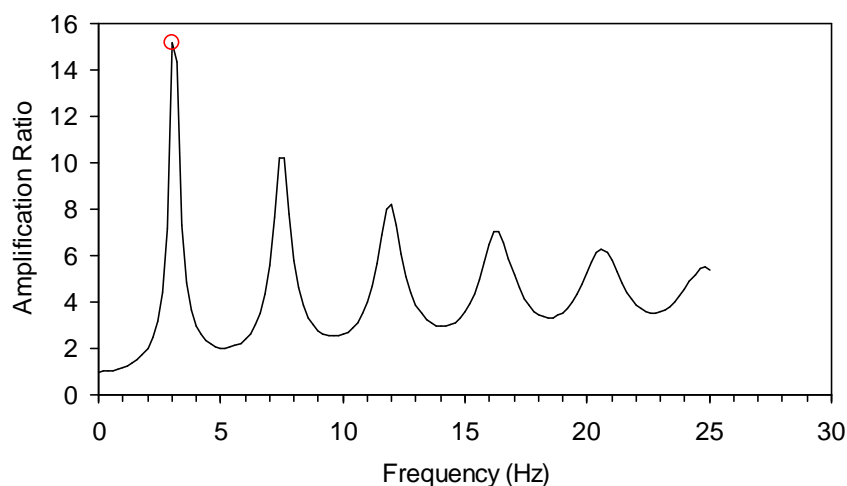


Figura 6.3.2.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Anche per le analisi *QUAKE/W* l'unica differenza con il caso precedentemente analizzato è l'accelerogramma applicato alla base. Per maggior chiarezza le informazioni già riportate al §6.3.1 vengono di seguito richiamate.

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 4.3.1.1;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 6.3.2.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_p ed indicate in Figura 6.3.2.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=0.24\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in *EERA*.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.3.2.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 45 m ed è costituito da 90 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 365 nodi. Gli elementi finiti hanno un' altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x= u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.3.4, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma per quanto esposto in precedenza è stato successivamente variato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

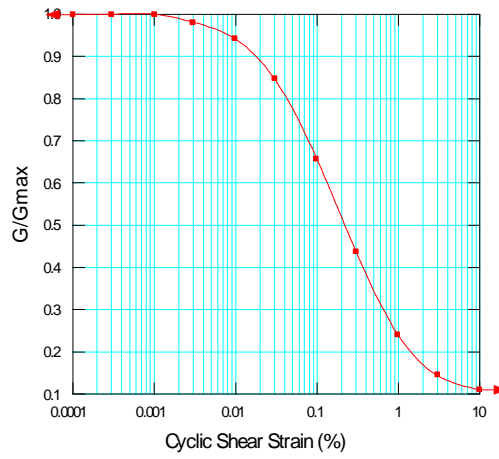
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.3.2.14 e 6.3.2.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.3.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

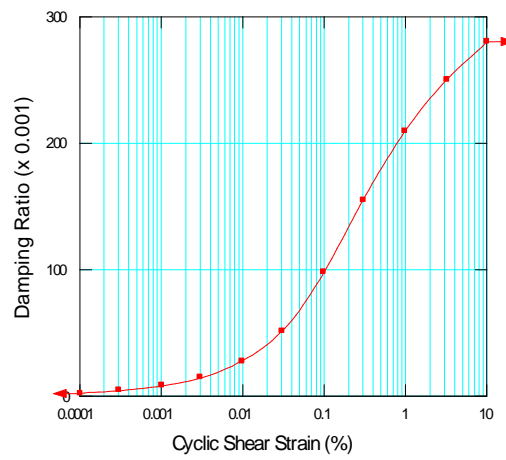
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.3.2.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

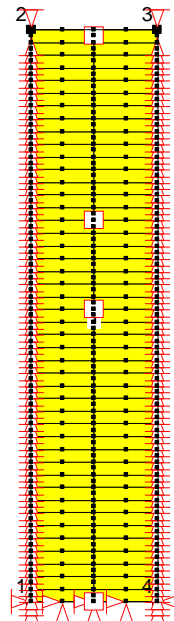


Figura 6.3.2.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 90 elementi e 365 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è identico a quello utilizzato per il caso precedentemente illustrato, Figura 6.3.2.8. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.3.2.9 e in dettaglio in Figura 6.3.2.10, è composta da 2350 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 19109 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 2.63 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione:

$$h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 + 7 * f_{\max})}$$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 15m in corrispondenza della base a 2 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh.

Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.3.2.I.

In Figura 6.3.2.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.3.2.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.3.2.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 1.4 Hz e 3.4 Hz, Figura 6.3.2.12, ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.3.4, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stato eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle figure 6.3.2.14 e 6.3.2.15, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.3.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano inoltre i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 6.3.2.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*

materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	k [m/day]	k [cm/s]	γ [kN/m ³]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-1	1	1.00E-01	1.16E-08	20	4.02	0.5015	0.0027	19020	47551	0.25	0.923
2	1-2	1	1.16E-08	1.34E-15	20	3.88	0.4838	0.0026	54672	136680	0.25	0.923
3	2-3	1	1.16E-08	1.34E-15	20	4.06	0.5056	0.0027	83059	207648	0.25	0.923
4	3-5	2	1.16E-08	1.34E-15	20	4.19	0.5224	0.0028	121688	304220	0.25	0.923
5	5-7	2	1.16E-08	1.34E-15	20	4.27	0.5327	0.0028	169972	424931	0.25	0.923
6	7-9	2	1.16E-08	1.34E-15	20	4.31	0.5367	0.0029	214785	536963	0.25	0.923
7	9-12	3	1.16E-08	1.34E-15	20	4.28	0.5338	0.0028	269551	673879	0.25	0.923
8	12-15	3	1.16E-08	1.34E-15	20	4.25	0.5295	0.0028	332611	831527	0.25	0.923
9	15-18	3	1.16E-08	1.34E-15	20	4.19	0.5225	0.0028	395985	989964	0.25	0.923
10	18-21	3	1.16E-08	1.34E-15	20	4.14	0.5165	0.0027	442859	1107147	0.25	0.923
11	21-25	4	1.16E-08	1.34E-15	20	4.06	0.5062	0.0027	520153	1300384	0.25	0.923
12	25-29	4	1.16E-08	1.34E-15	20	3.96	0.4941	0.0026	596101	1490252	0.25	0.923
13	29-33	4	1.16E-08	1.34E-15	20	3.85	0.4794	0.0026	672638	1681594	0.25	0.923
14	33-37	4	1.16E-08	1.34E-15	20	3.73	0.4652	0.0025	745845	1864612	0.25	0.923
15	37-41	4	1.16E-08	1.34E-15	20	3.66	0.4556	0.0024	819420	2048551	0.25	0.923
16	41-45	4	1.16E-08	1.34E-15	20	3.58	0.4457	0.0024	891622	2229055	0.25	0.923

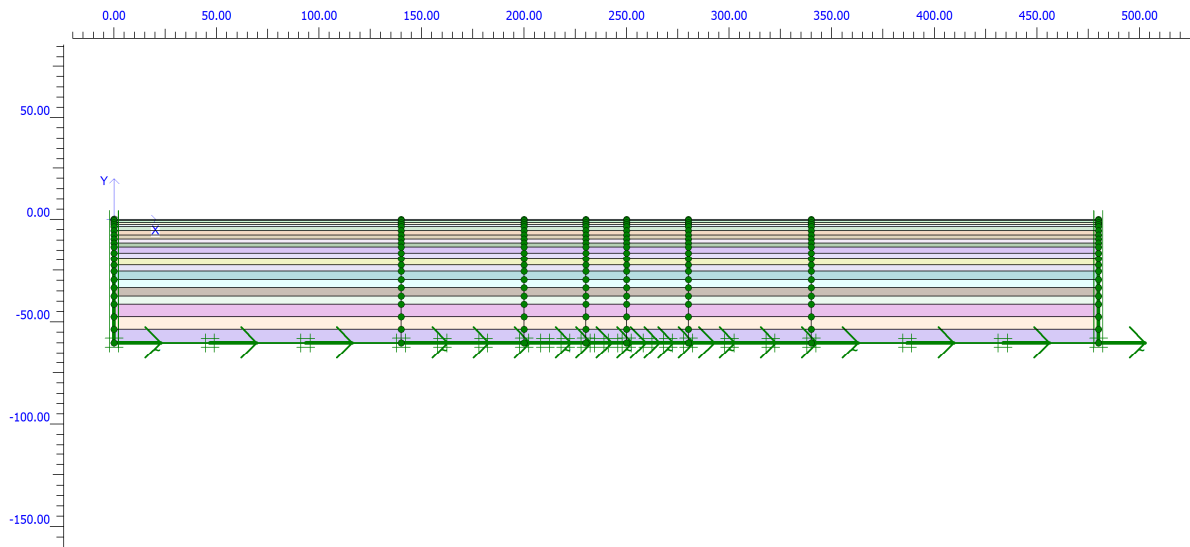


Figura 6.3.2.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

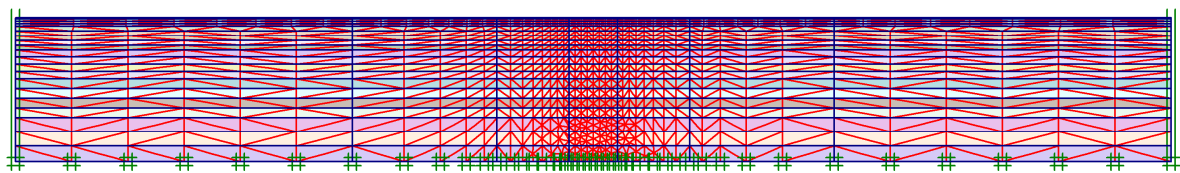


Figura 6.3.2.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

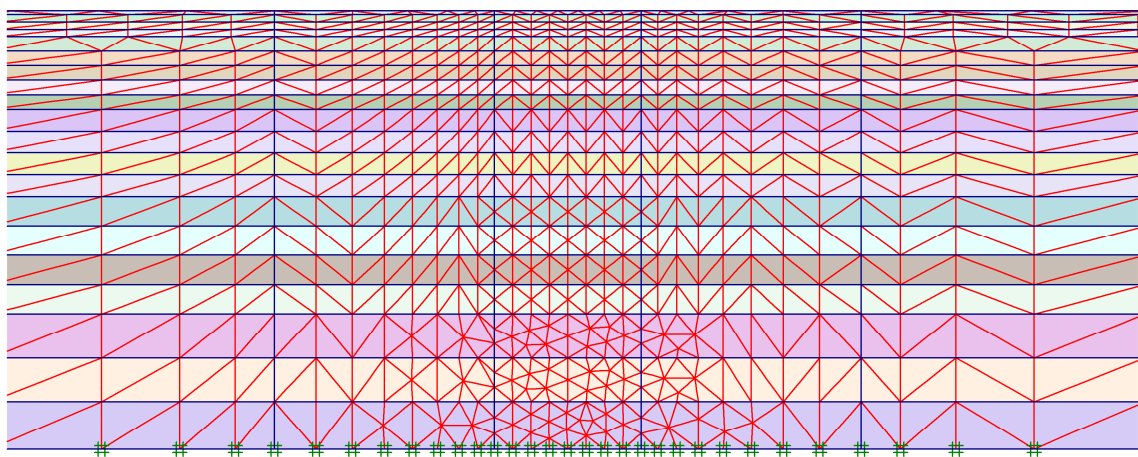


Figura 6.3.2.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

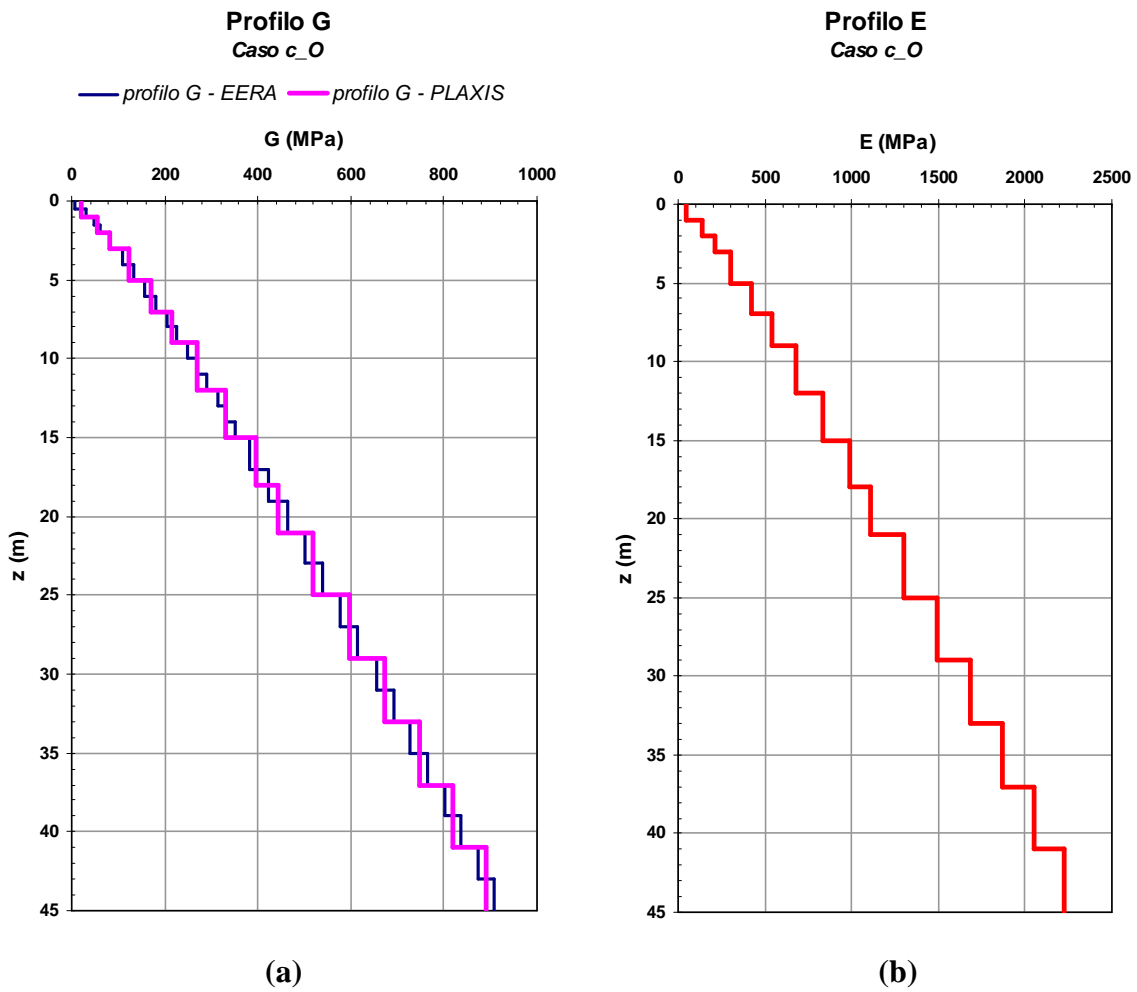


Figura 6.3.2.11 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

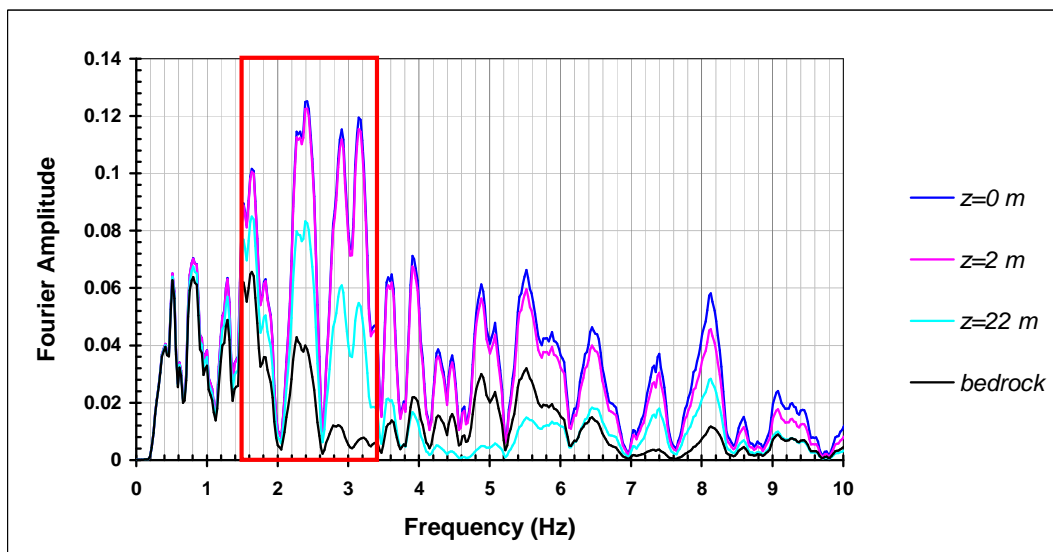
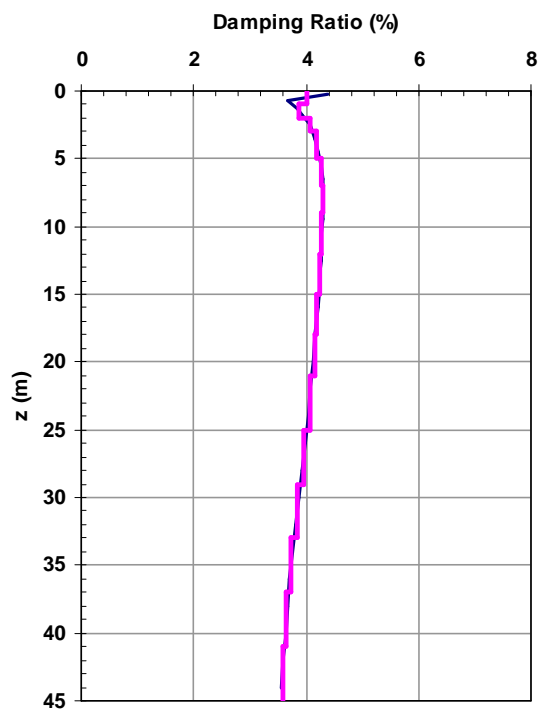


Figura 6.3.2.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.

Profilo Damping Ratio

Caso c_O

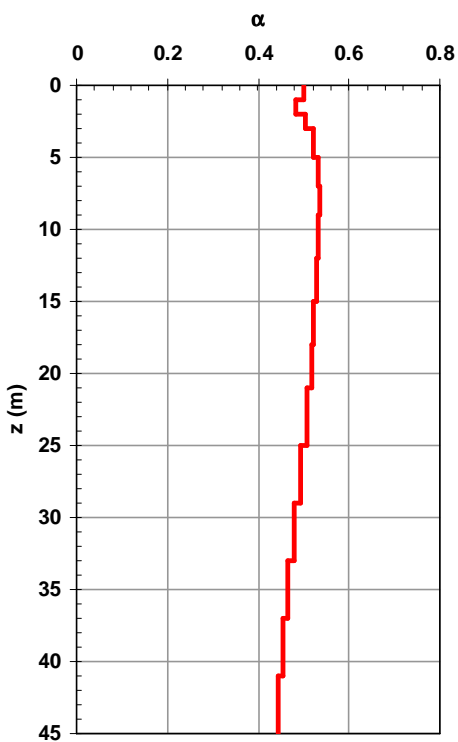
— Damping Ratio - EERA — Damping Ratio - PLAXIS



(a)

Profilo α di Rayleigh

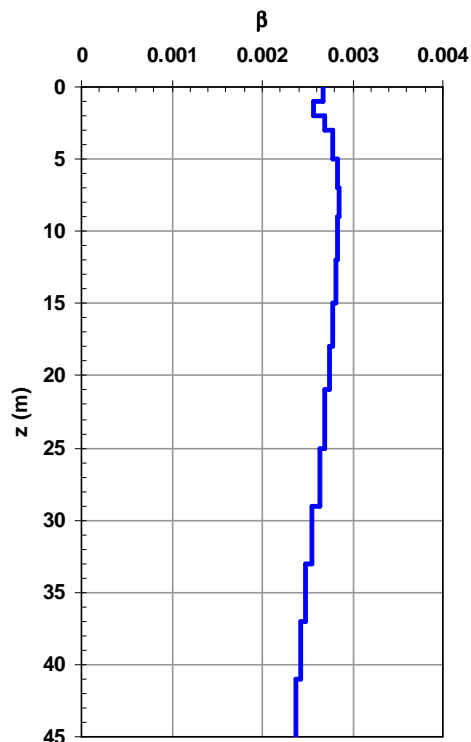
Caso c_O



(b)

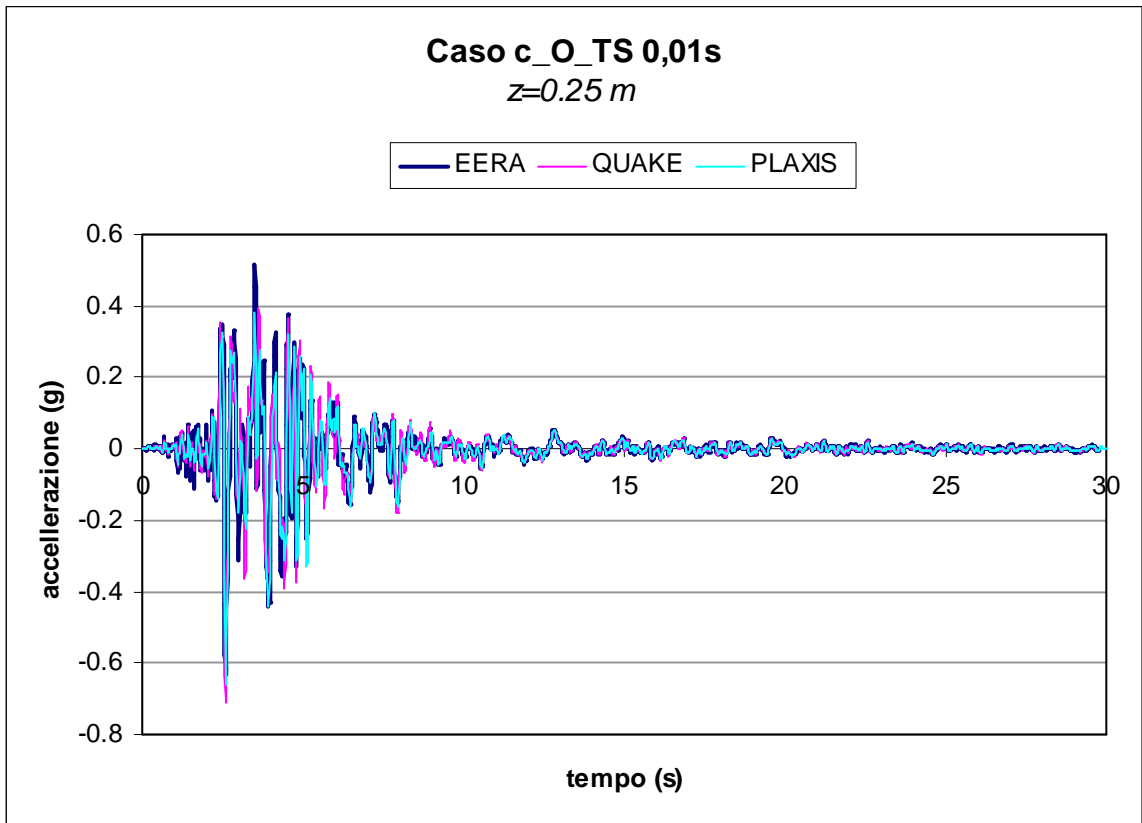
Profilo β di Rayleigh

Caso c_O

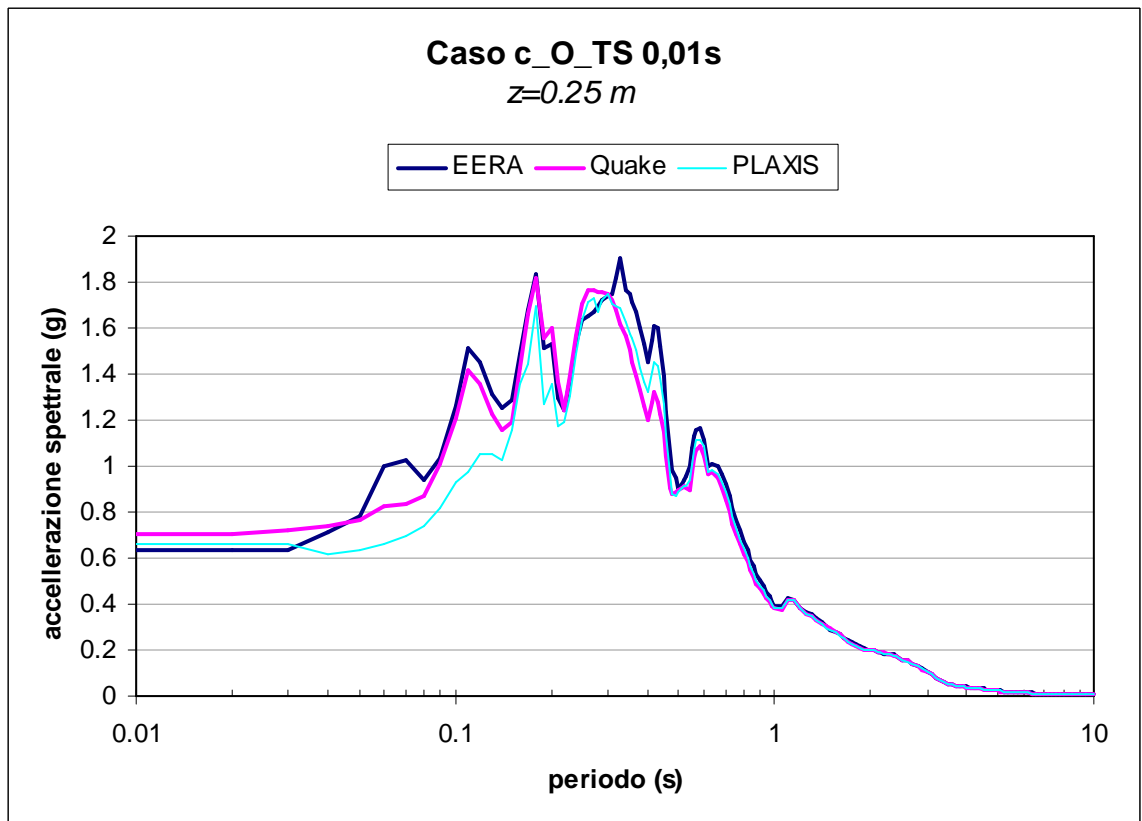


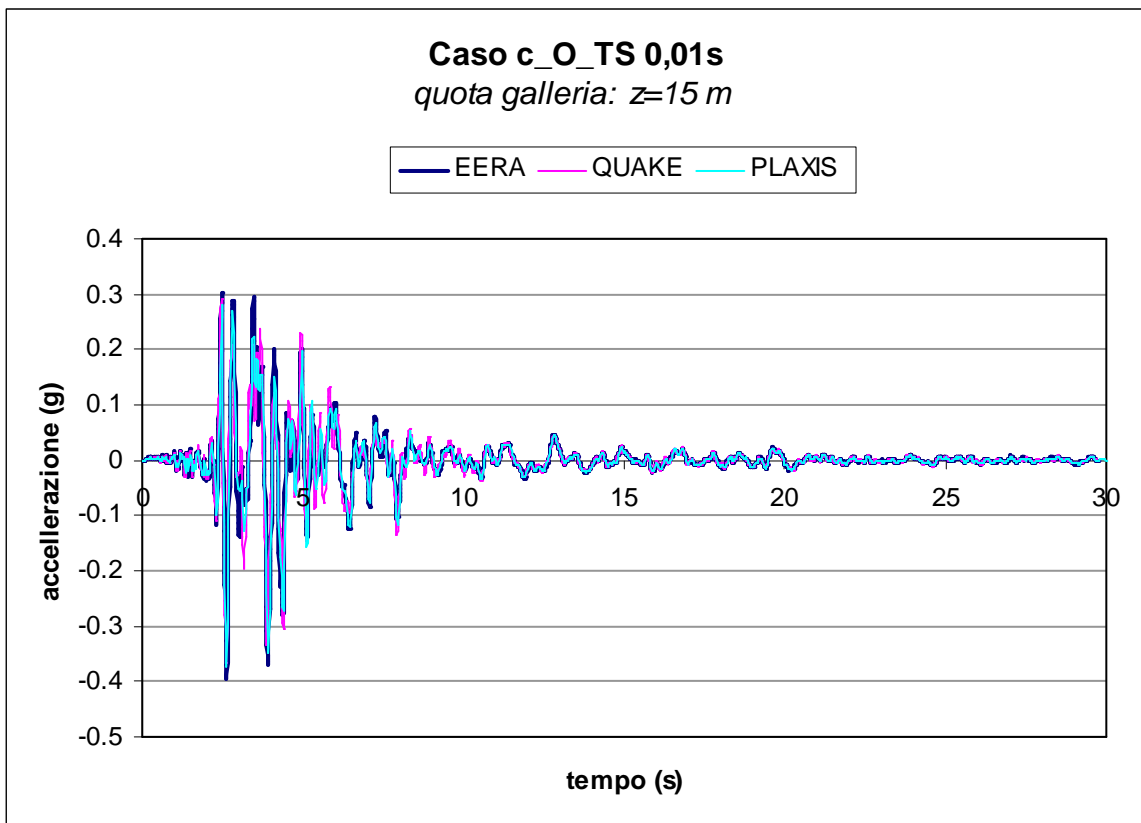
(c)

Figura 6.3.2.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

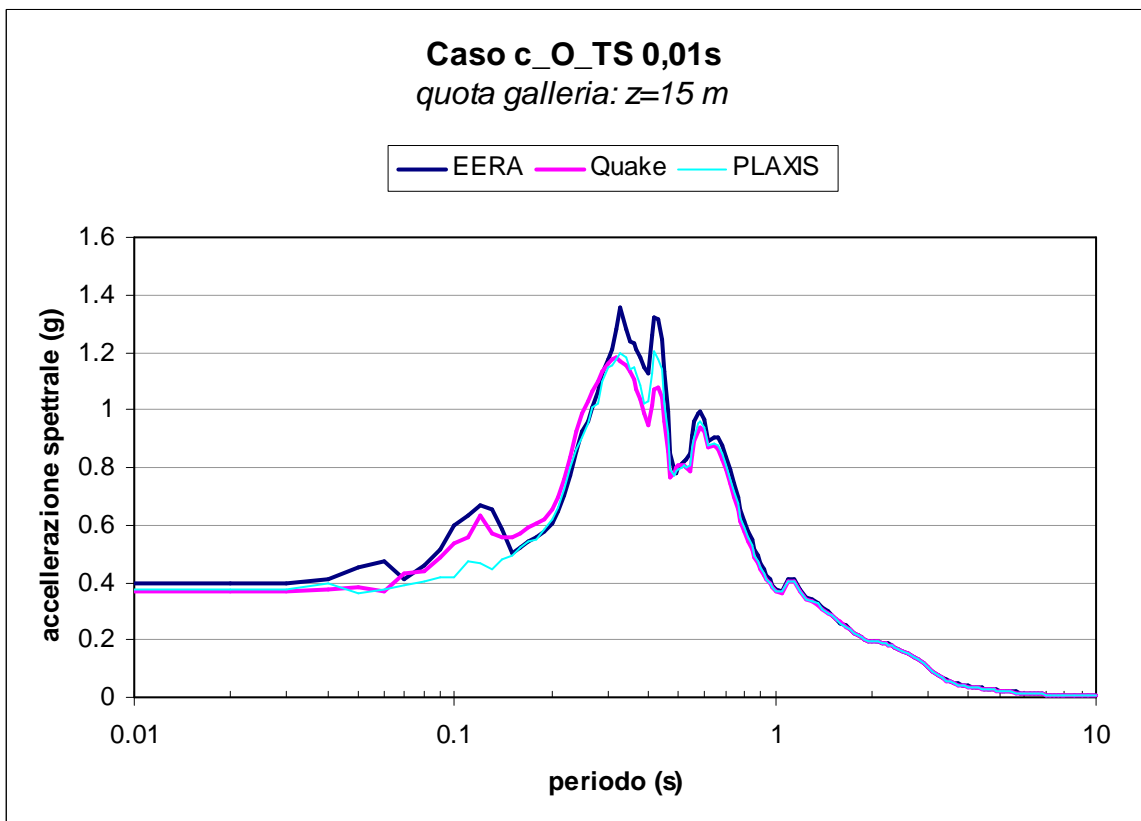


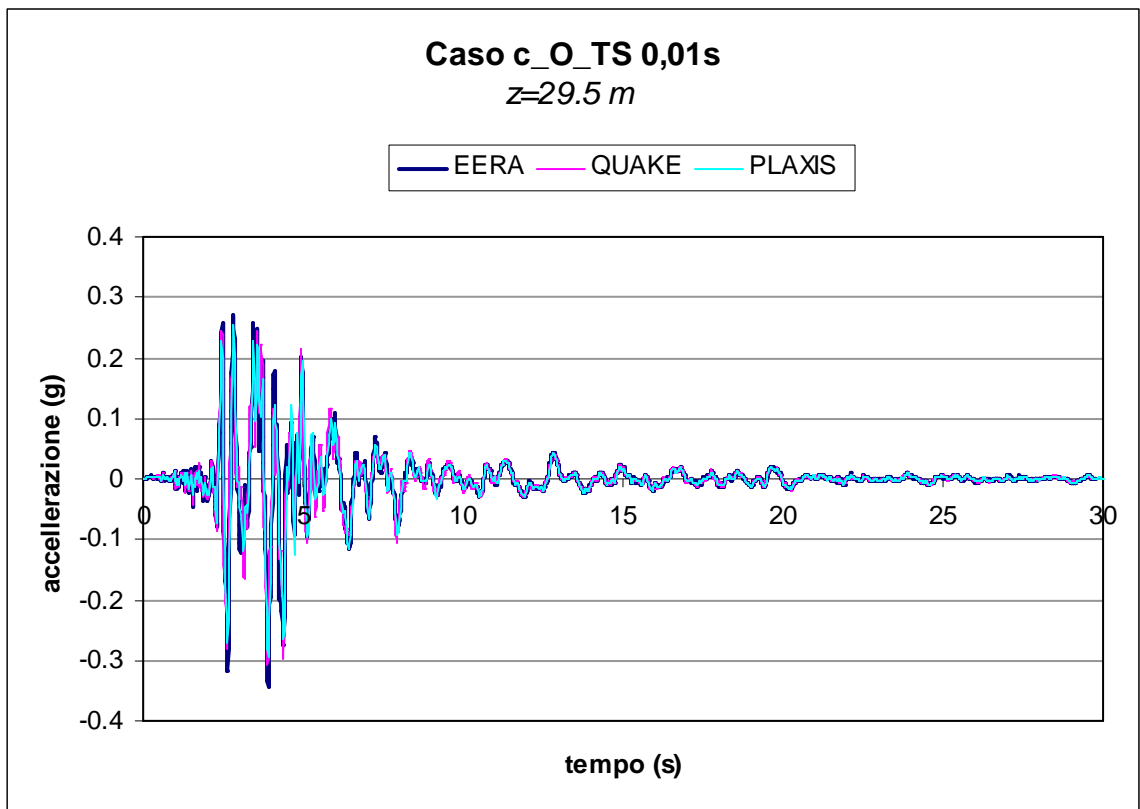
(a)



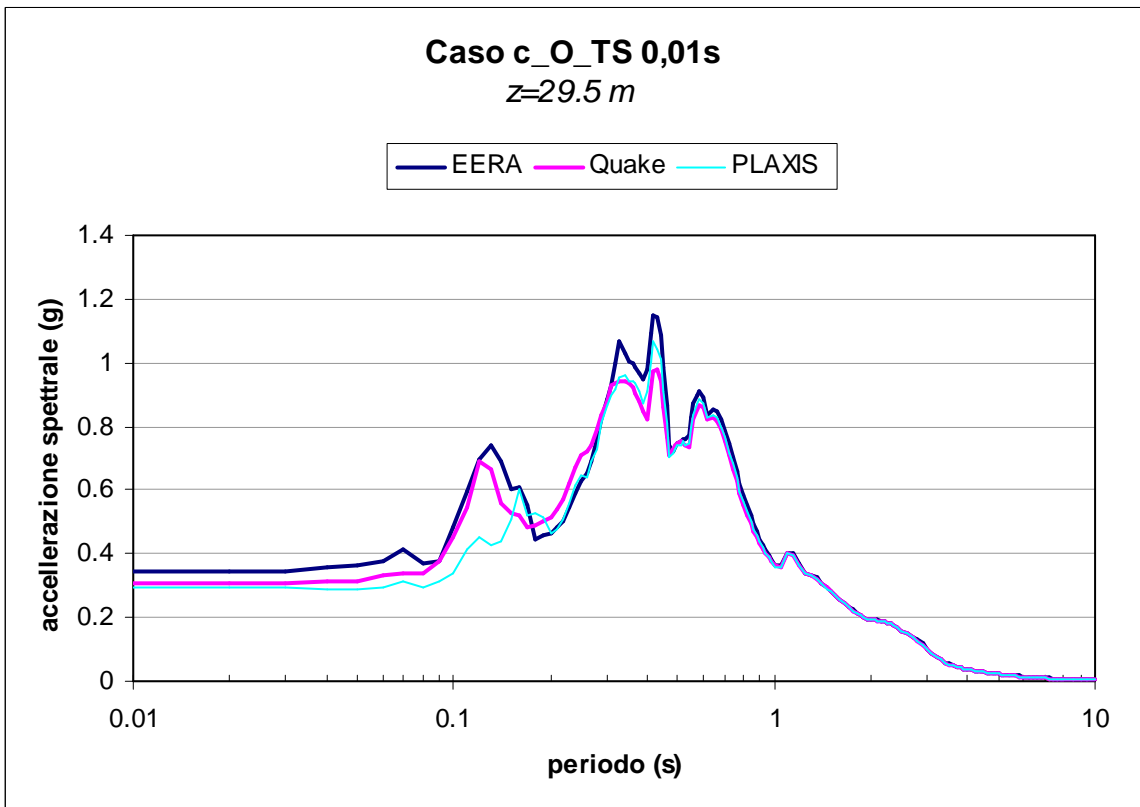


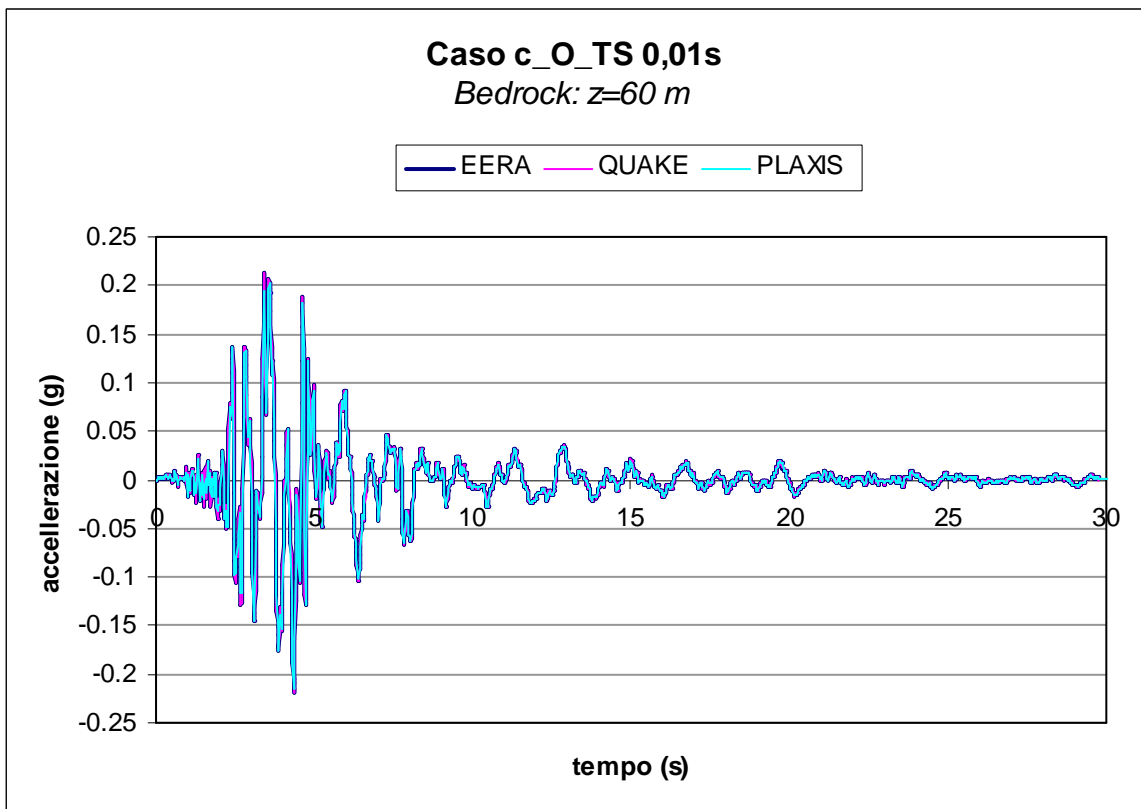
(b)





(c)





(d)

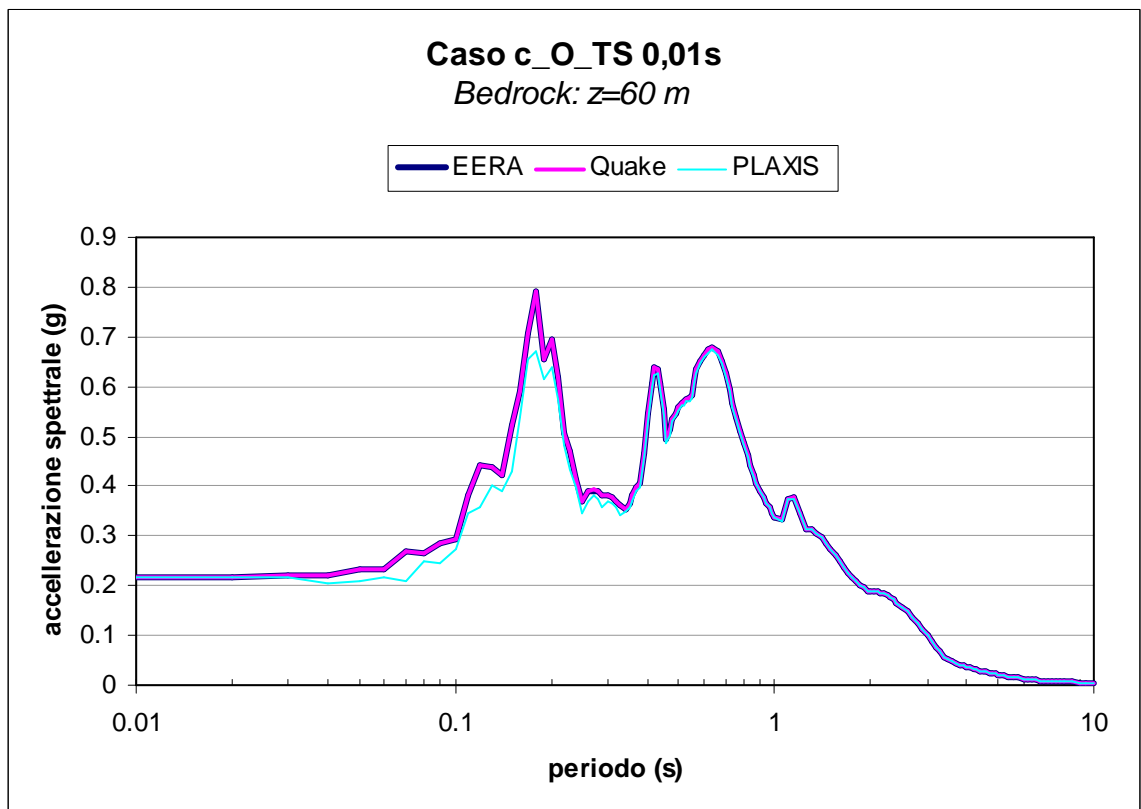
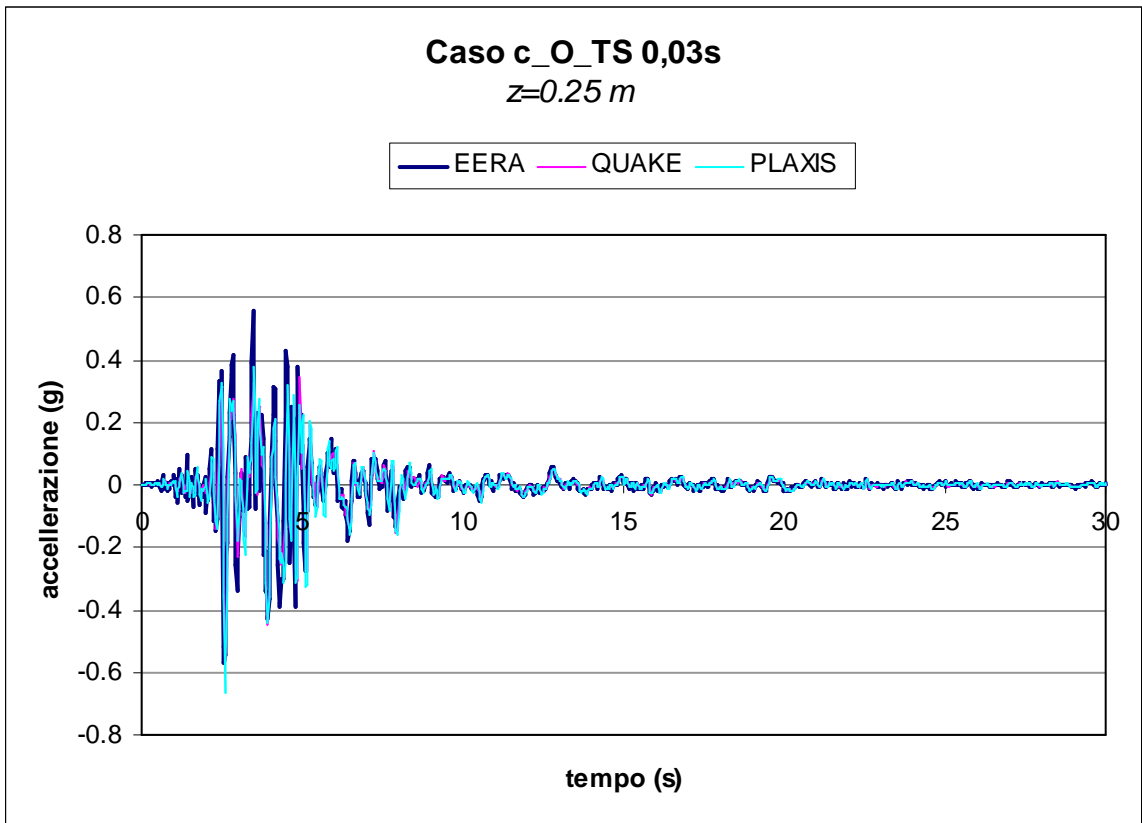
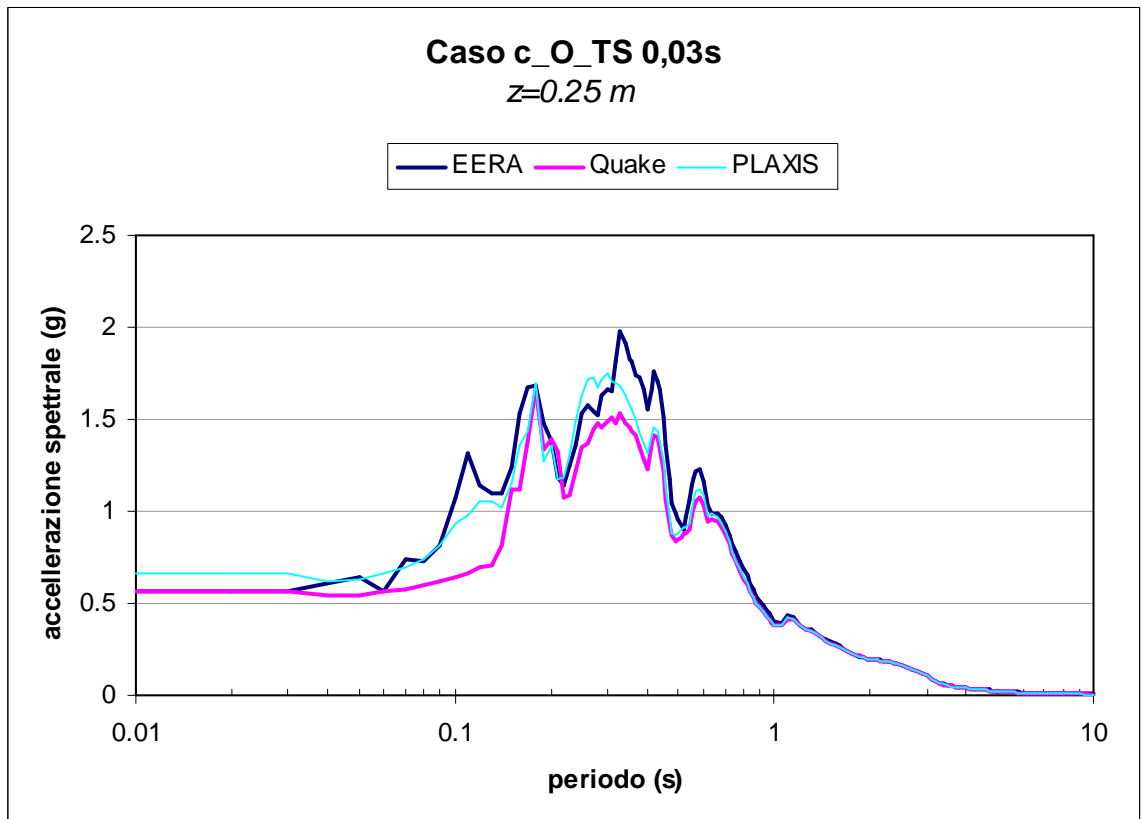
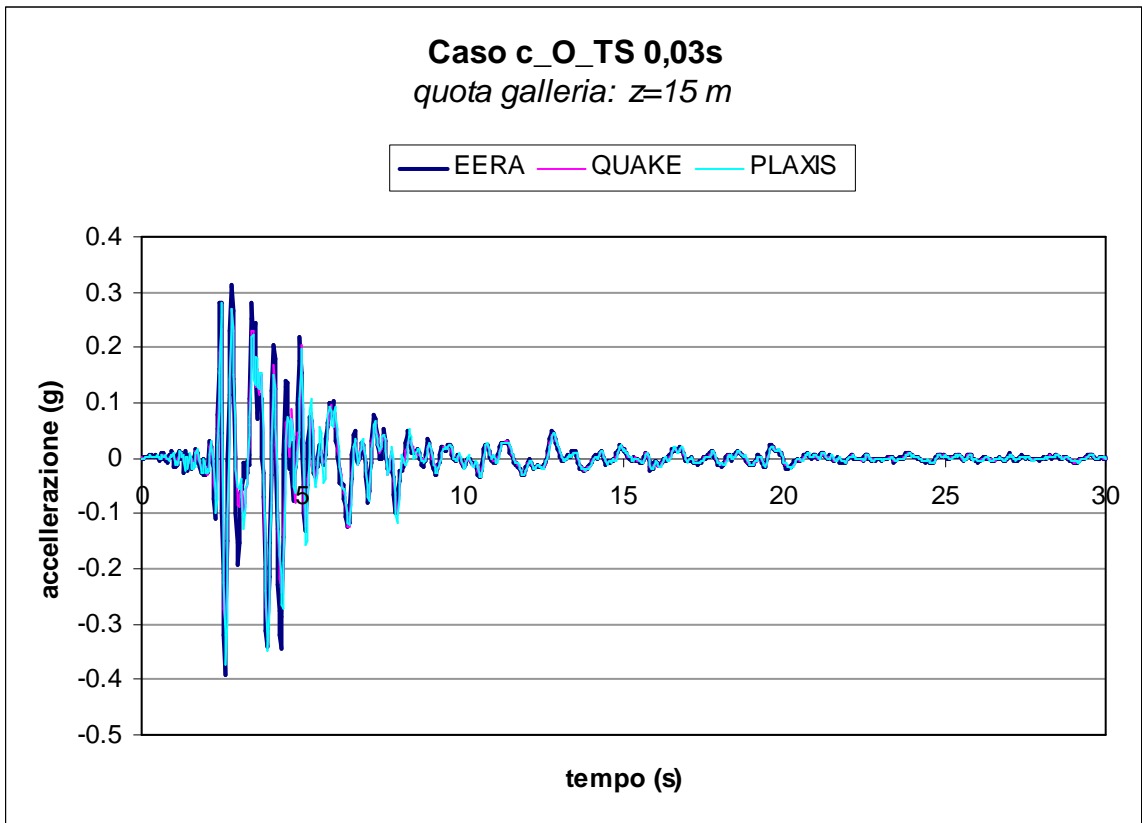


Figura 6.3.2.14 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,01 s.

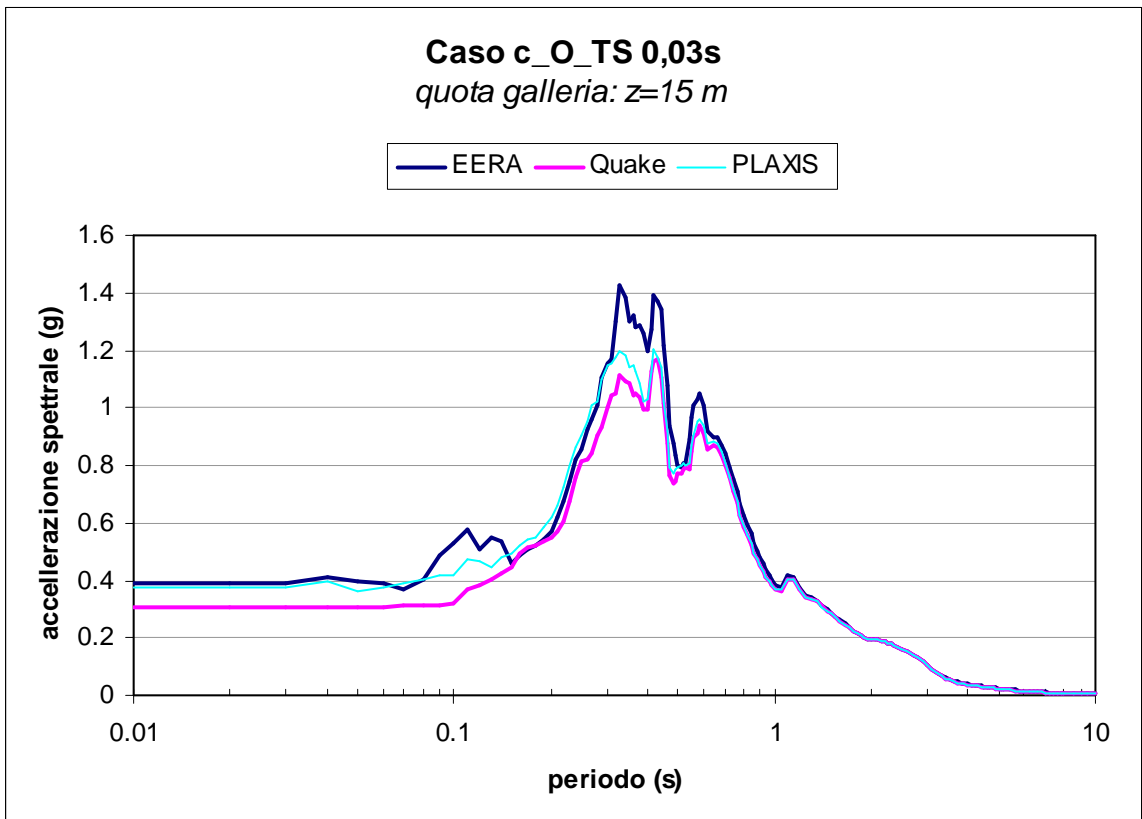


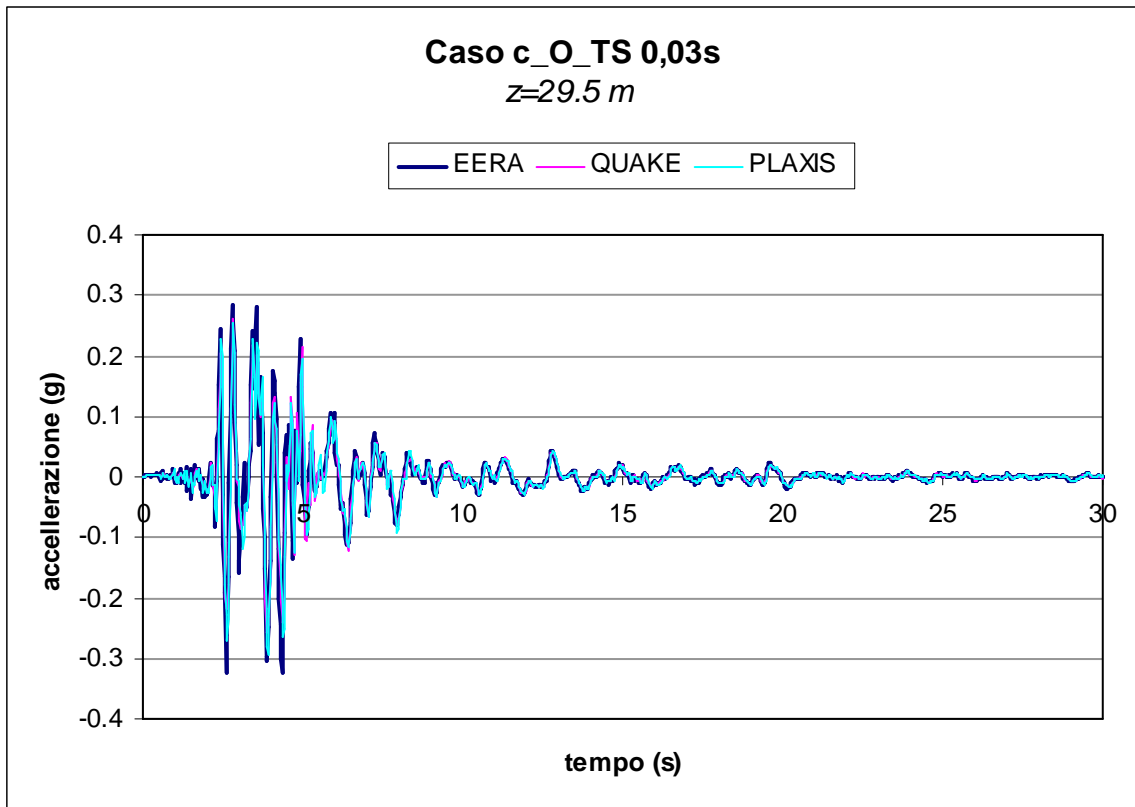
(a)



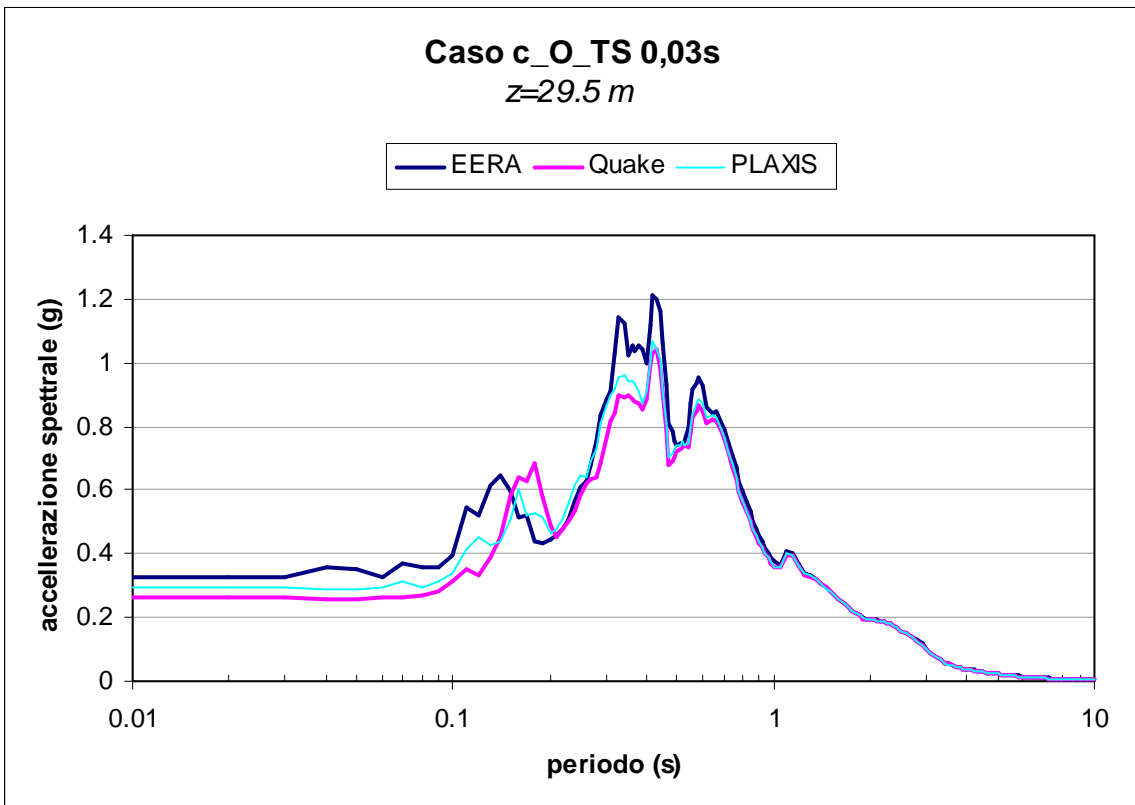


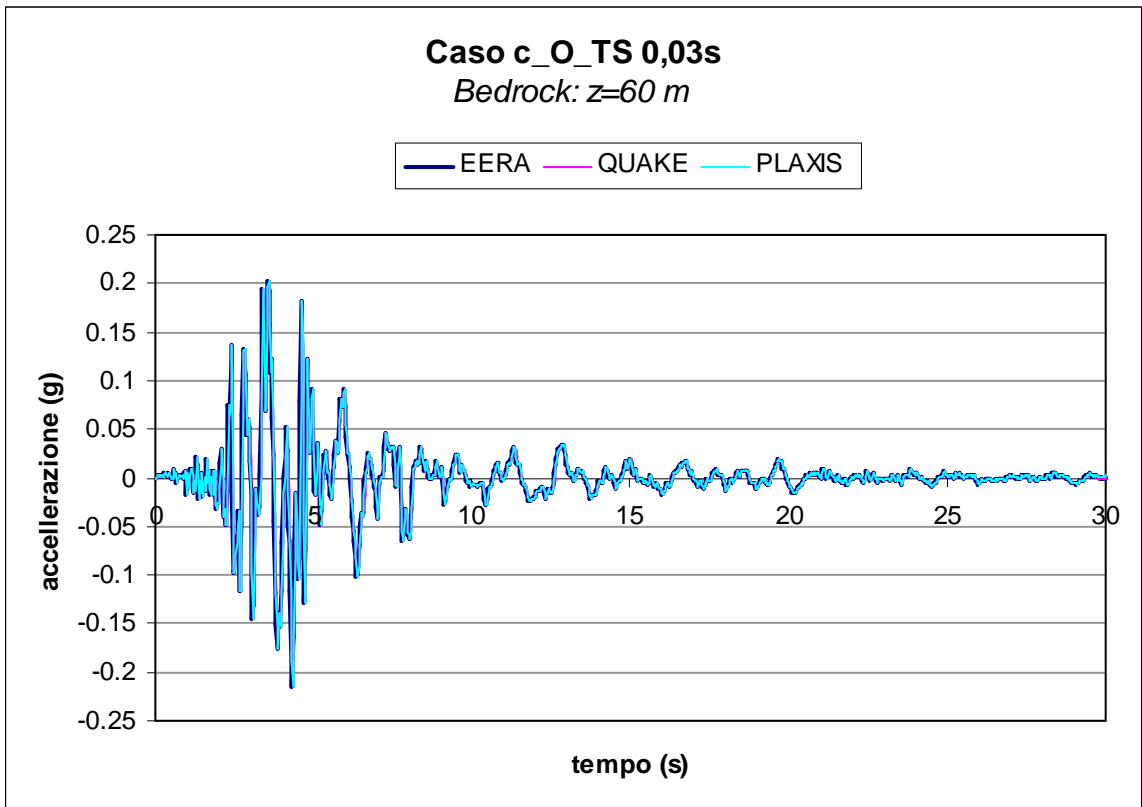
(b)





(c)





(d)

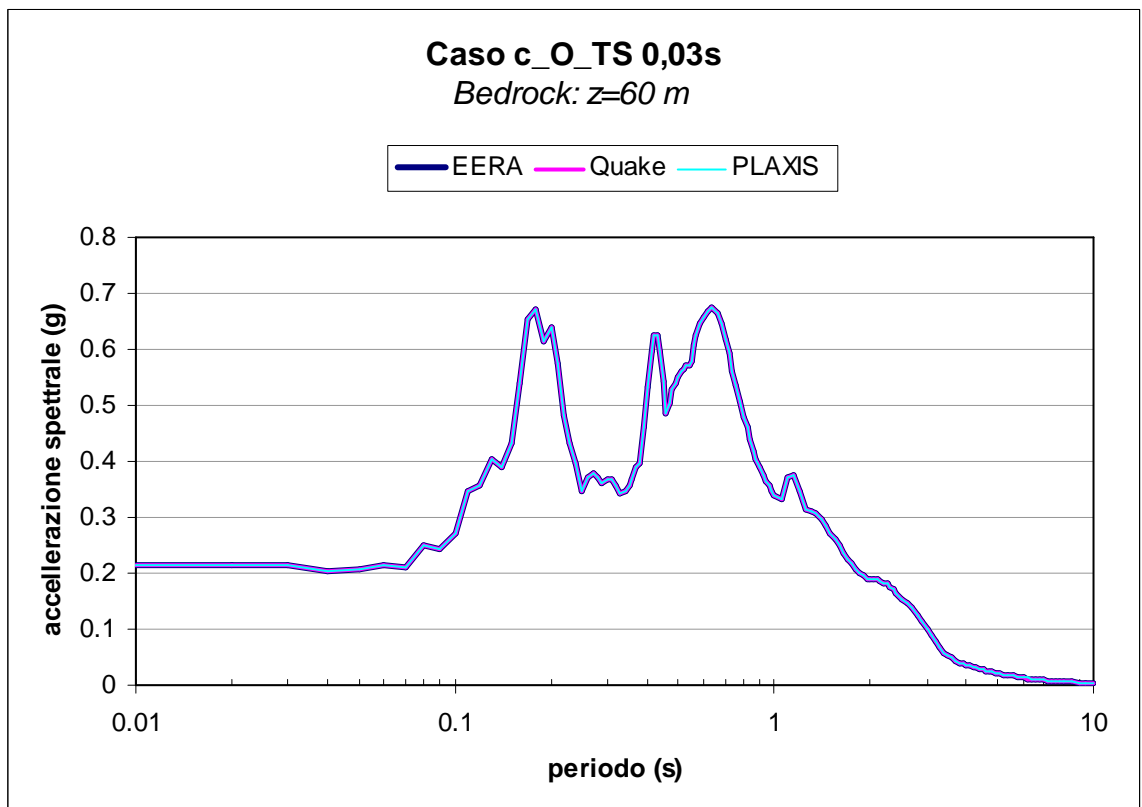


Figura 6.3.2.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

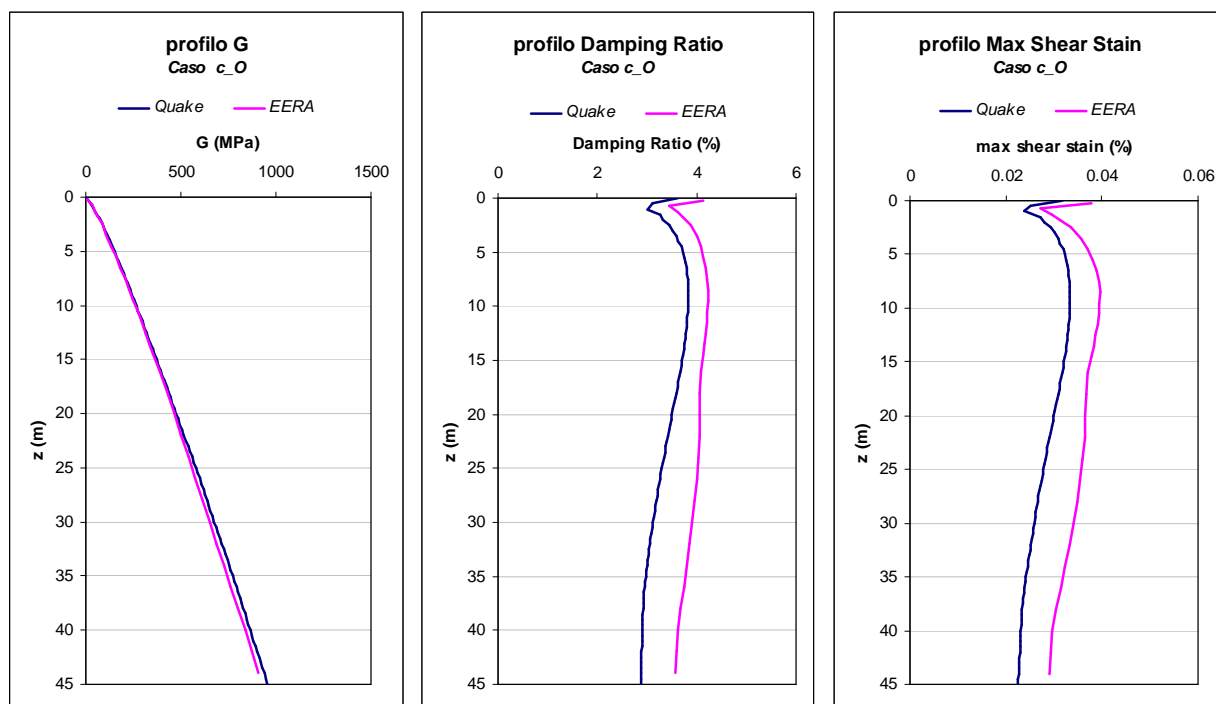


Figura 6.3.2.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici $EERA$ e $QUAKE/W$.

6.4 Analisi di Risposta Sismica Locale - caso d

Si è considerato un deposito orizzontale omogeneo e seminfinito di terreno **tipo 2 di potenza pari a 45 m poggiate su basamento roccioso orizzontale** ($V_S > 800$ m/s) ed investito da onde sismiche che si propagano in direzione verticale, Figura 6.4.1;

Le proprietà fisico-meccaniche, lo stato tensionale iniziale e il profilo della rigidezza a taglio iniziale con la profondità sono state indicate nel §4.3.1;

Occorre far notare che il valore del coefficiente di Poisson pari a 0.375 è stato utilizzato esclusivamente al fine di generare lo stato tensionale iniziale nel codice di calcolo $QUAKE/W$; infatti in tale codice di calcolo lo stato tensionale iniziale deve essere ricavato preliminarmente ed in funzione del coefficiente di Poisson ν' . Tale valore è inusuale per i terreni, poiché esso varia tra 0.2 e 0.3. In realtà per le analisi è stato utilizzato un valore pari a $\nu' = 0.25$. Il valore di $\nu' = 0.375$, utile per generare lo stesso stato tensionale iniziale in $QUAKE/W$, è stato determinato in modo da poter ottenere il valore del coefficiente di spinta a riposo desiderato, utilizzando la relazione $K_0 = \nu' / (1 - \nu')$.

In Figura 6.4.2 si riportano le curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio che sono state utilizzate per caratterizzare il comportamento dinamico

del materiale oggetto di analisi; esse sono state valutate con riferimento ai risultati tipici della letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per indice di plasticità pari a $I_p = 44$.

Per quanto concerne l'accelerogramma selezionato per lo studio della risposta sismica locale sono state fatte due ipotesi:

caso d_B)

l'accelerogramma selezionato è direttamente applicato al tetto della formazione rocciosa di base (*bedrock*), Figura 6.4.3;

caso d_O)

l'accelerogramma selezionato è applicato in corrispondenza dell'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*), Figura 6.4.4.

caso d)

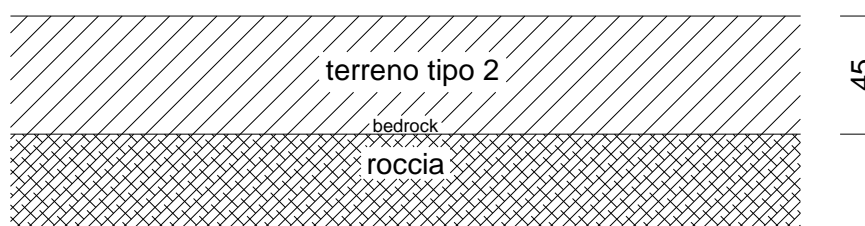


Figura 6.4.1 - Caso ideale analizzato per lo studio della RSL.

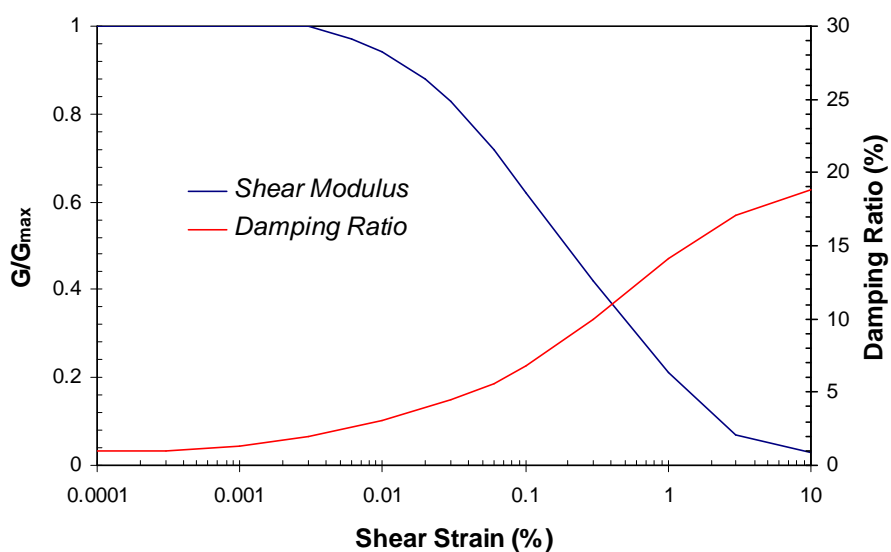


Figura 6.4.4 - Curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, utilizzate per il terreno tipo 2.

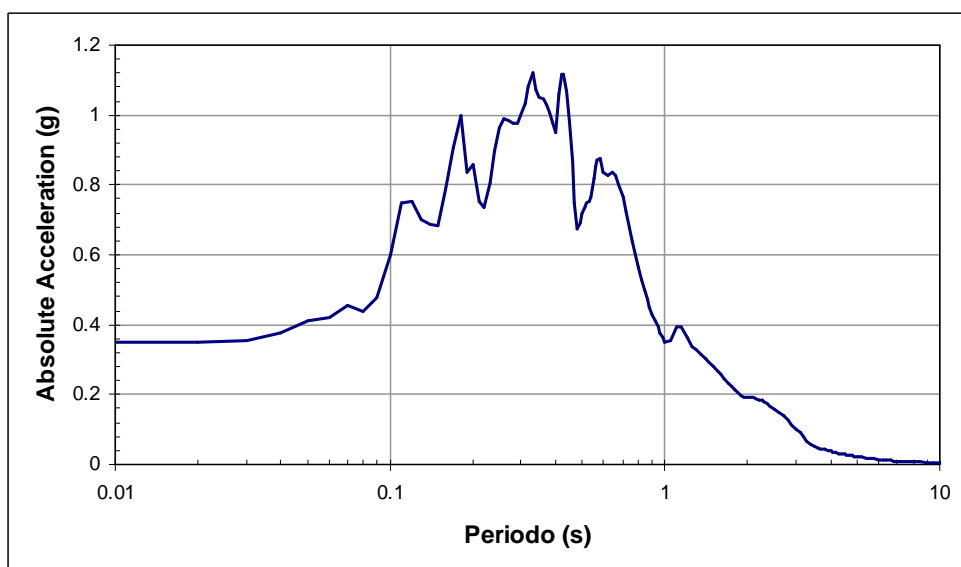
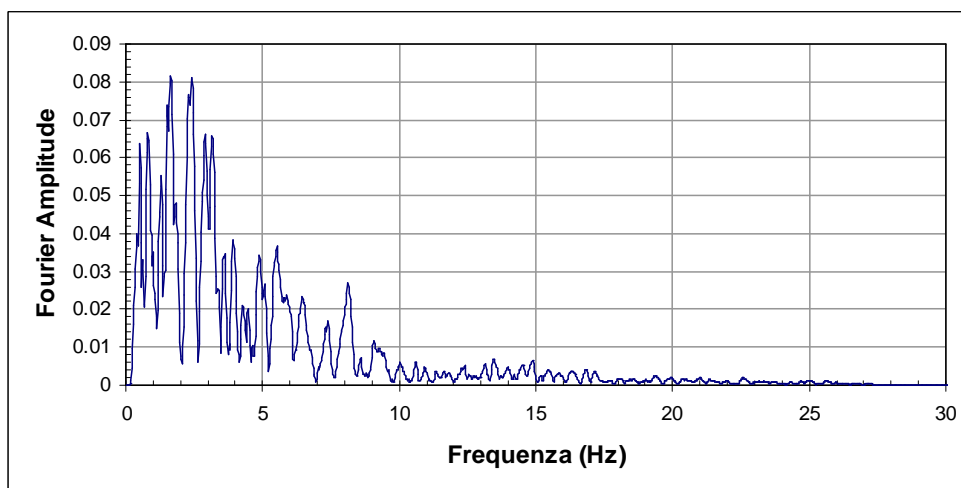
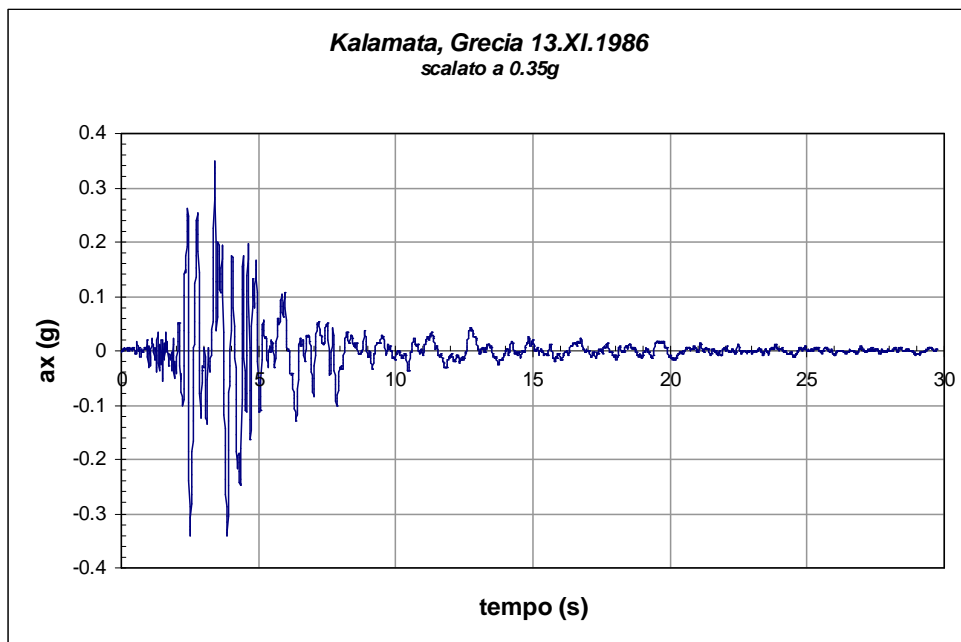


Figura 6.4.3 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986 e scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g.

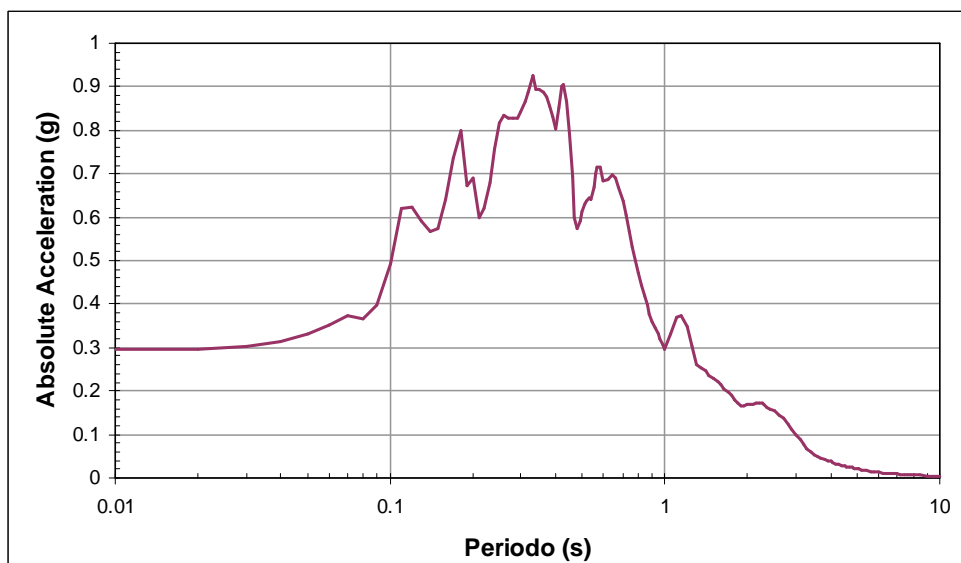
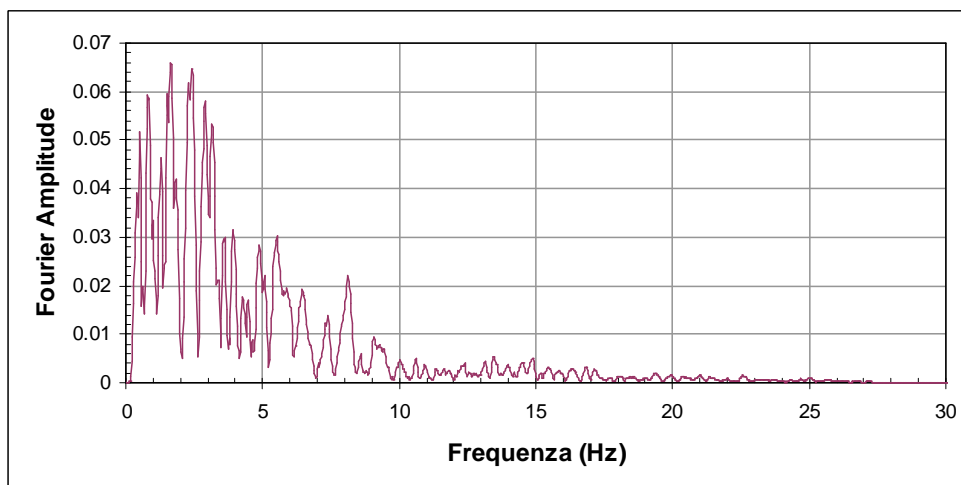
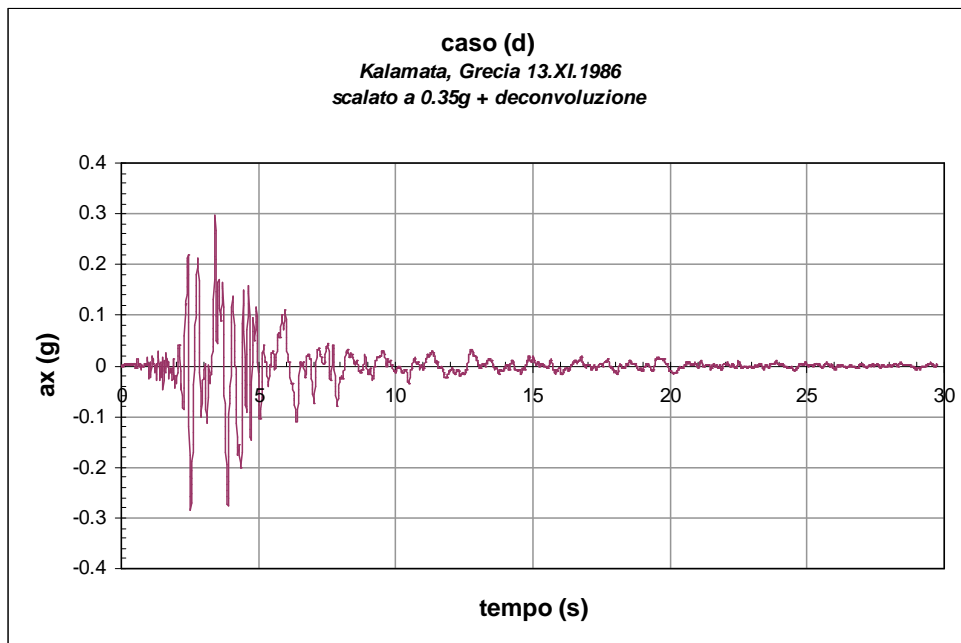


Figura 6.4.4 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g e sottoposto a deconvoluzione.

6.4.1 caso d B

ANALISI EERA

La Figura 6.4.1.1 mostra il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 6.4.1.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_P=44\%$.

L'accelerogramma è applicato in corrispondenza della formazione rocciosa di base (*bedrock*). Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma al *bedrock* adottato è quello indicato in Figura 6.4.3.

Le Figure 6.4.1.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.35 g si mantiene all'incirca costante lungo tutto il percorso effettuato dalle onde sismiche nel terreno, raggiungendo il valore di 0.32 g alla quota della galleria, mentre per effetto di un valore molto piccolo della rigidezza in superficie, ivi subisce un notevole effetto di amplificazione raggiungendo un valore di 1.39 g. Ciò può essere facilmente giustificabile alla luce della minore rigidezza a taglio che caratterizza il terreno tipo 2 rispetto al terreno tipo 1: infatti per effetto della minore rigidezza, il livello di deformazione di taglio mobilitato durante il sisma, in media pari a 0.74%, e il corrispondente smorzamento mobilitato, in media pari a 10.2%, sono maggiori dei corrispondenti valori raggiunti durante il fenomeno di propagazione nel terreno 1. Ciò spiega il risultato ottenuto nella analisi di risposta sismica monodimensionale.

In Figura 6.4.1.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 6.4.1.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 20, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 2

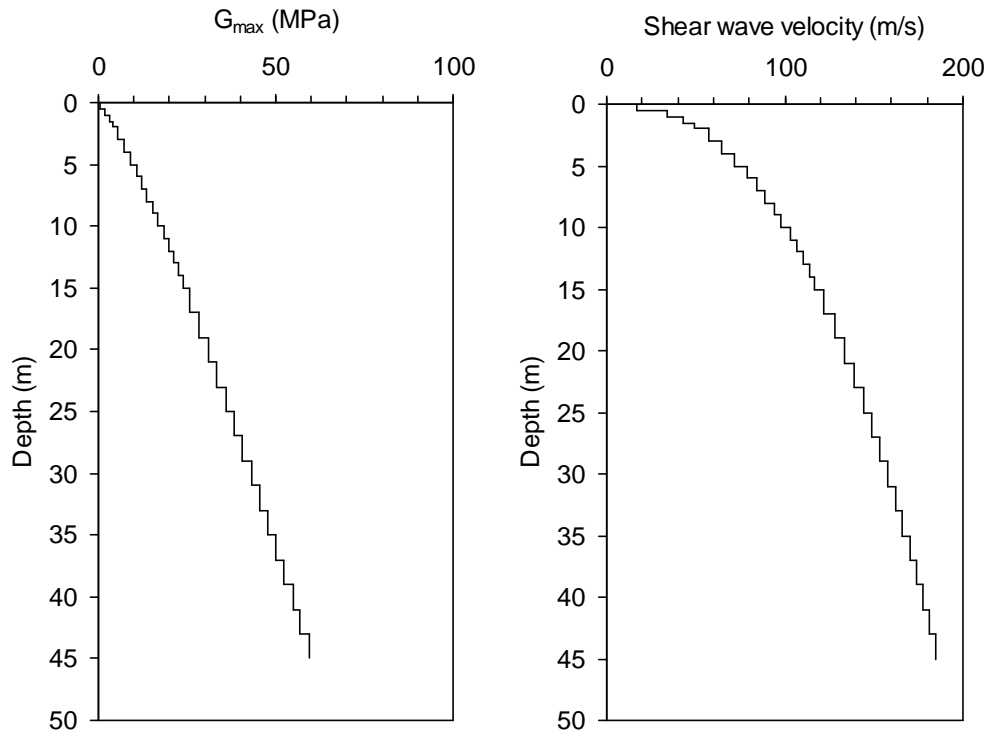


Figura 6.4.1.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_S con la profondità.

Terreno tipo 2

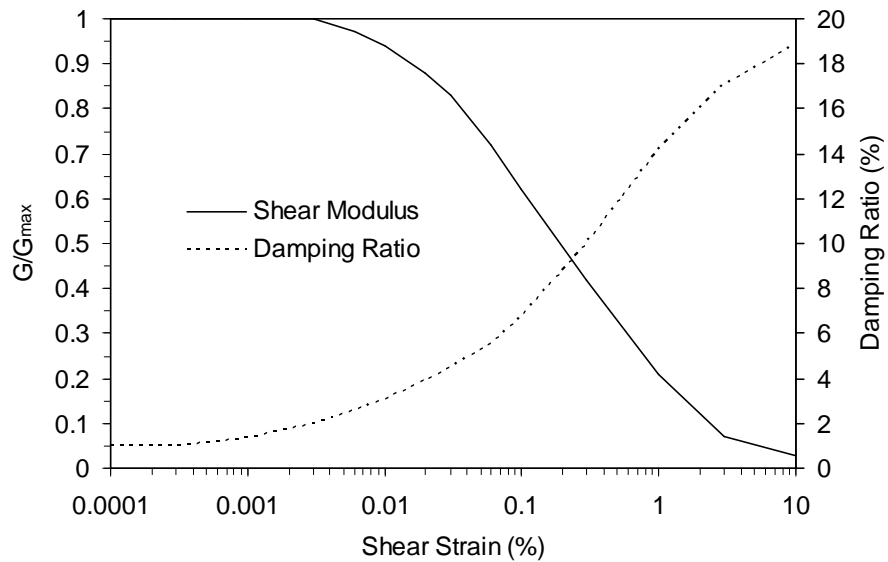


Figura 6.4.1.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

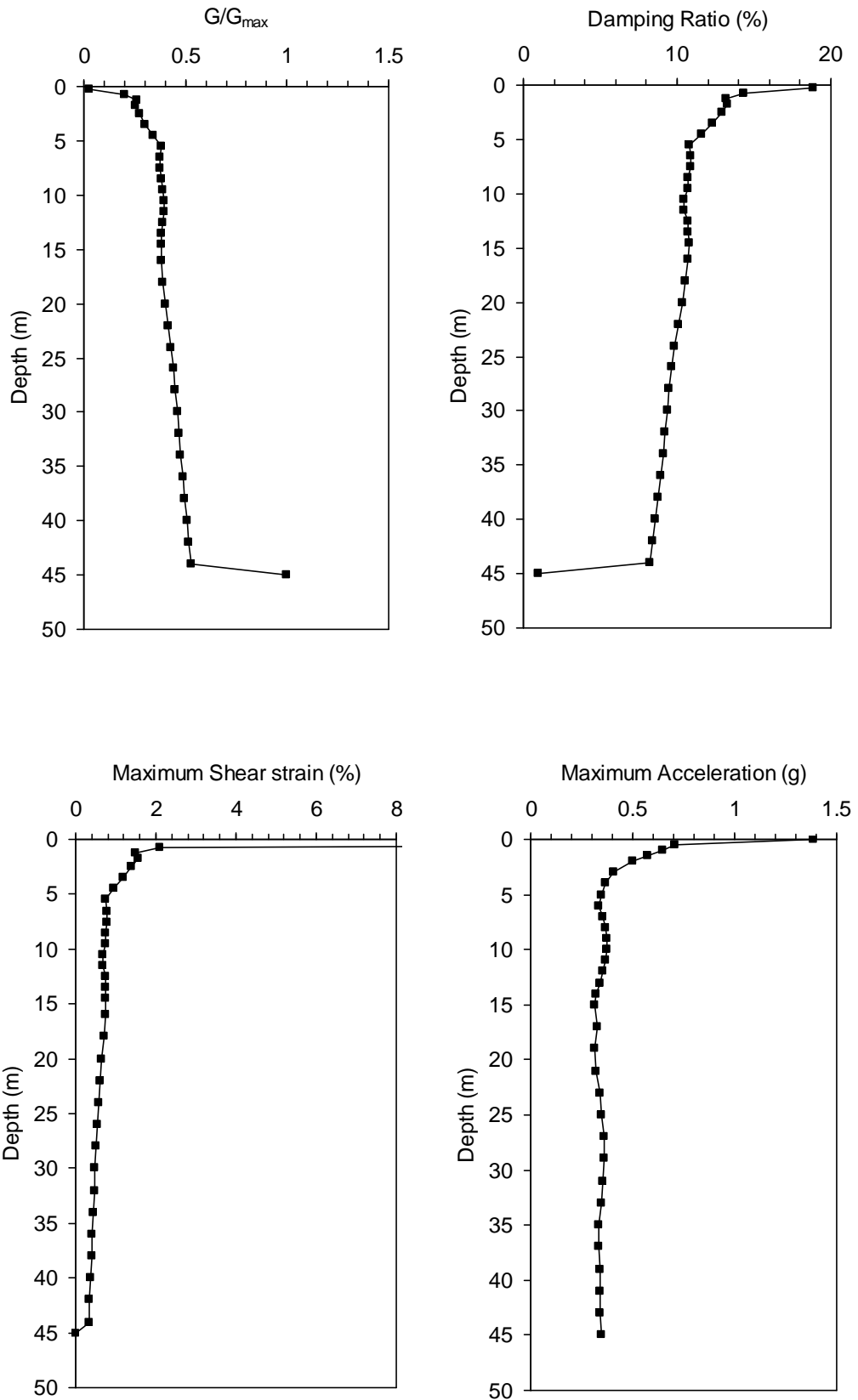


Figura 6.4.1.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

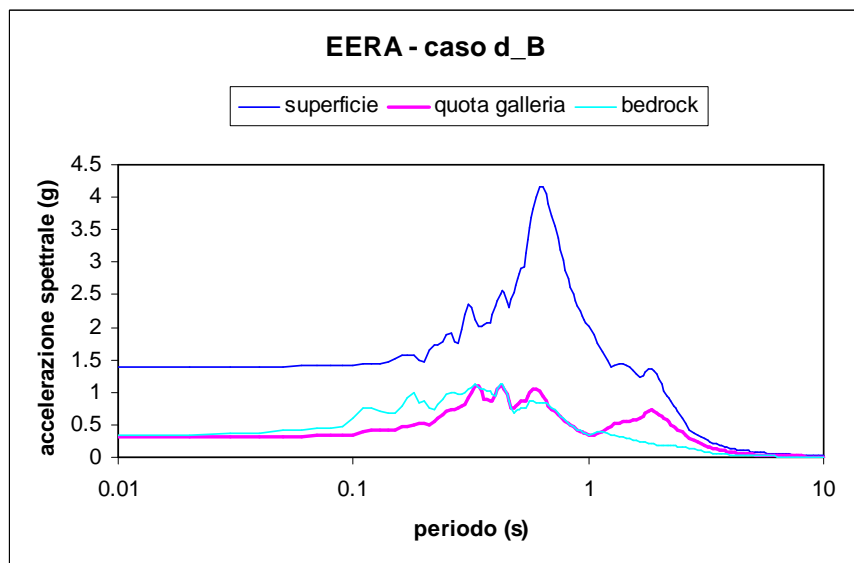
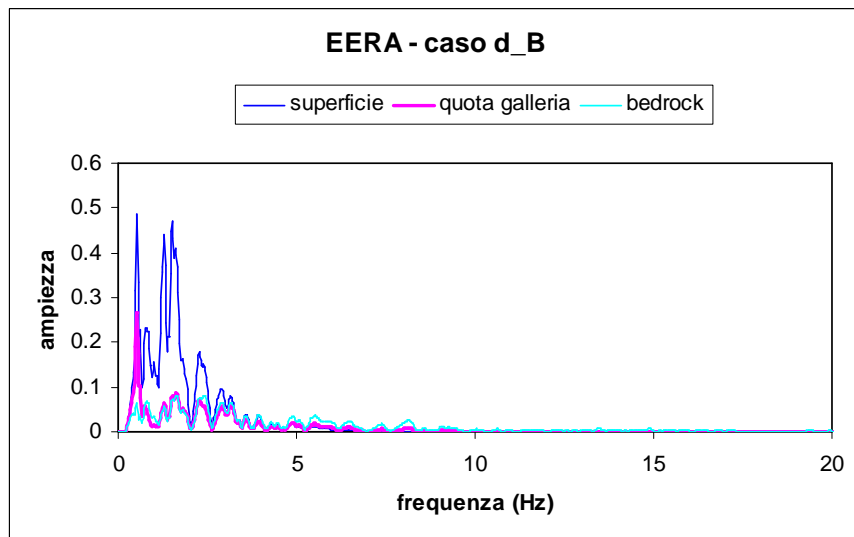
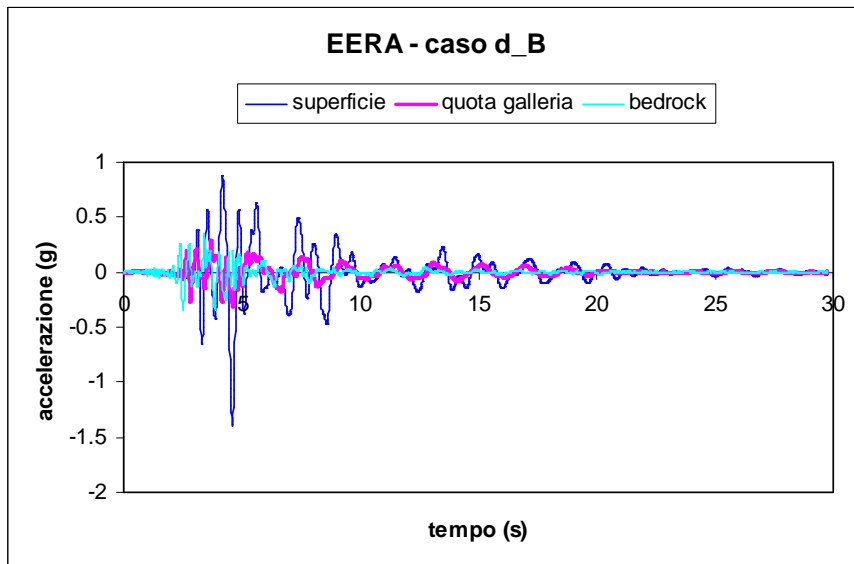


Figura 6.4.1.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

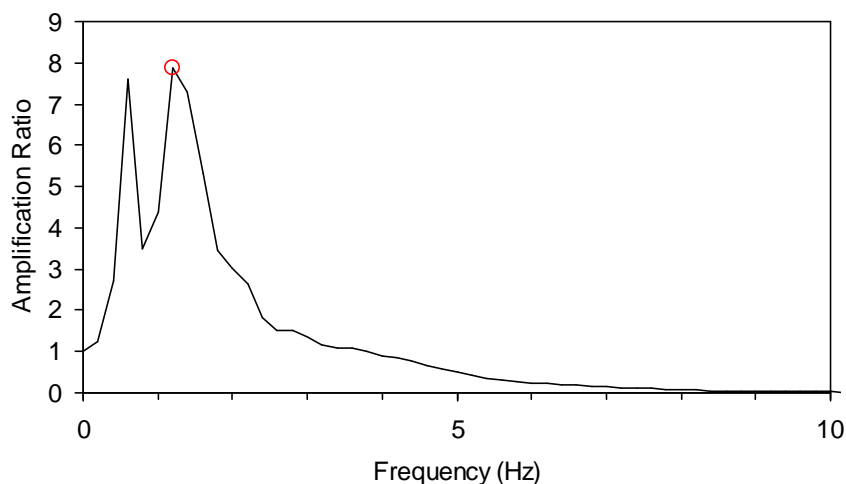


Figura 6.4.1.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 4.3.1.2;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.4.1.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.4.1.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=1\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in EERA.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.4.1.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 45 m ed è costituito da 90 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 365 nodi. Gli elementi finiti hanno un'altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x = u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.4.3, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma per quanto esposto in precedenza è stato successivamente variato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

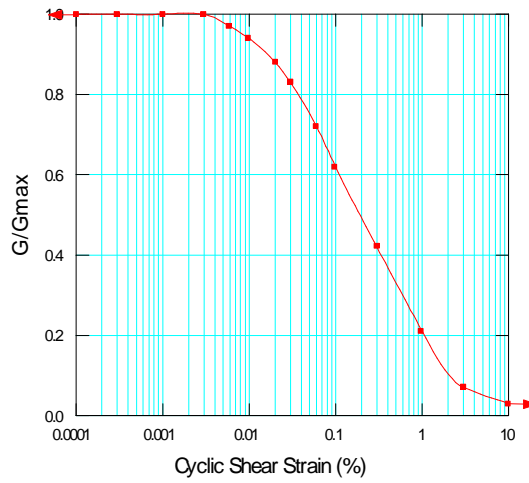
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.4.1.14 e 6.4.1.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.4.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

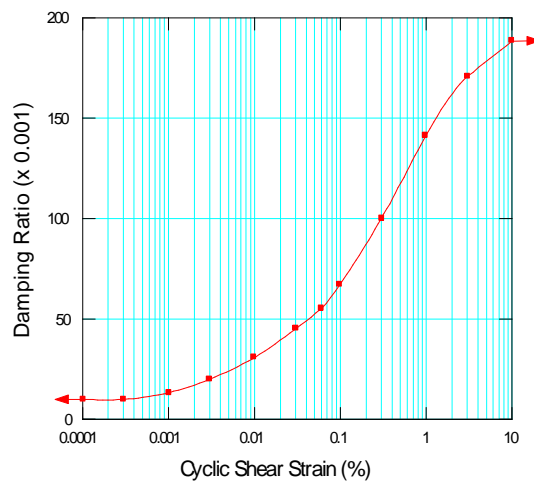
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.4.1.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

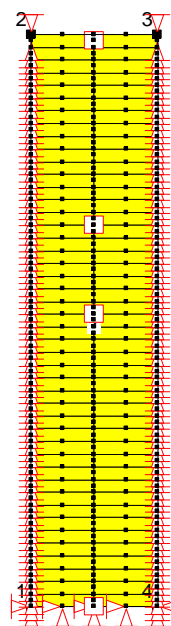


Figura 6.4.1.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 90 elementi e 365 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 6.4.1.8. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.4.1.9 e in dettaglio in Figura 6.4.1.10, è composta da 2374 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 19301 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 2.61 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione:

$$h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 3 m in corrispondenza della base a 0.5m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.4.1.I.

In Figura 6.4.1.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.4.1.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.4.1.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 0.4 Hz e 2.6 Hz, Figura 6.4.1.12, ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.4.3, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stata eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle Figure 6.4.1.14 e 6.4.1.15, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.4.1.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano inoltre i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di default)
- *Over Relaxiation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 6.4.1.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*

materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [cm/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-1	1	17	1.00E-01	1.16E-08	16.57	0.7219	0.0176	211	527	0.25	0.6
2	1-2	1	17	1.00E-01	1.16E-08	13.24	0.5769	0.0141	944	2360	0.25	0.6
3	2-3	1	17	1.00E-01	1.16E-08	12.91	0.5622	0.0137	1541	3853	0.25	0.6
4	3-5	2	17	1.00E-01	1.16E-08	11.98	0.5217	0.0127	2628	6570	0.25	0.6
5	5-7	2	17	1.00E-01	1.16E-08	10.83	0.4717	0.0115	4358	10894	0.25	0.6
6	7-9	2	17	1.00E-01	1.16E-08	10.78	0.4698	0.0114	5526	13816	0.25	0.6
7	9-12	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.54	0.4592	0.0112	7189	17971	0.25	0.6
8	12-15	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.72	0.4669	0.0114	8597	21493	0.25	0.6
9	15-18	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.65	0.4638	0.0113	10298	25745	0.25	0.6
10	18-21	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.44	0.4549	0.0111	11844	29611	0.25	0.6
11	21-25	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.98	0.4348	0.0106	14646	36616	0.25	0.6
12	25-29	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.56	0.4167	0.0101	17660	44149	0.25	0.6
13	29-33	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.29	0.4047	0.0099	20577	51442	0.25	0.6
14	33-37	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.01	0.3927	0.0096	23519	58799	0.25	0.6
15	37-41	4	17	1.00E-01	1.16E-08	8.66	0.3772	0.0092	26988	67469	0.25	0.6
16	41-45	4	17	1.00E-01	1.16E-08	8.32	0.3624	0.0088	30391	75979	0.25	0.6

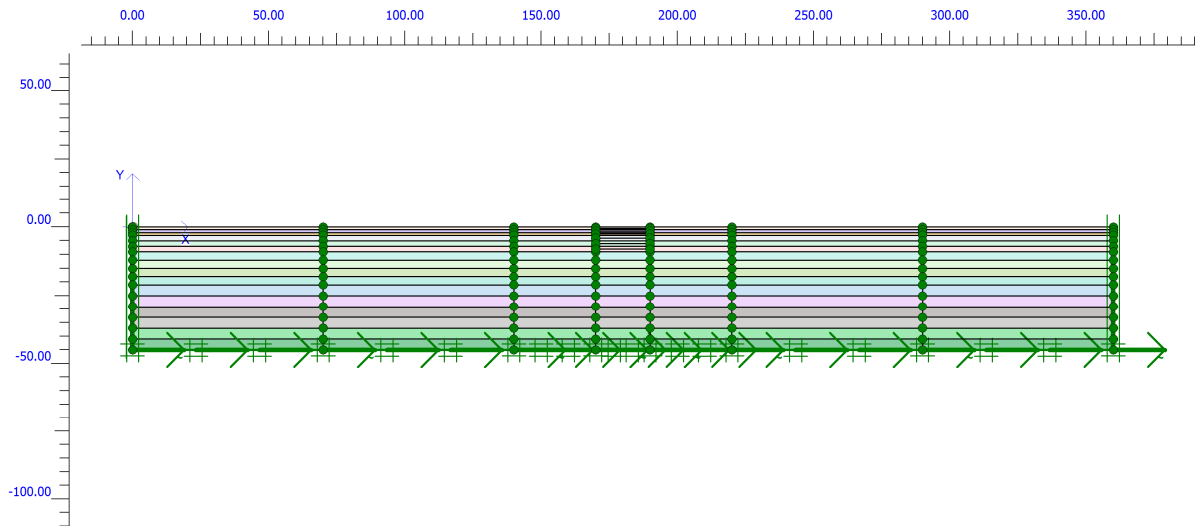


Figura 6.4.1.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

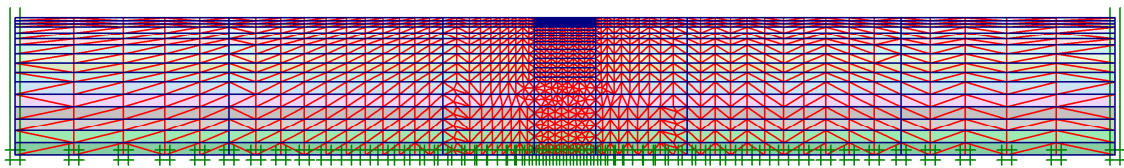


Figura 6.4.1.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

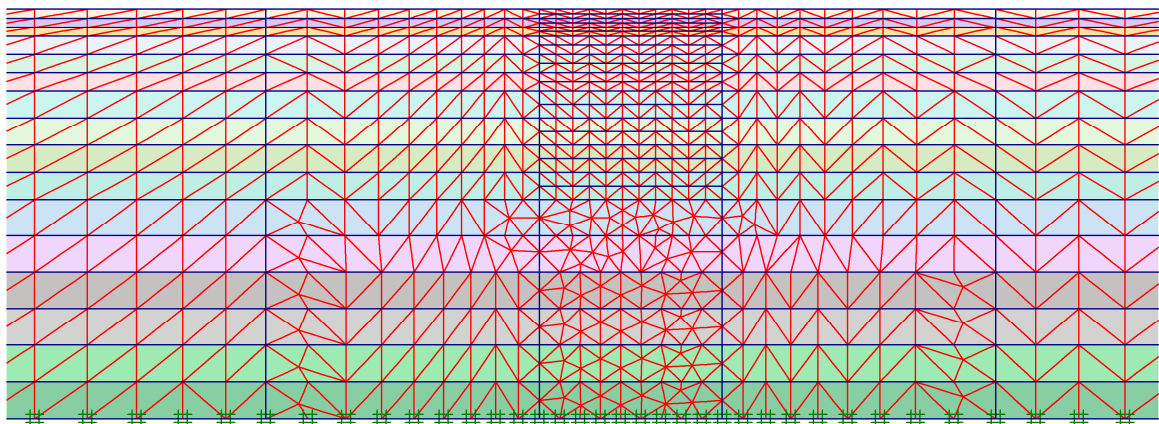


Figura 6.4.1.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

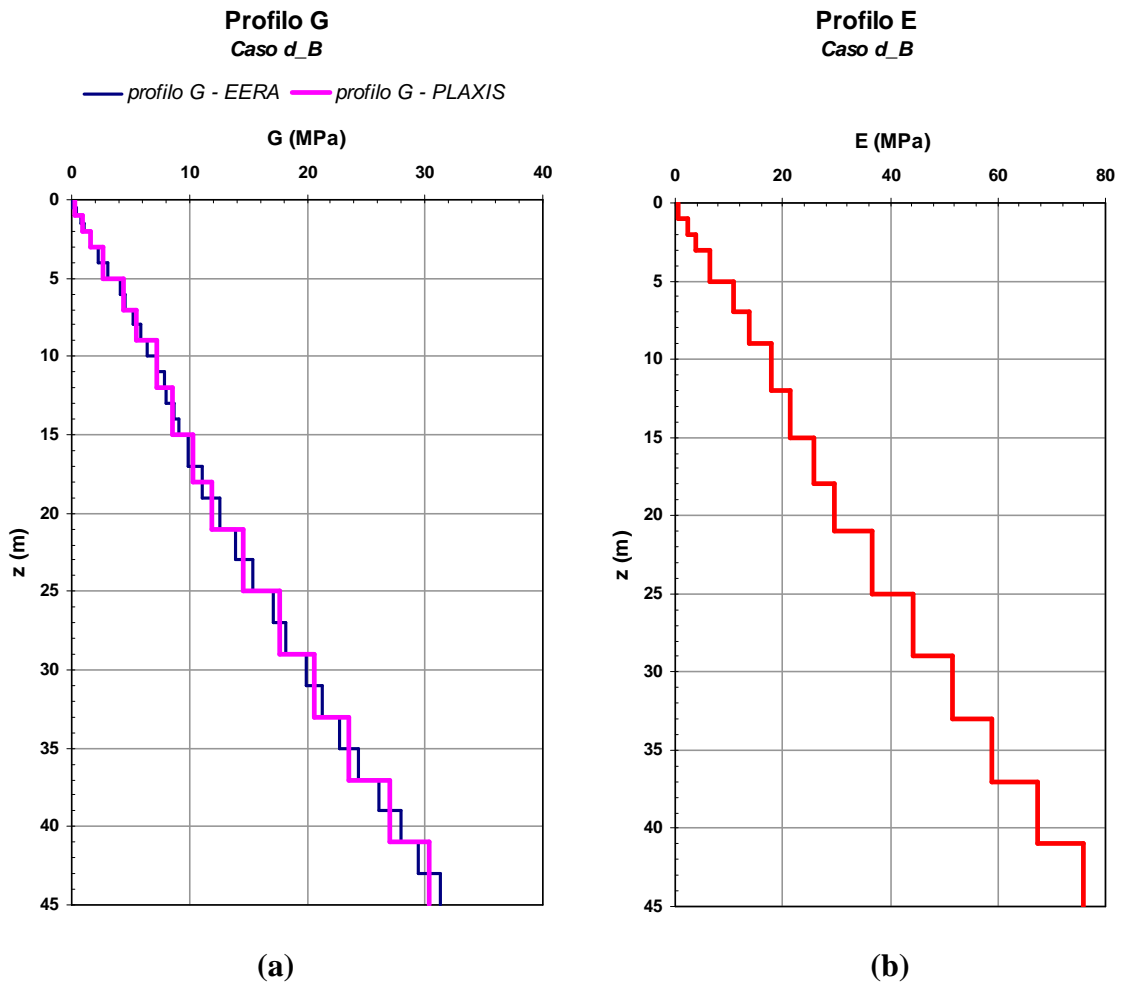


Figura 6.4.1.11 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

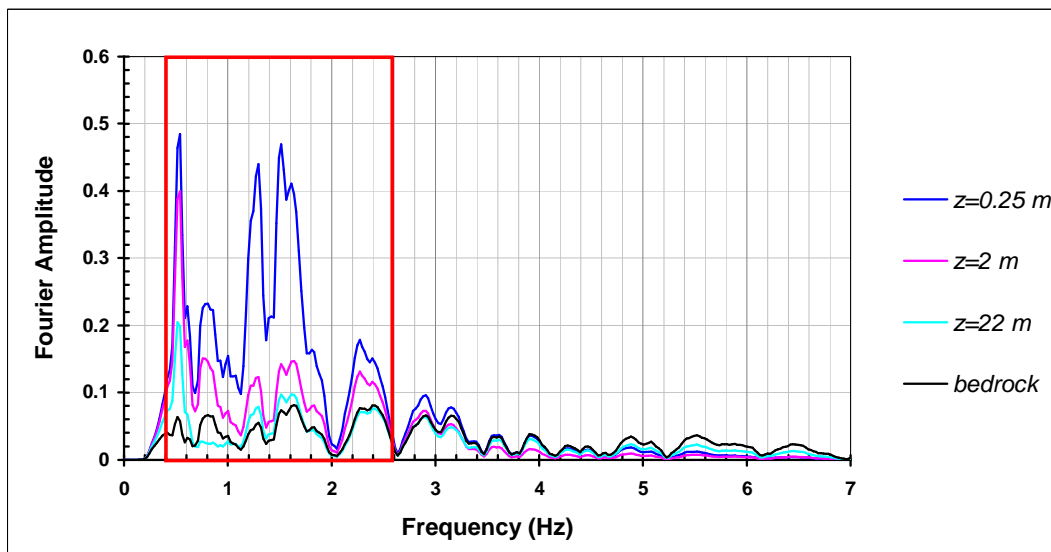
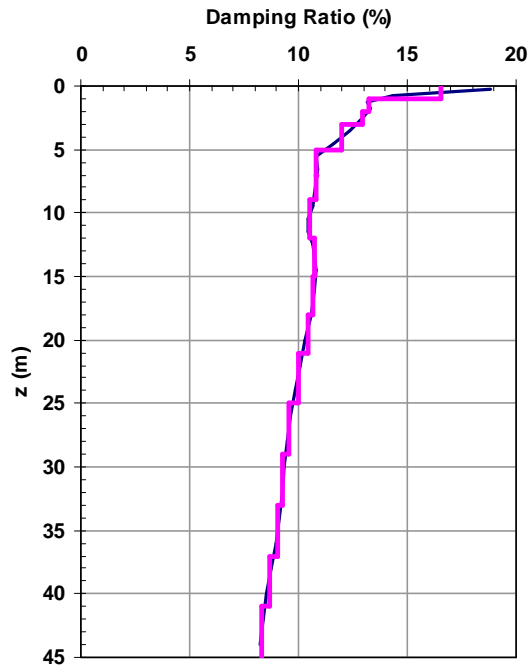


Figura 6.4.1.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.

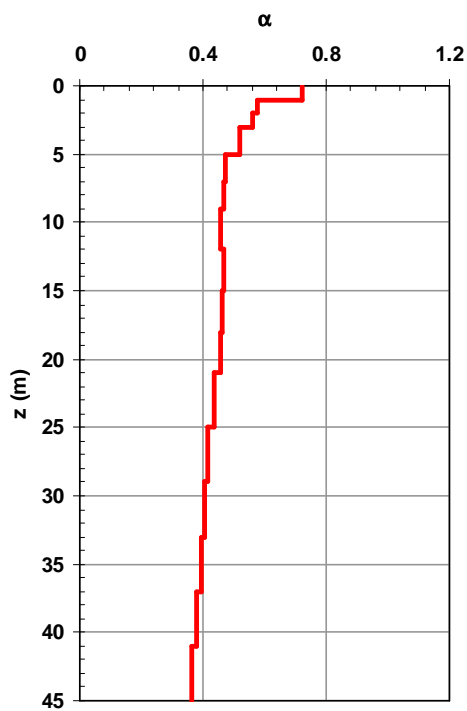
Profilo Damping Ratio
Caso *d_B*

— Damping Ratio - EERA — Damping Ratio - PLAXIS



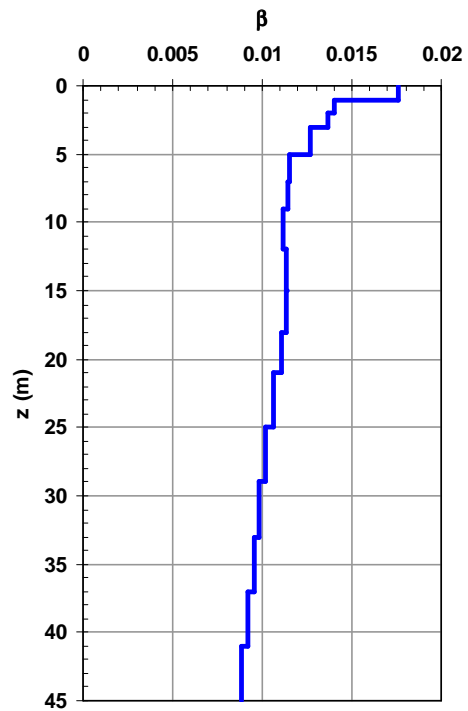
(a)

Profilo α di Rayleigh
Caso *d_B*



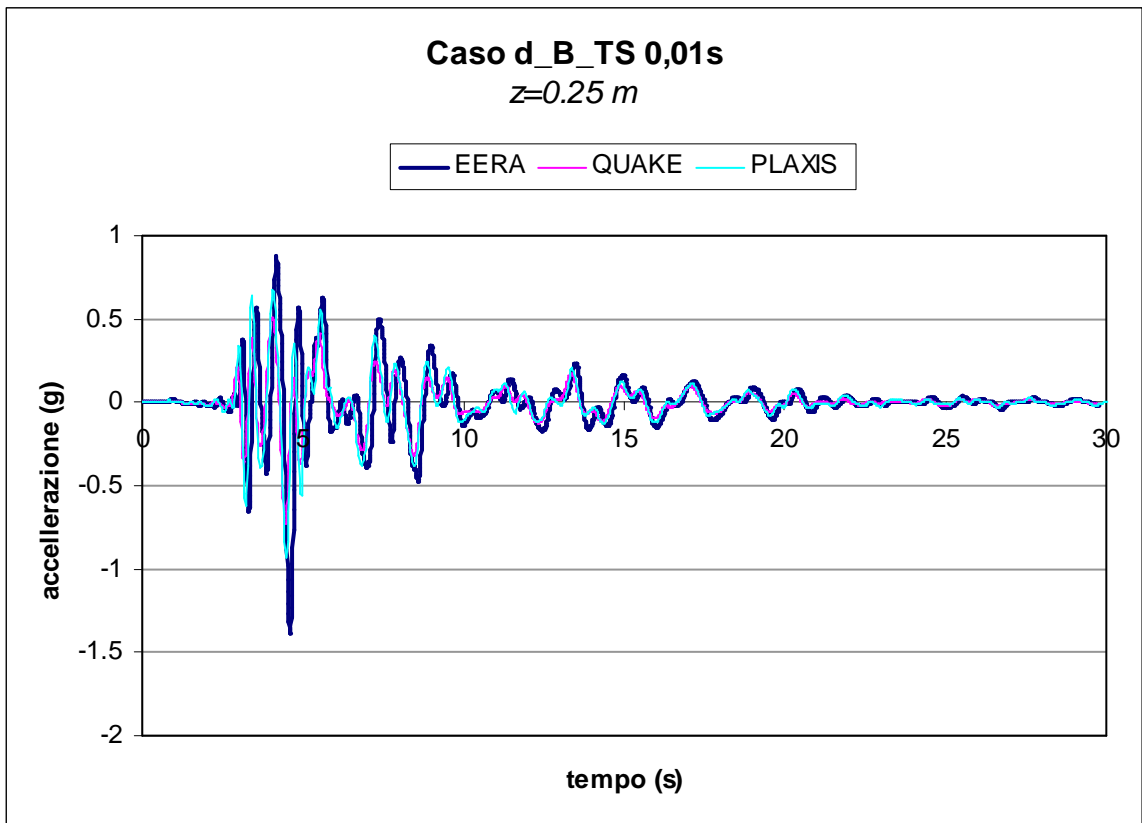
(b)

Profilo β di Rayleigh
Caso *d_B*

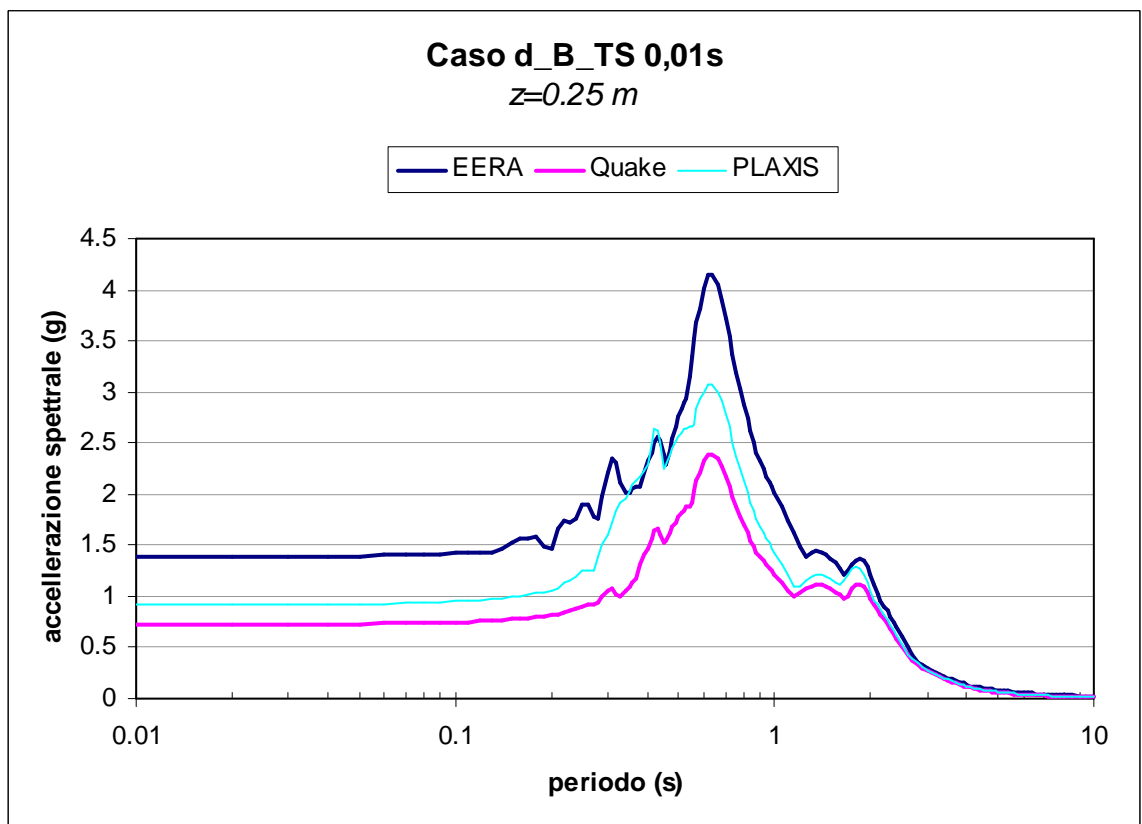


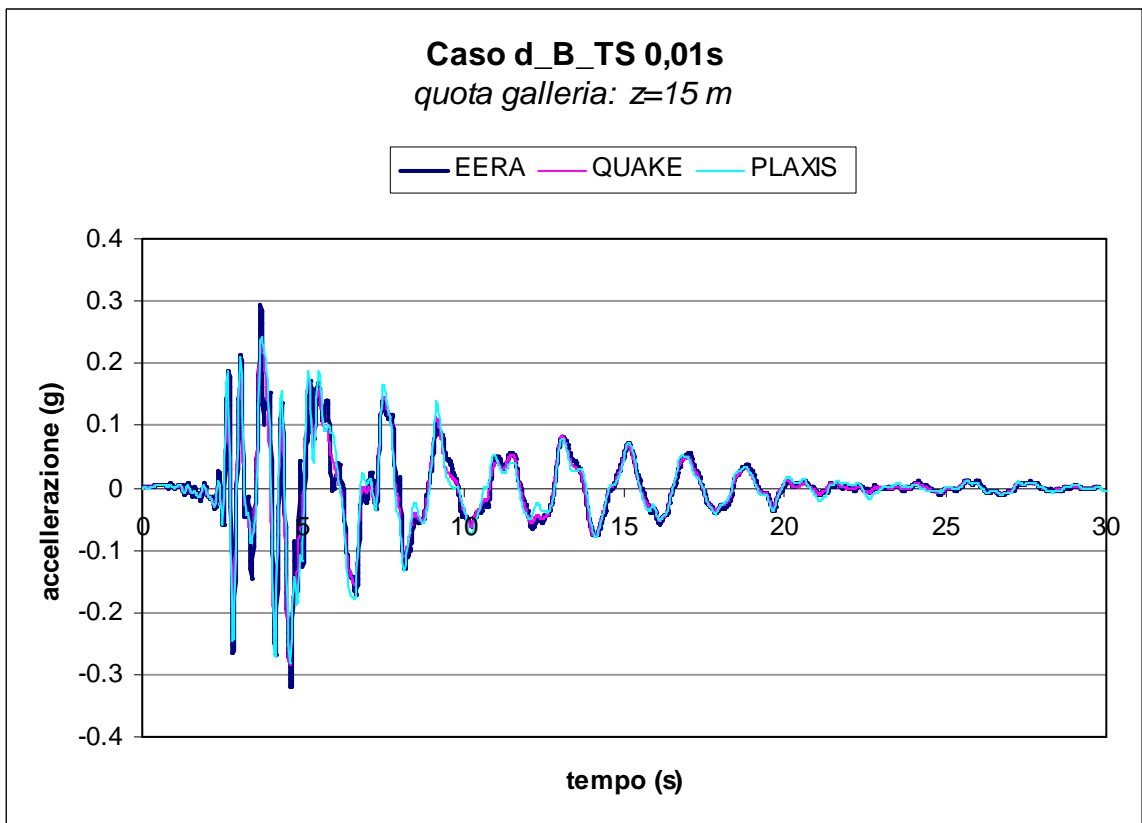
(c)

Figura 6.4.1.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

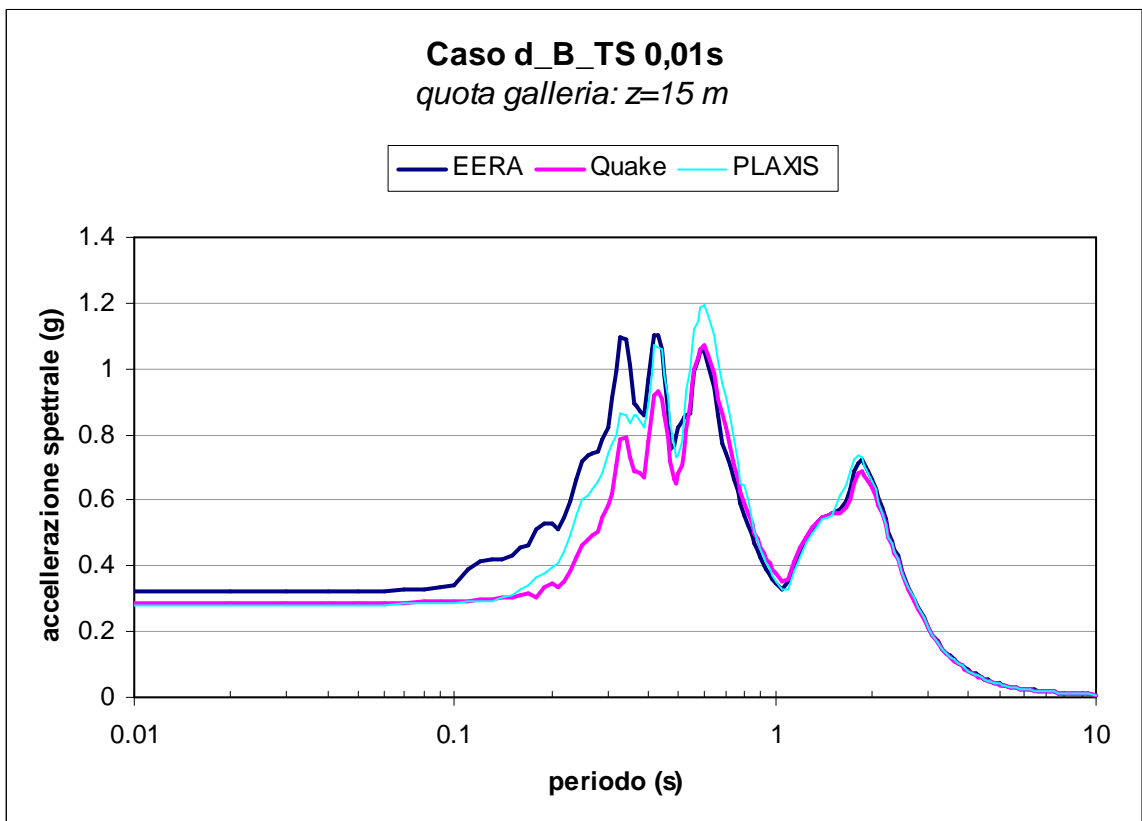


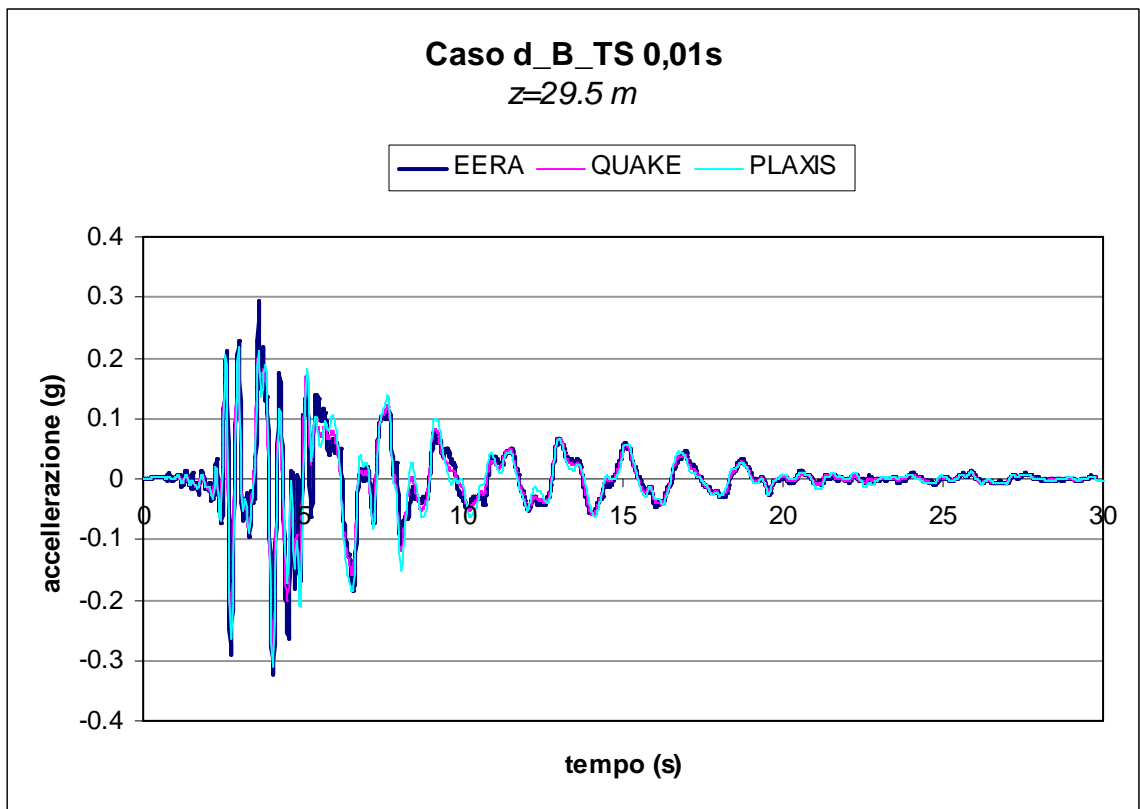
(a)



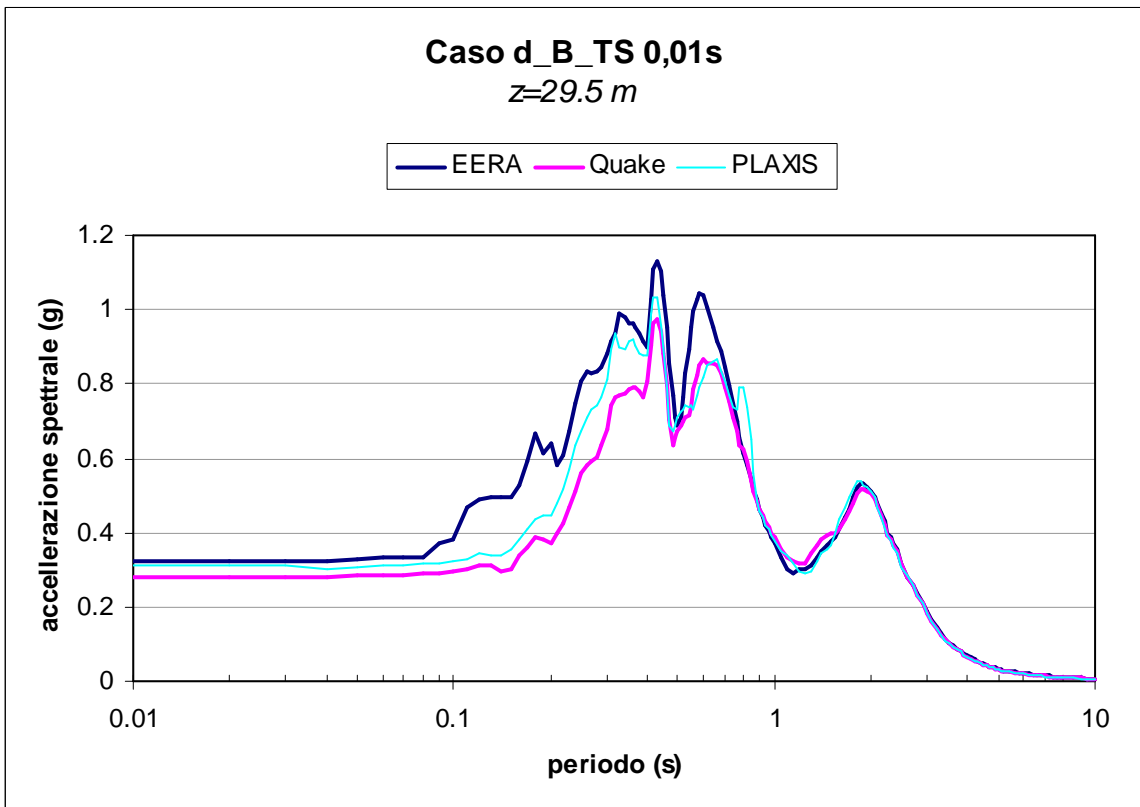


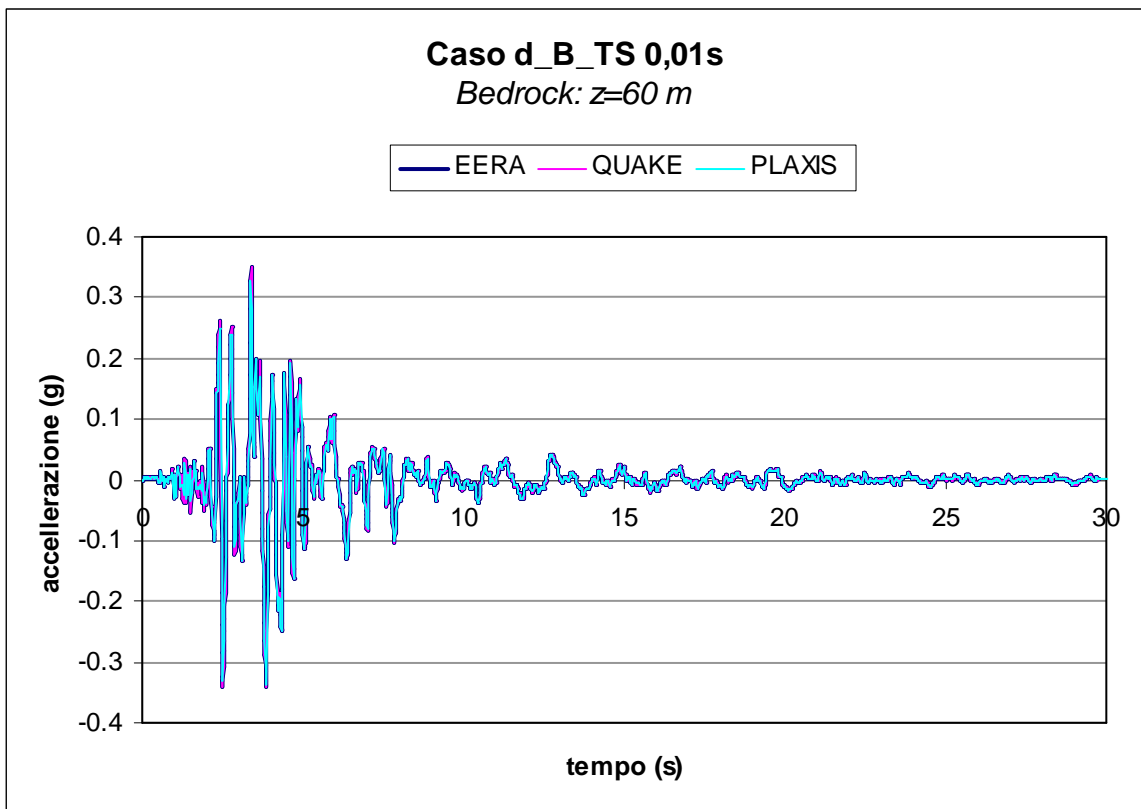
(b)





(c)





(d)

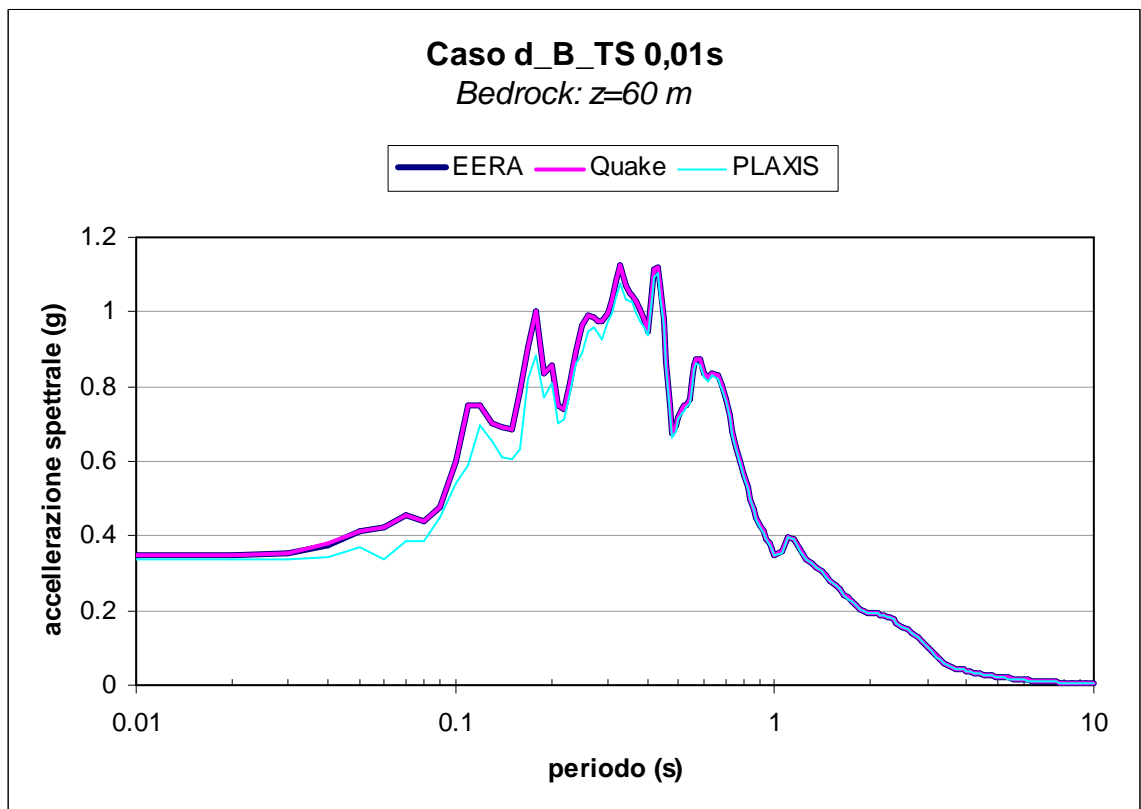
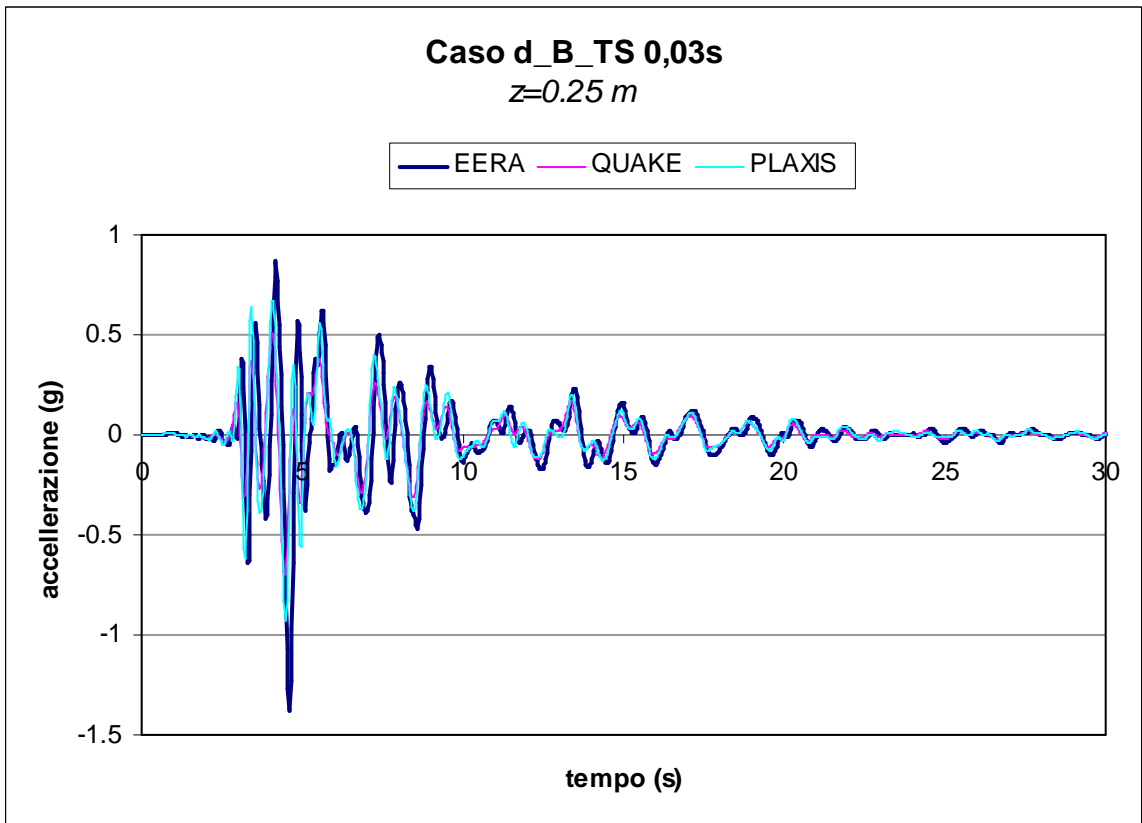
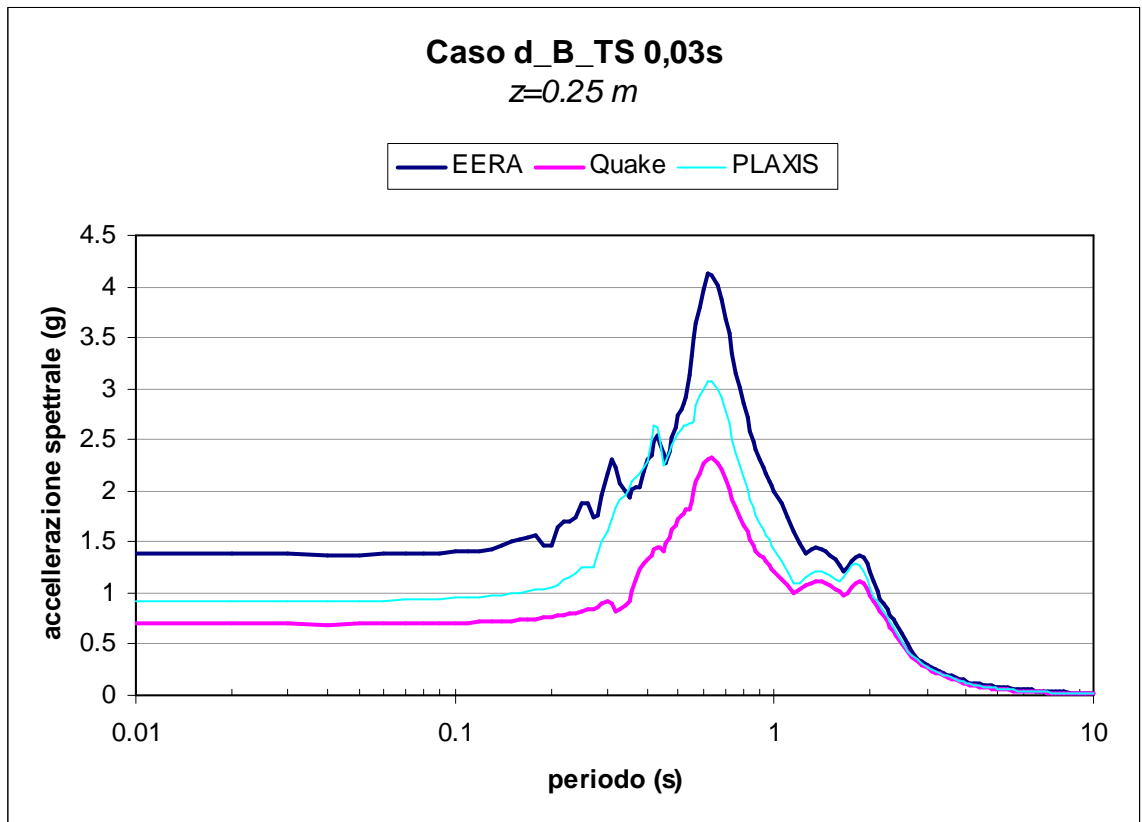
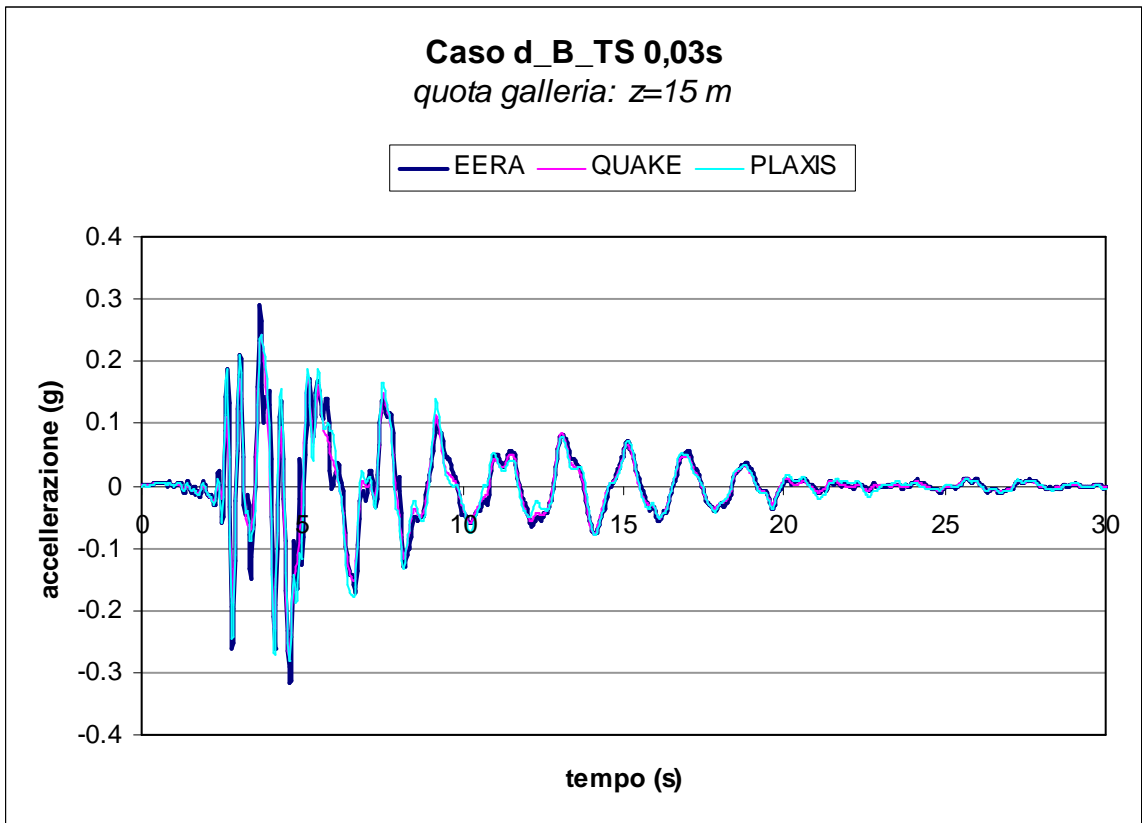


Figura 6.4.1.14 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

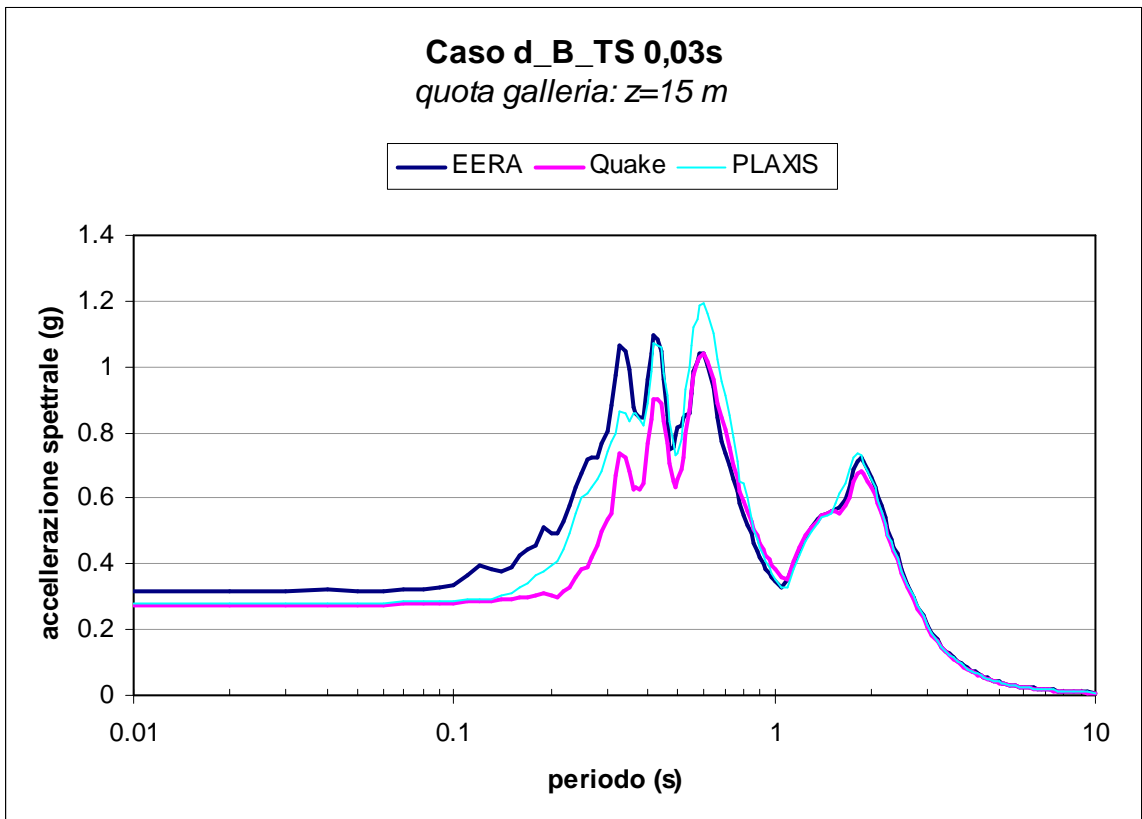


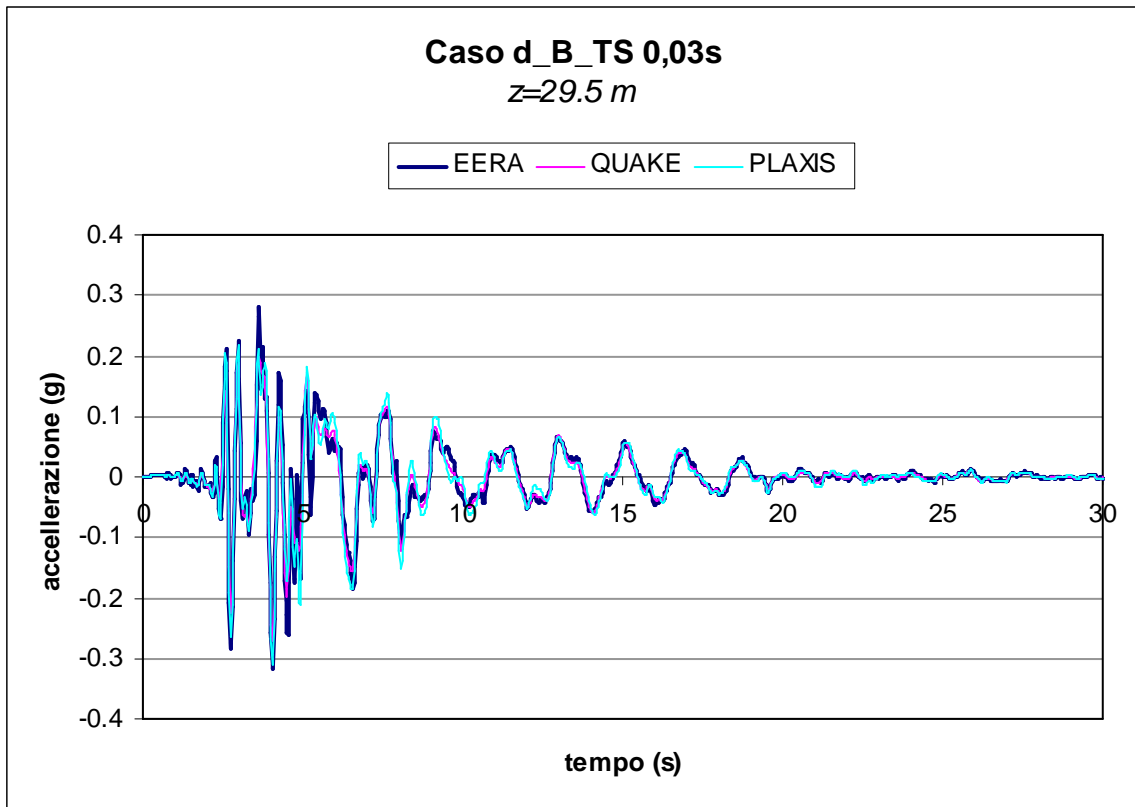
(a)



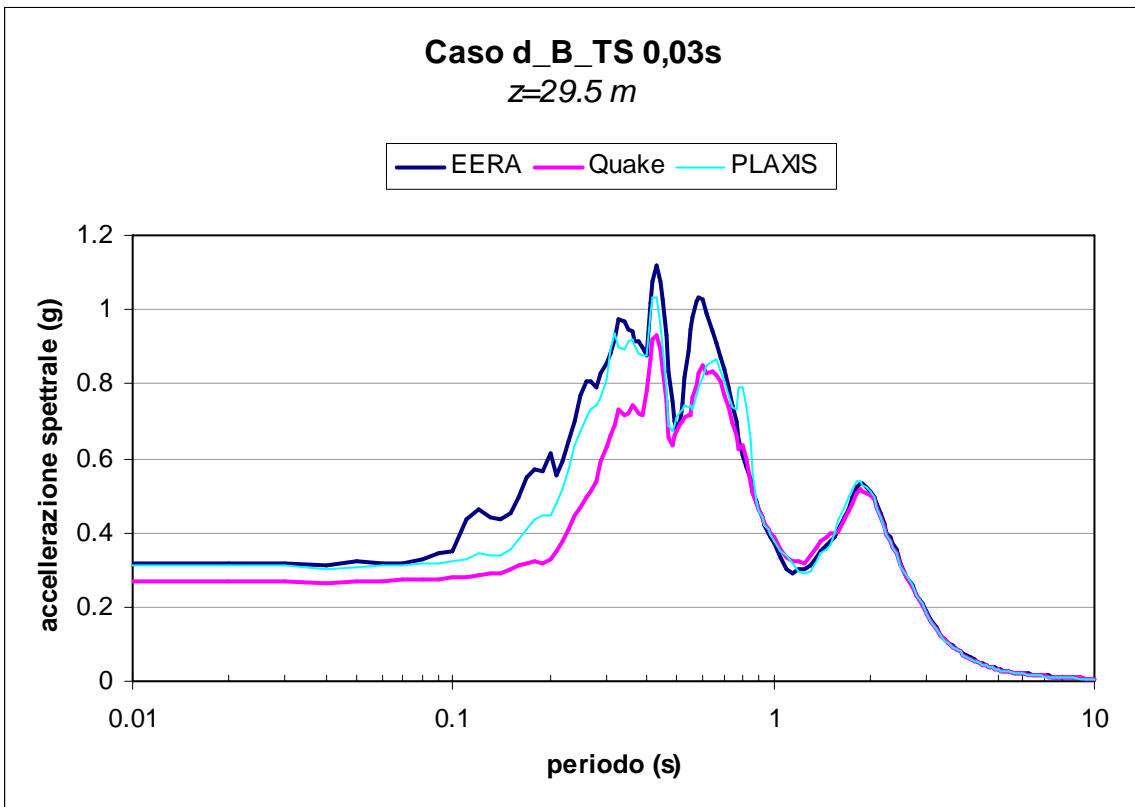


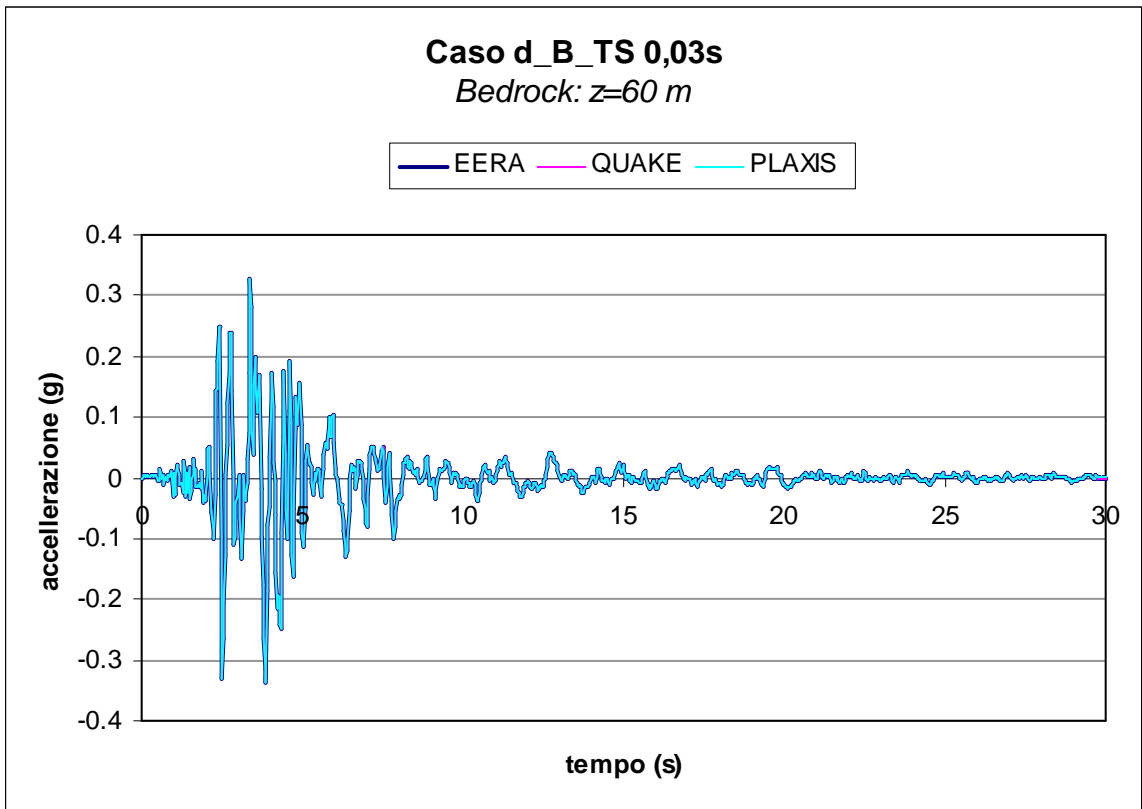
(b)





(c)





(d)

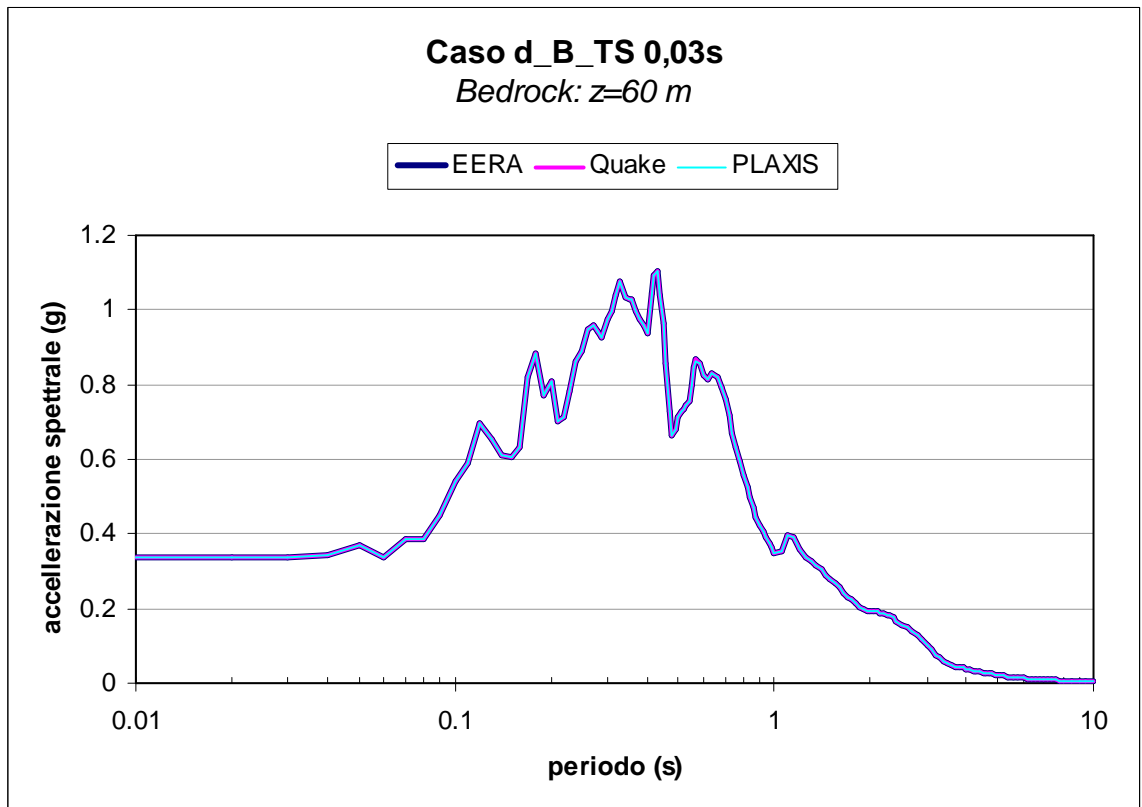


Figura 6.4.1.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

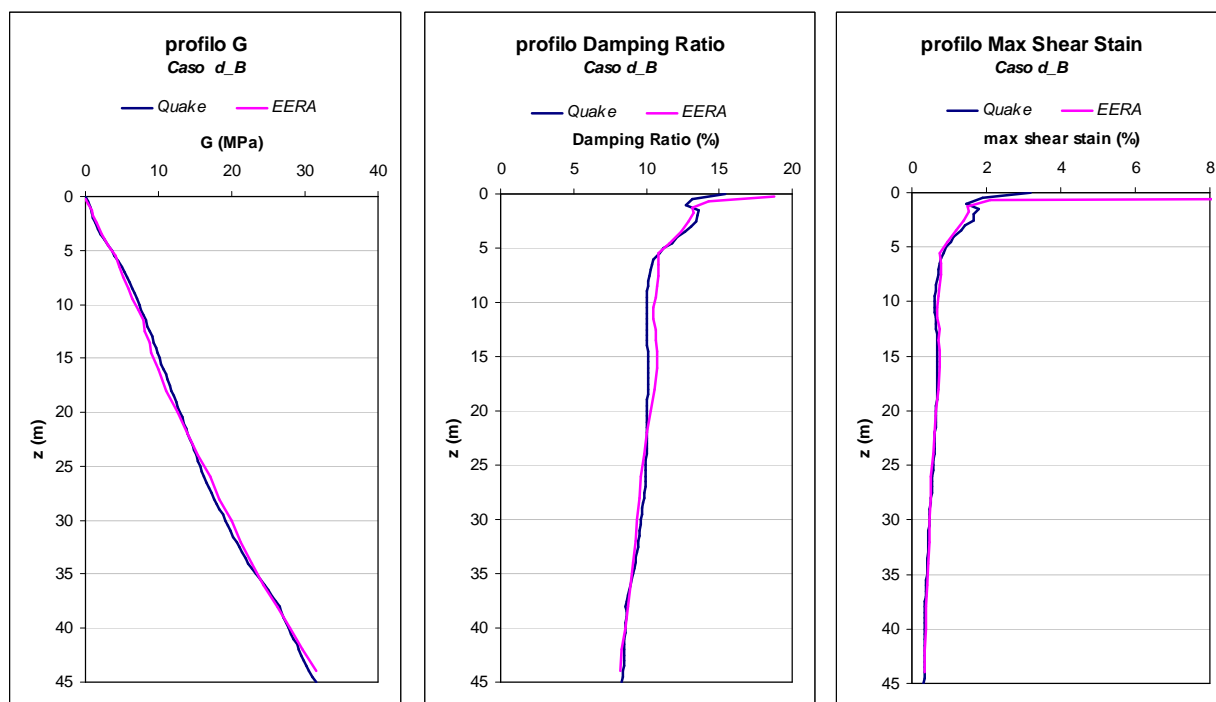


Figura 6.4.1.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

6.4.2 caso d O

ANALISI EERA

Il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio, nonché le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio, forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso, non variano rispetto al caso precedentemente indicato, poiché il terreno ha le stesse caratteristiche meccaniche, Figura 6.4.2.1 e Figura 6.4.2.2.

A differenza del caso precedente, l'accelerogramma è questa volta applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso prima di eseguire l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma fornito al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 6.4.4.

Le Figure 6.4.2.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.30 g si mantiene all'incirca costante lungo tutto il percorso effettuato dalle onde sismiche nel terreno, raggiungendo il valore di 0.31 g alla quota della galleria, mentre per effetto di un valore molto piccolo della rigidezza in superficie, ivi subisce un notevole effetto di amplificazione raggiungendo un valore di 1.30 g. Ciò può essere facilmente giustificabile alla luce della minore rigidezza a taglio che caratterizza il terreno tipo 2 rispetto al terreno tipo 1: infatti per effetto della minore rigidezza, il livello di deformazione di taglio mobilitato durante il sisma, in media pari a 0.60%, e il corrispondente smorzamento mobilitato, in media pari a 9.7%, sono maggiori dei corrispondenti valori raggiunti durante il fenomeno di propagazione nel terreno 1. Ciò spiega il risultato ottenuto nella analisi di risposta sismica monodimensionale.

In Figura 6.4.2.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 6.4.2.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 20, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 2

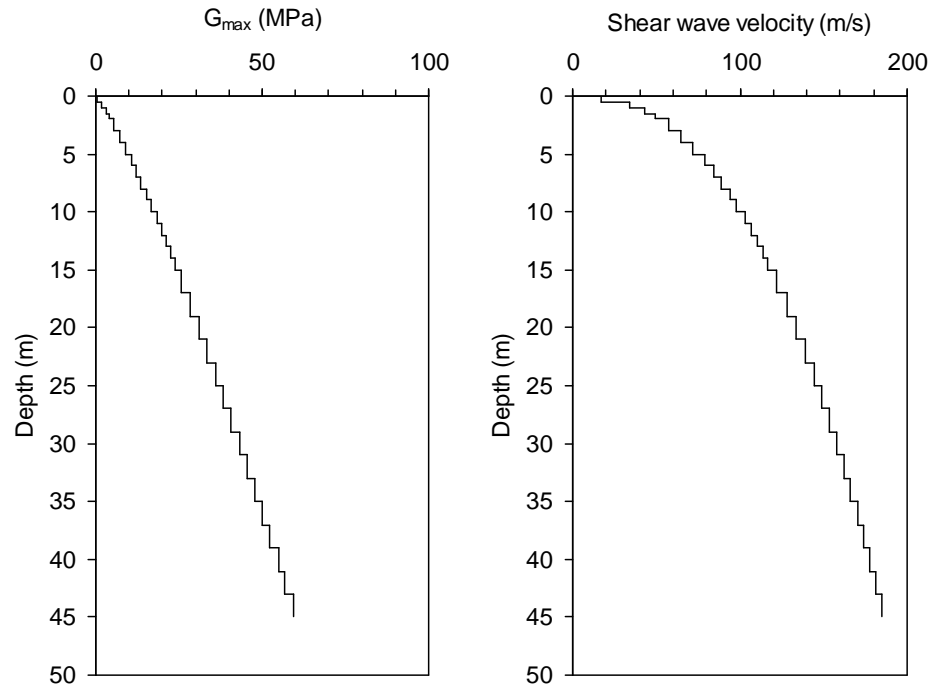


Figura 6.4.2.1 - Analisi *EERA*: andamenti di G_0 e di V_S con la profondità.

Terreno tipo 2

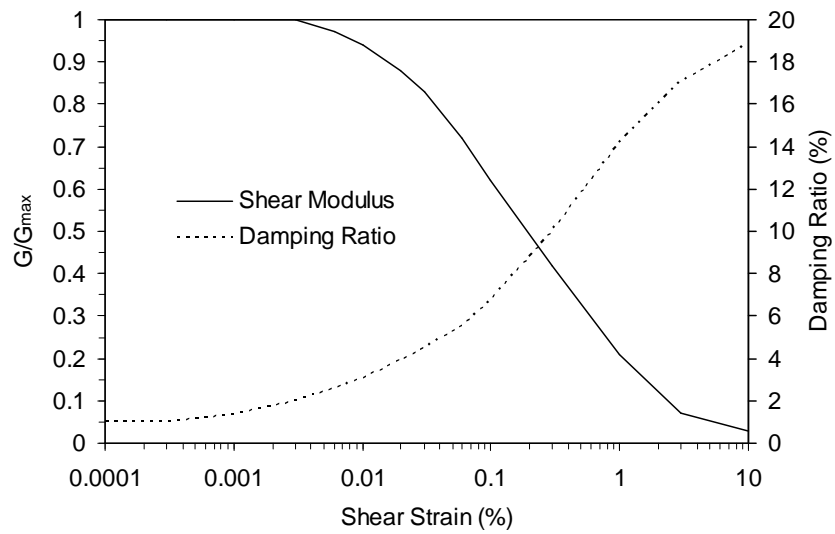


Figura 6.4.2.2 - Analisi *EERA*: curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

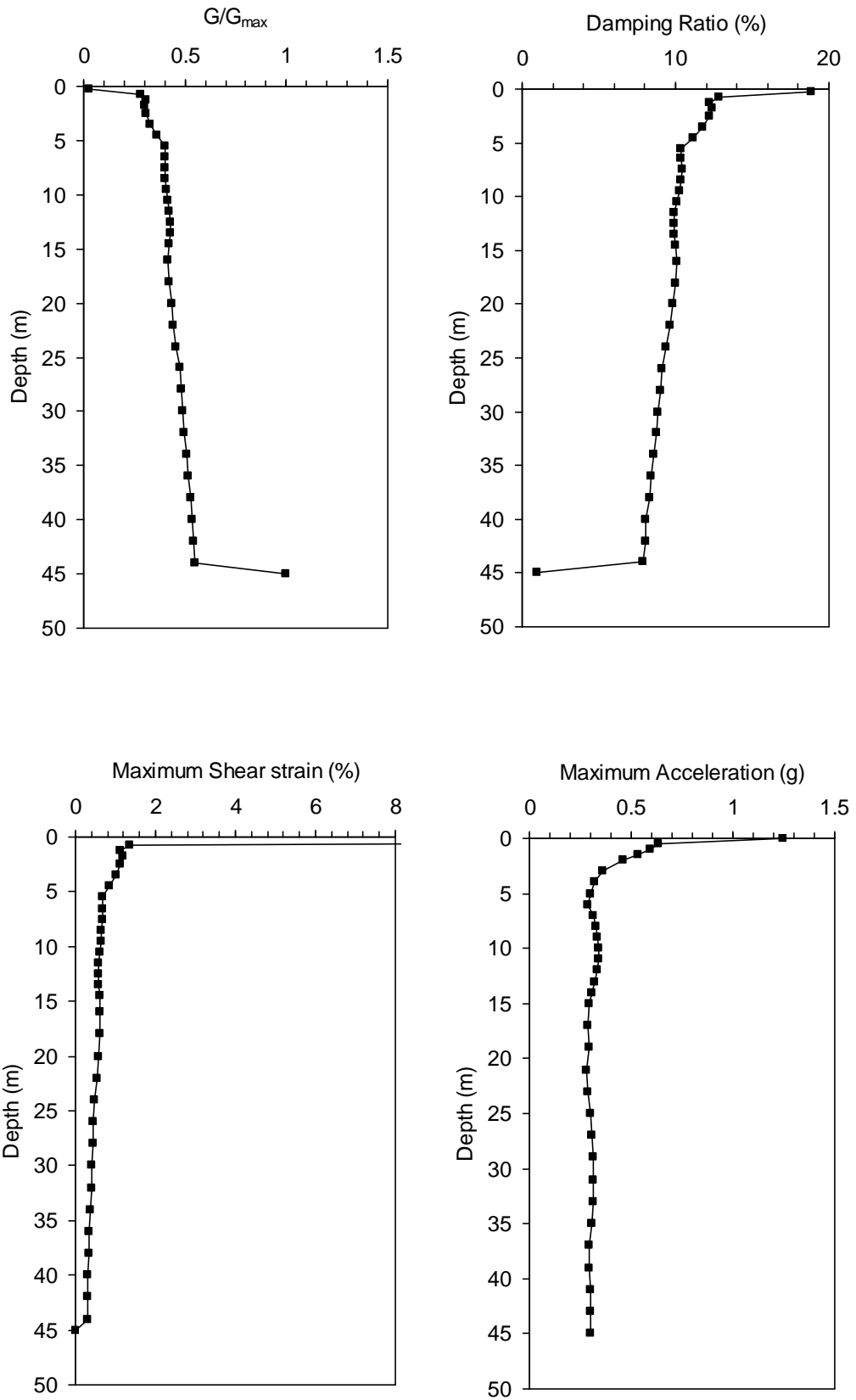


Figura 6.4.2.3 - Analisi *EERA*: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

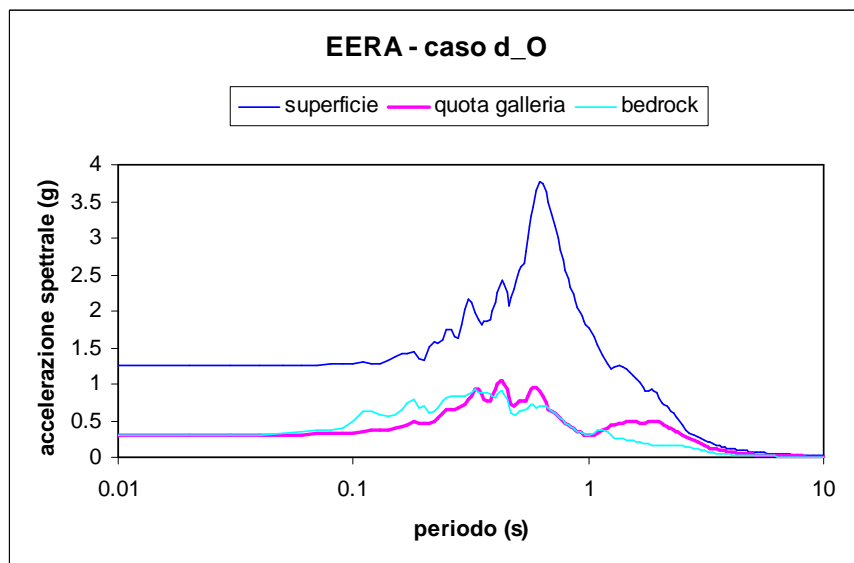
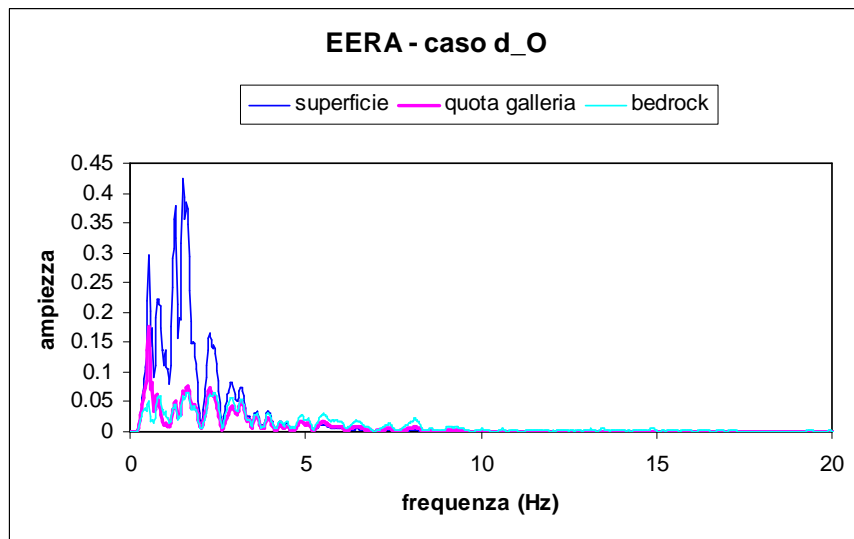
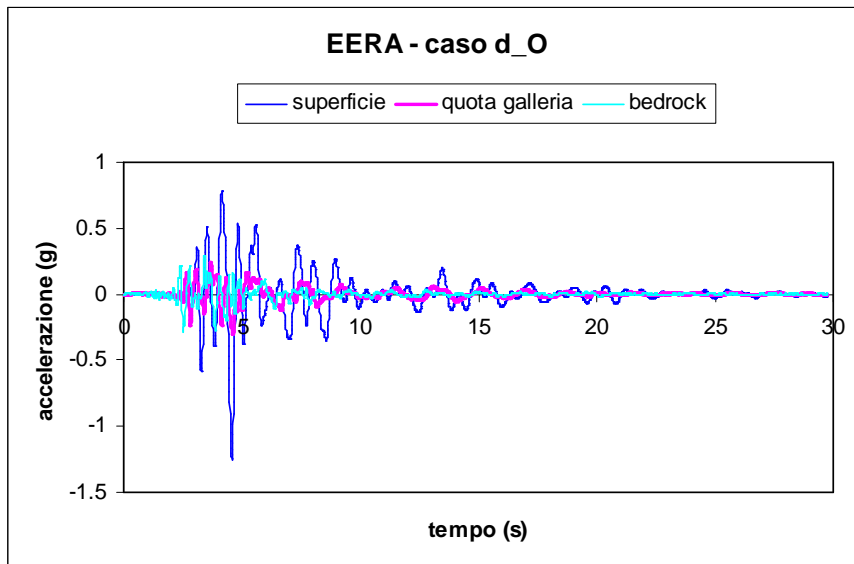


Figura 6.4.2.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

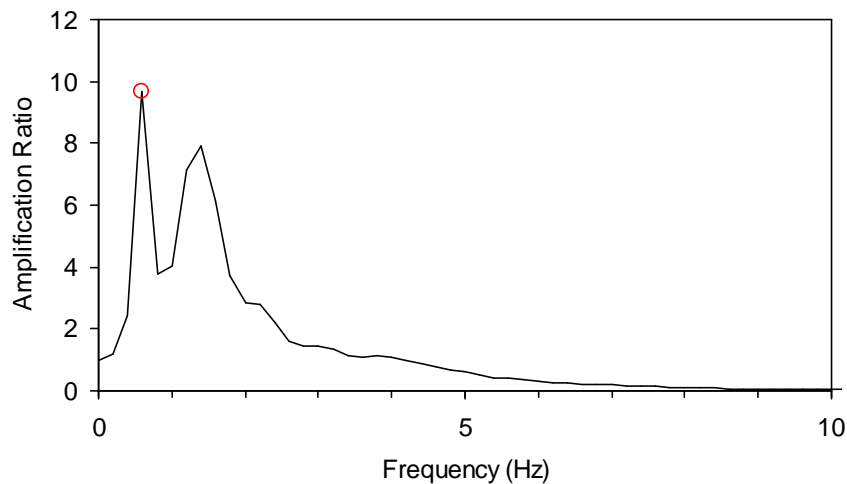


Figura 6.4.2.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità, Figura 4.3.1.2;
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.4.2.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 6.4.2.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D=1\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in EERA.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.4.2.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 45 m ed è costituito da 90 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 365 nodi. Gli elementi finiti hanno un'altezza pari ad 1 m in modo tale da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x = u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.4.4, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s ma per quanto esposto in precedenza è stato successivamente variato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici.

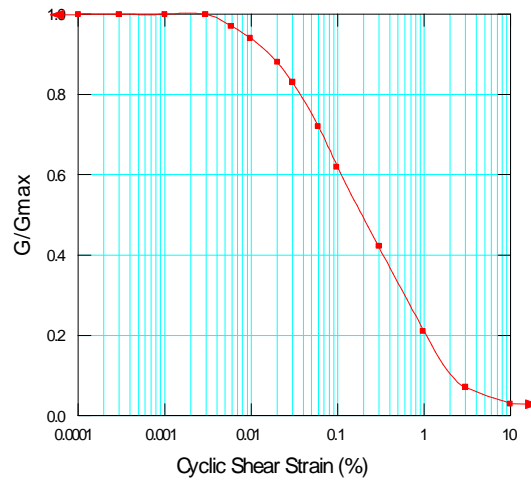
I risultati di entrambe le analisi, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *PLAXIS* per lo stesso caso analizzato, sono rispettivamente indicati nelle Figure 6.4.2.14 e 6.4.2.15 in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

In Figura 6.4.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidità a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

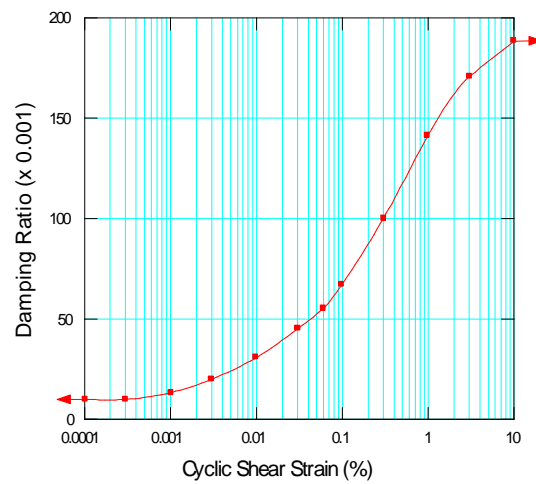
Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)

- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 6.4.2.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

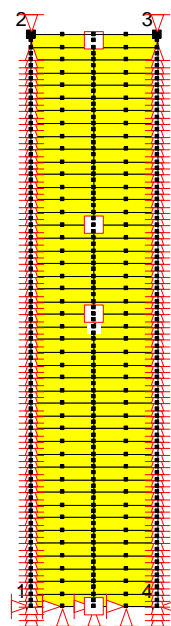


Figura 6.4.2.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 90 elementi e 365 nodi.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 6.4.2.8. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidità e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 6.4.2.9 e in dettaglio in Figura 6.4.2.10, è composta da 2374 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 19301 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 2.61 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione:

$$h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 + 7 * f_{\max})}$$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 3.2 m in corrispondenza della base a 0.3m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidità e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidità e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidità e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 6.4.2.I.

In Figura 6.4.2.11a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 6.4.2.11b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 6.4.2.13 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 0.4 Hz e 2.6 Hz, Figura 6.4.2.12, ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 6.4.4, ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

Si rammenta inoltre che le analisi sono state svolte adottando per il terreno un comportamento drenato.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stata eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

I risultati sono indicati nelle Figure 6.4.2.14 e 6.4.2.15, insieme con i risultati ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie.

Infine in Figura 6.4.2.16 è riportato il confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio *G* e dello smorzamento *D* ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

Si riportano inoltre i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Tabella 6.4.2.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*

materiale tipo: *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [cm/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-1	1	17	1.00E-01	1.16E-08	15.82	0.6894	0.0168	286	715	0.25	0.6
2	1-2	1	17	1.00E-01	1.16E-08	12.28	0.5351	0.0130	1120	2801	0.25	0.6
3	2-3	1	17	1.00E-01	1.16E-08	12.19	0.5312	0.0129	1743	4357	0.25	0.6
4	3-5	2	17	1.00E-01	1.16E-08	11.47	0.4995	0.0122	2836	7089	0.25	0.6
5	5-7	2	17	1.00E-01	1.16E-08	10.37	0.4519	0.0110	4622	11555	0.25	0.6
6	7-9	2	17	1.00E-01	1.16E-08	10.36	0.4513	0.0110	5837	14593	0.25	0.6
7	9-12	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.09	0.4397	0.0107	7609	19023	0.25	0.6
8	12-15	3	17	1.00E-01	1.16E-08	9.95	0.4334	0.0106	9479	23698	0.25	0.6
9	15-18	3	17	1.00E-01	1.16E-08	10.03	0.4368	0.0106	11148	27869	0.25	0.6
10	18-21	3	17	1.00E-01	1.16E-08	9.90	0.4311	0.0105	12696	31739	0.25	0.6
11	21-25	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.50	0.4138	0.0101	15657	39143	0.25	0.6
12	25-29	4	17	1.00E-01	1.16E-08	9.07	0.3953	0.0096	18856	47141	0.25	0.6
13	29-33	4	17	1.00E-01	1.16E-08	8.80	0.3832	0.0093	21924	54811	0.25	0.6
14	33-37	4	17	1.00E-01	1.16E-08	8.52	0.3713	0.0090	24997	62492	0.25	0.6
15	37-41	4	17	1.00E-01	1.16E-08	8.19	0.3568	0.0087	28537	71341	0.25	0.6
16	41-45	4	17	1.00E-01	1.16E-08	7.98	0.3476	0.0085	31598	78994	0.25	0.6

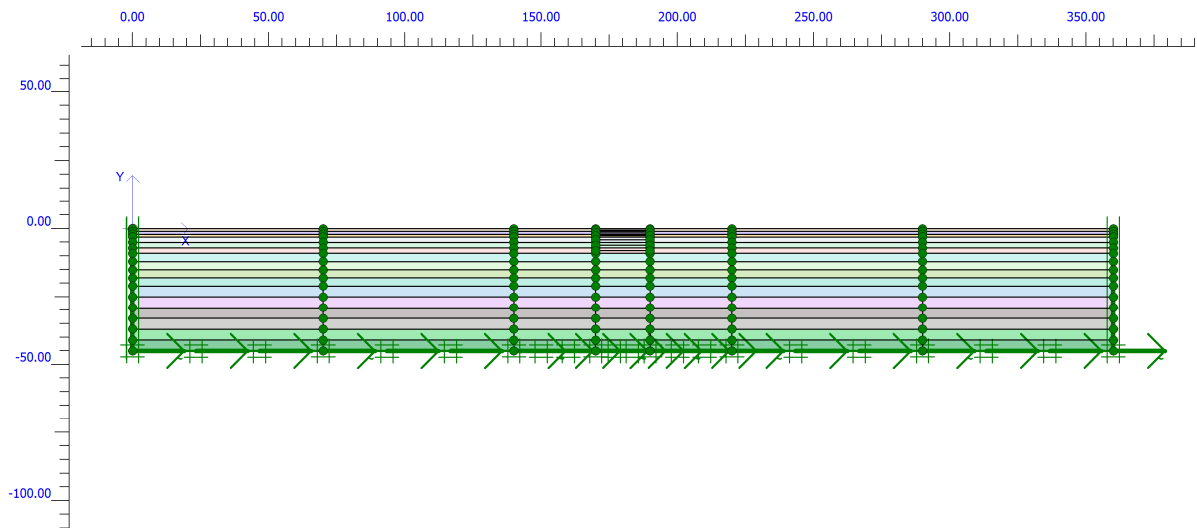


Figura 6.4.2.8 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

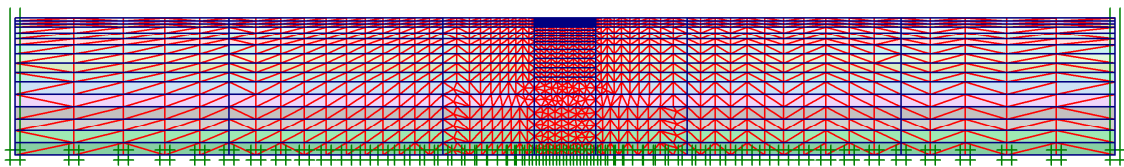


Figura 6.4.2.9 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

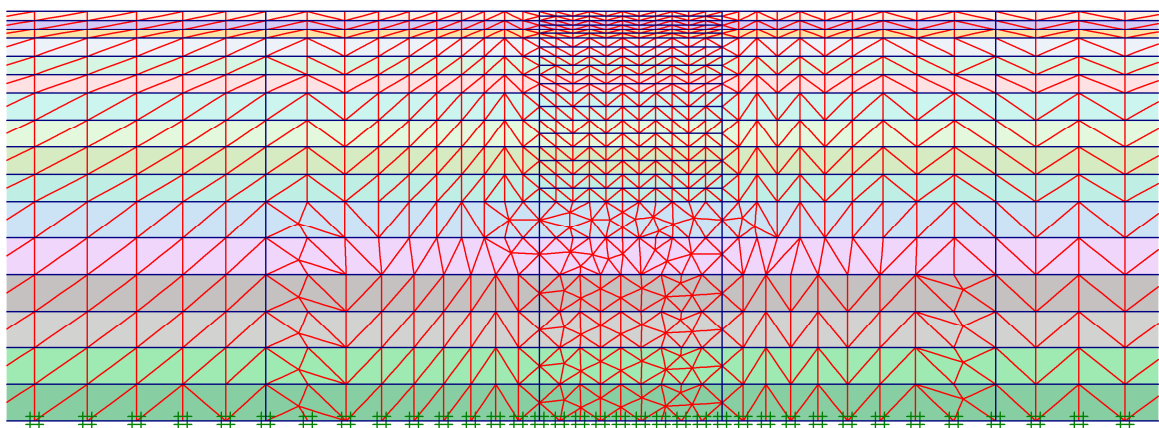


Figura 6.4.2.10 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

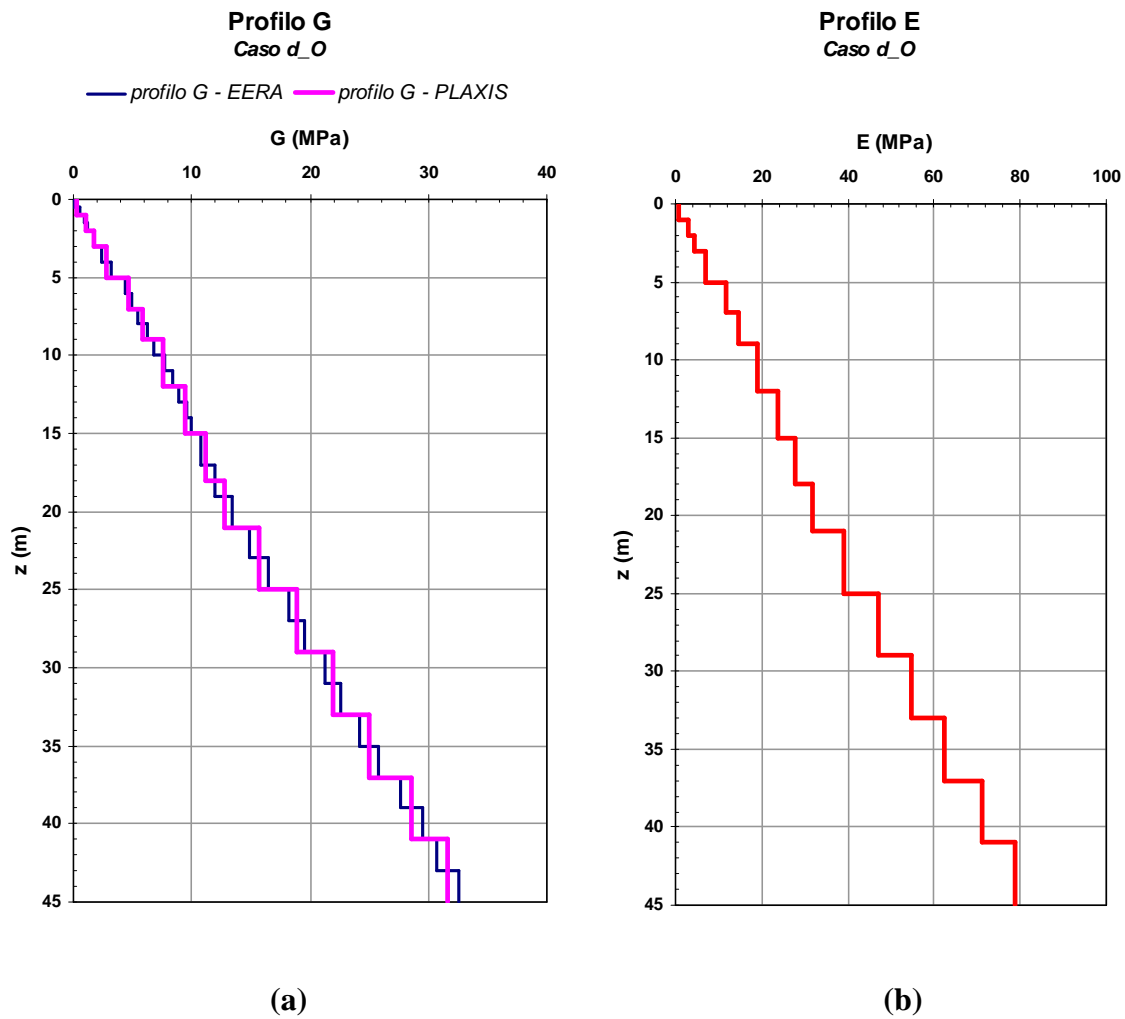


Figura 6.4.2.11 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

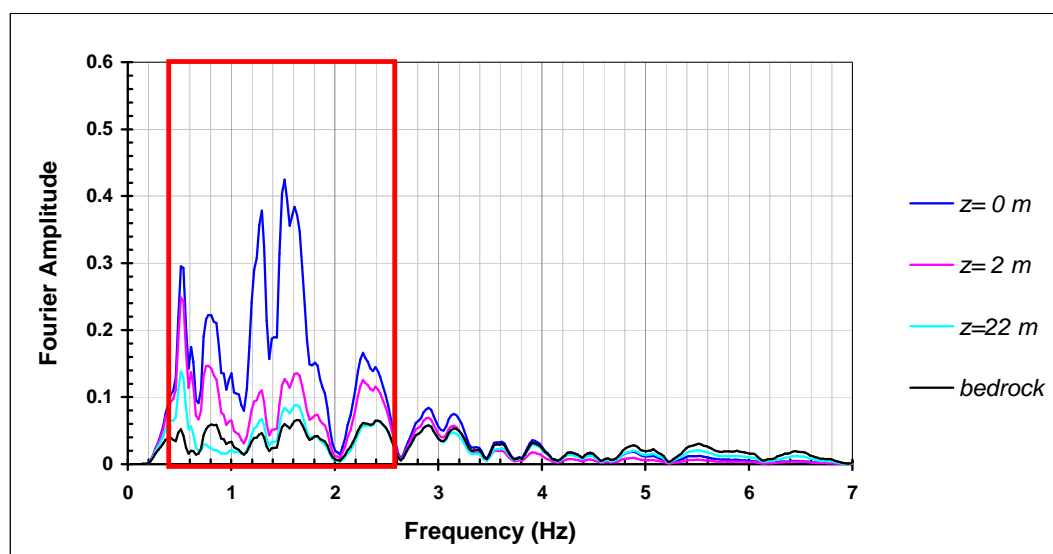
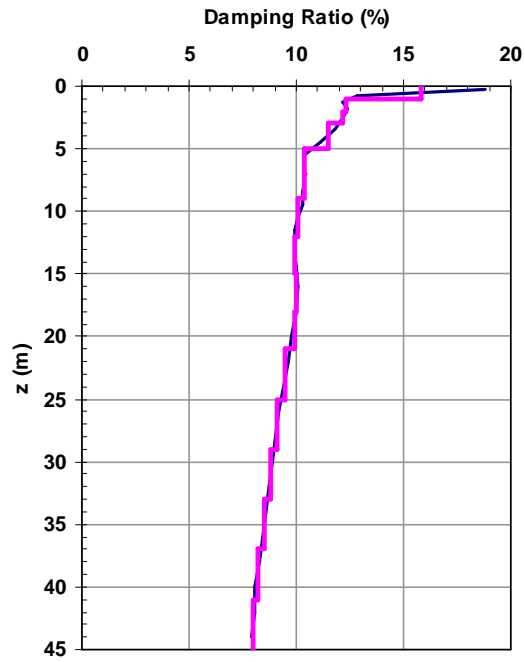


Figura 6.4.2.12 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico osservato nelle analisi EERA.

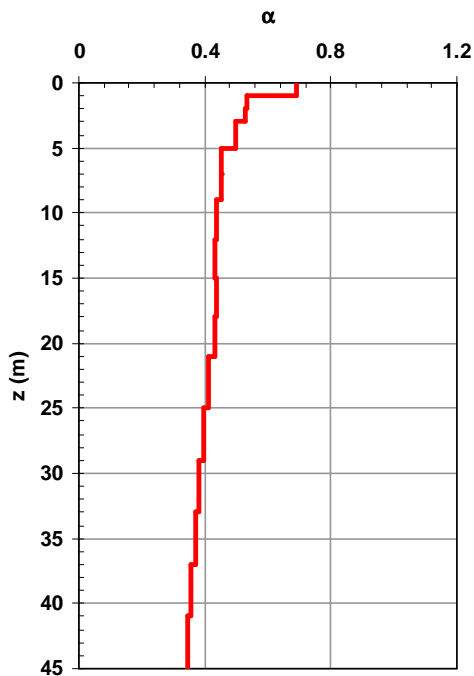
Profilo Damping Ratio
Caso d_O

— Damping Ratio - EERA — Damping Ratio - PLAXIS



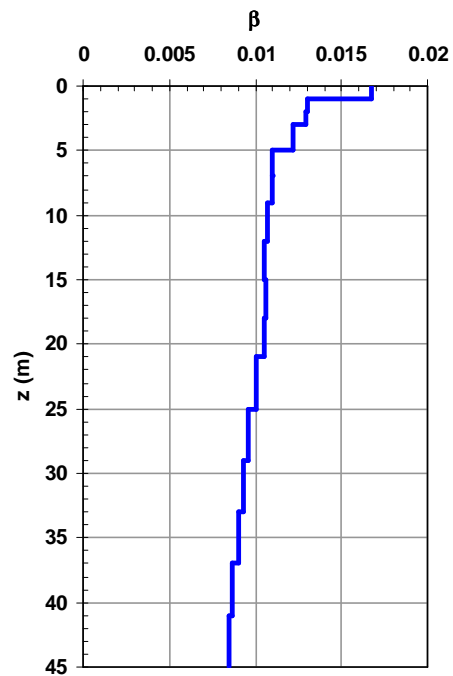
(a)

Profilo α di Rayleigh
Caso d_O



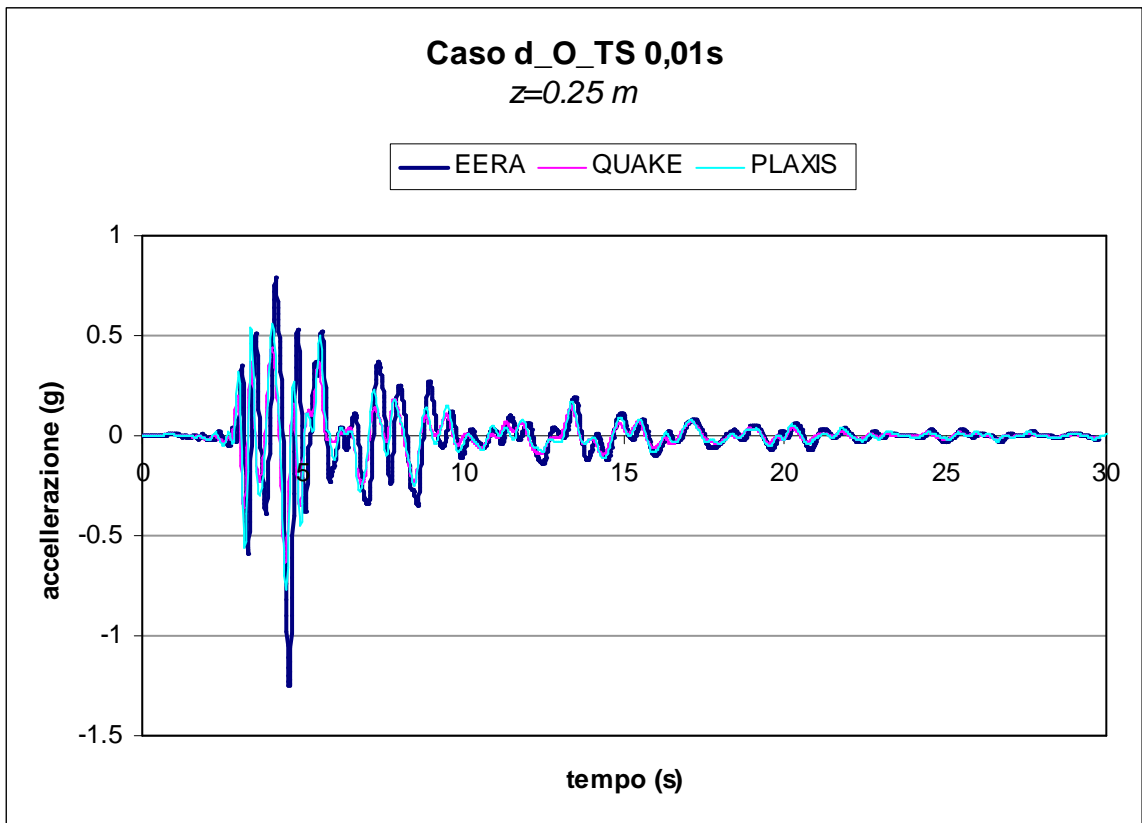
(b)

Profilo β di Rayleigh
Caso d_O

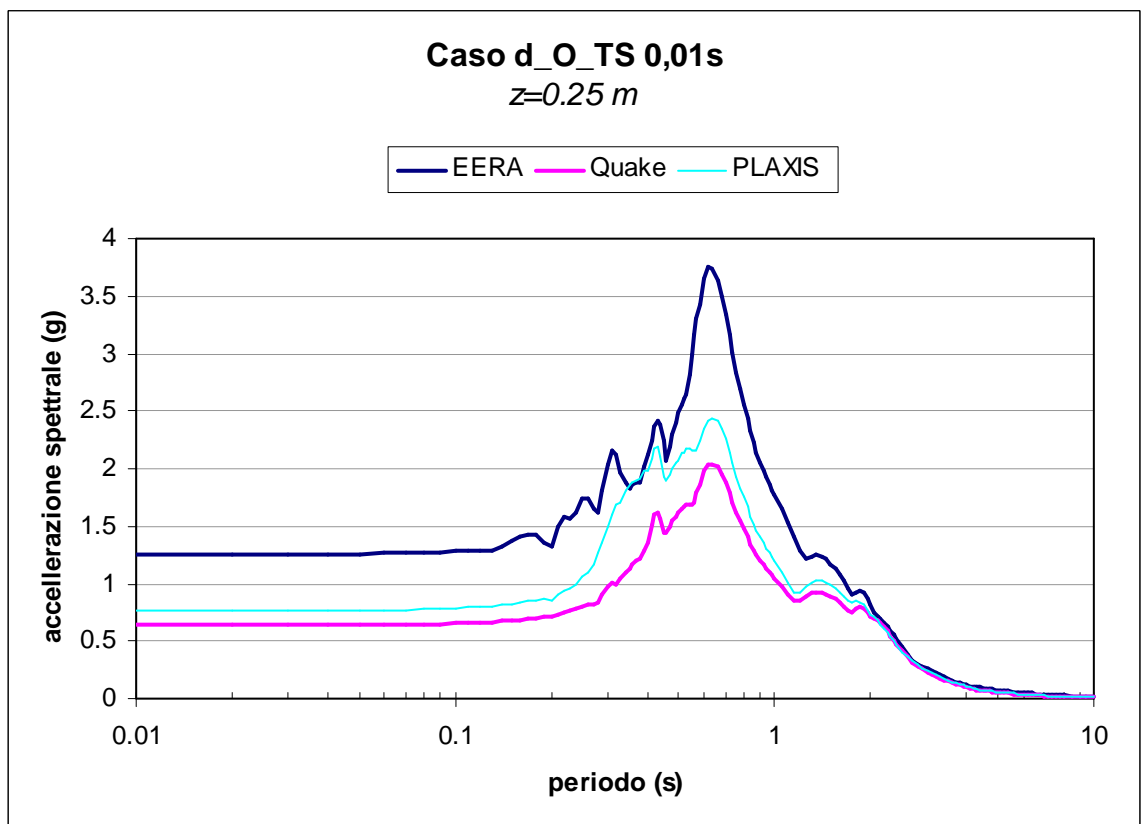


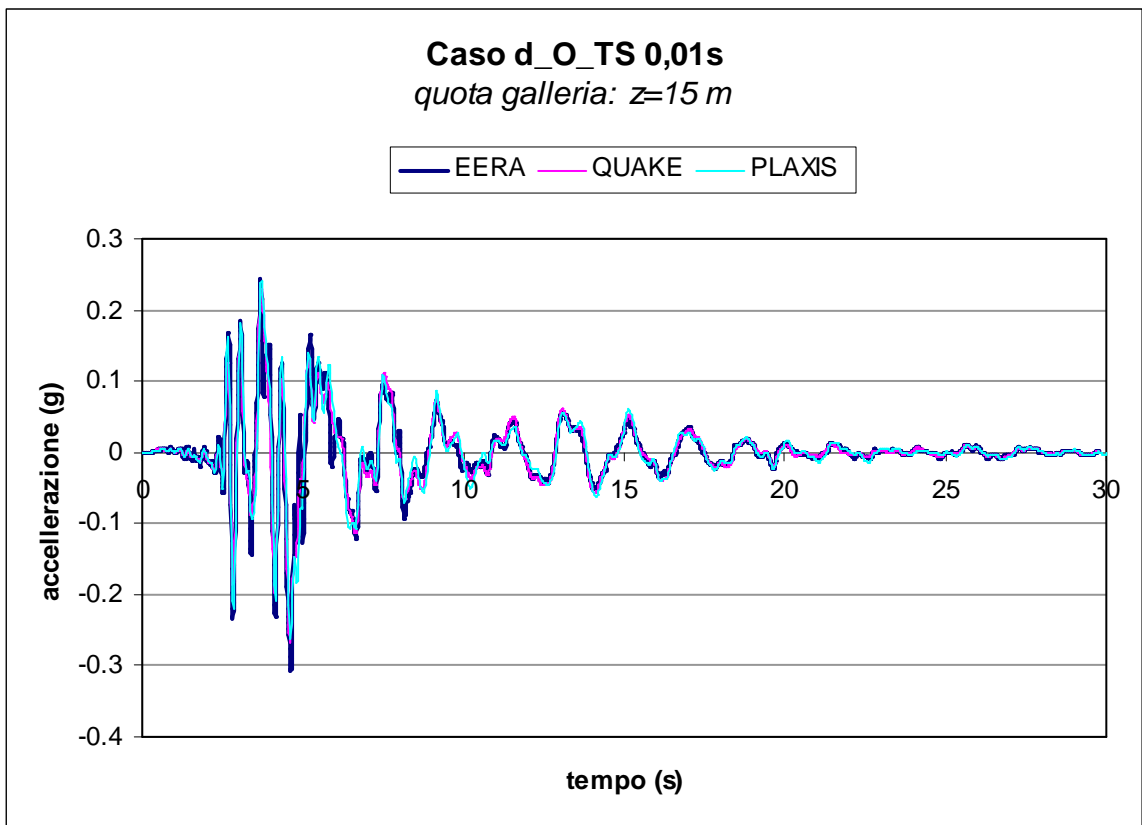
(c)

Figura 6.4.2.13 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

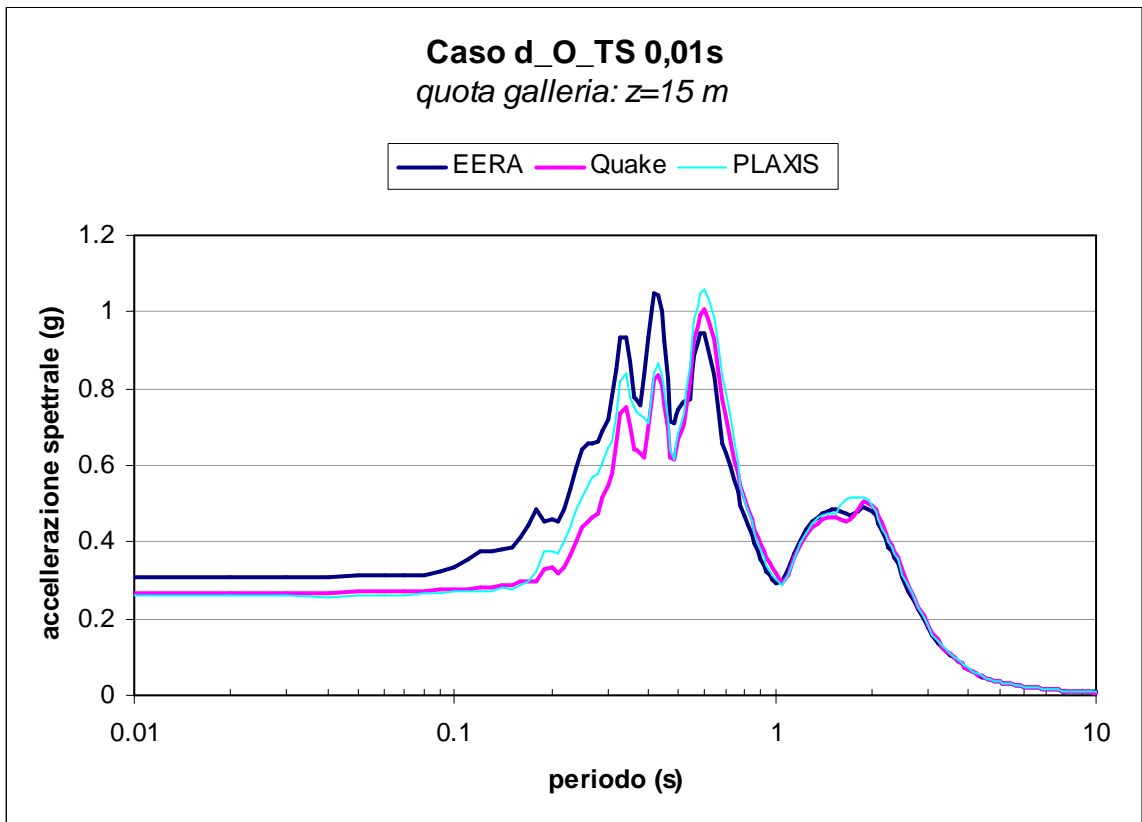


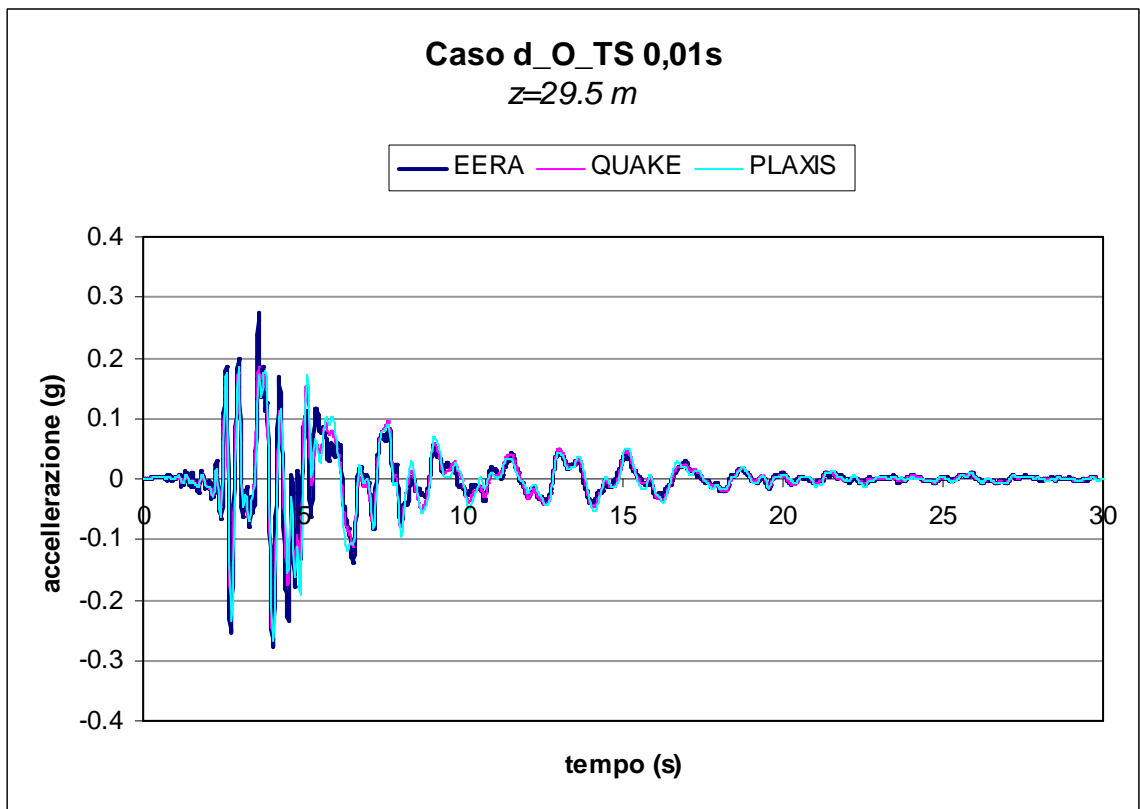
(a)



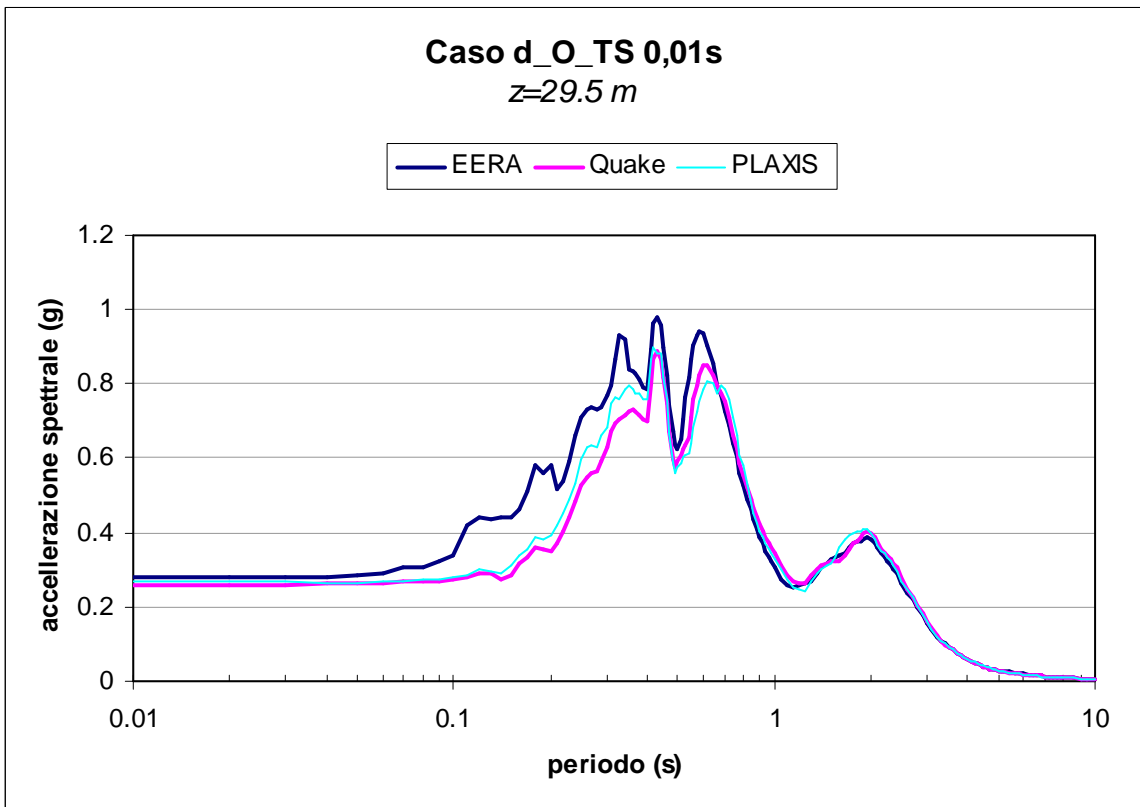


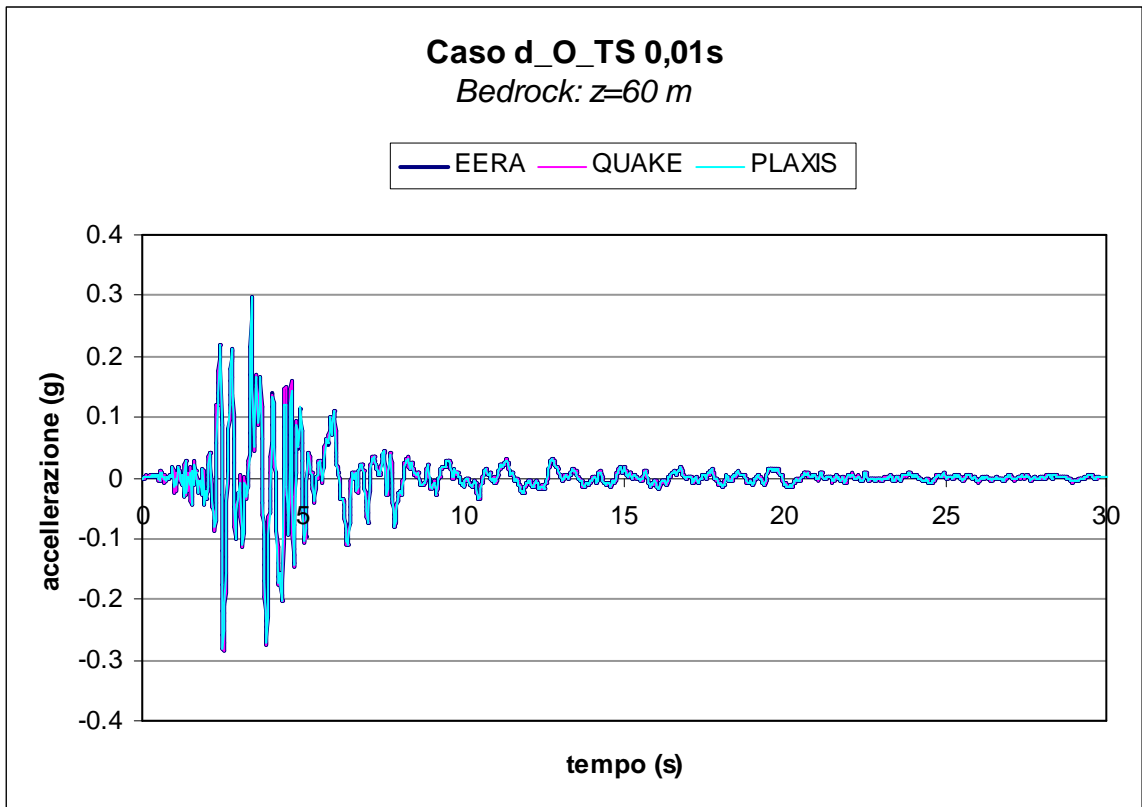
(b)





(c)





(d)

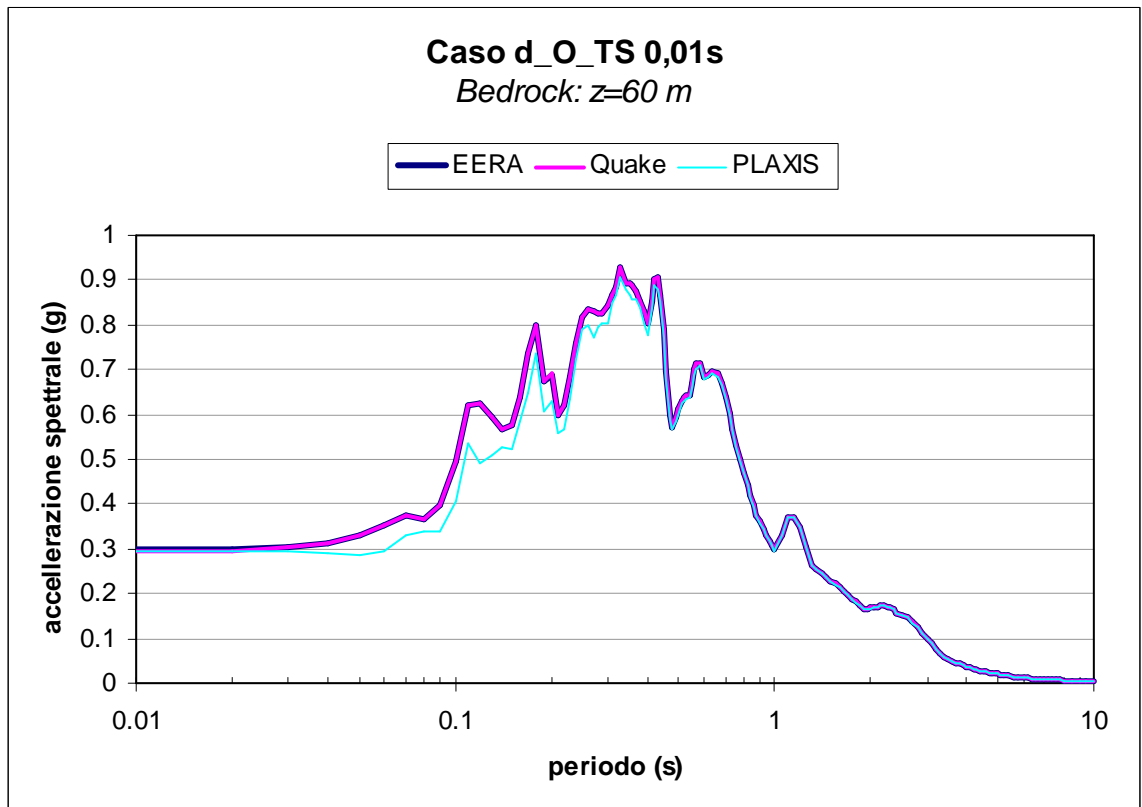
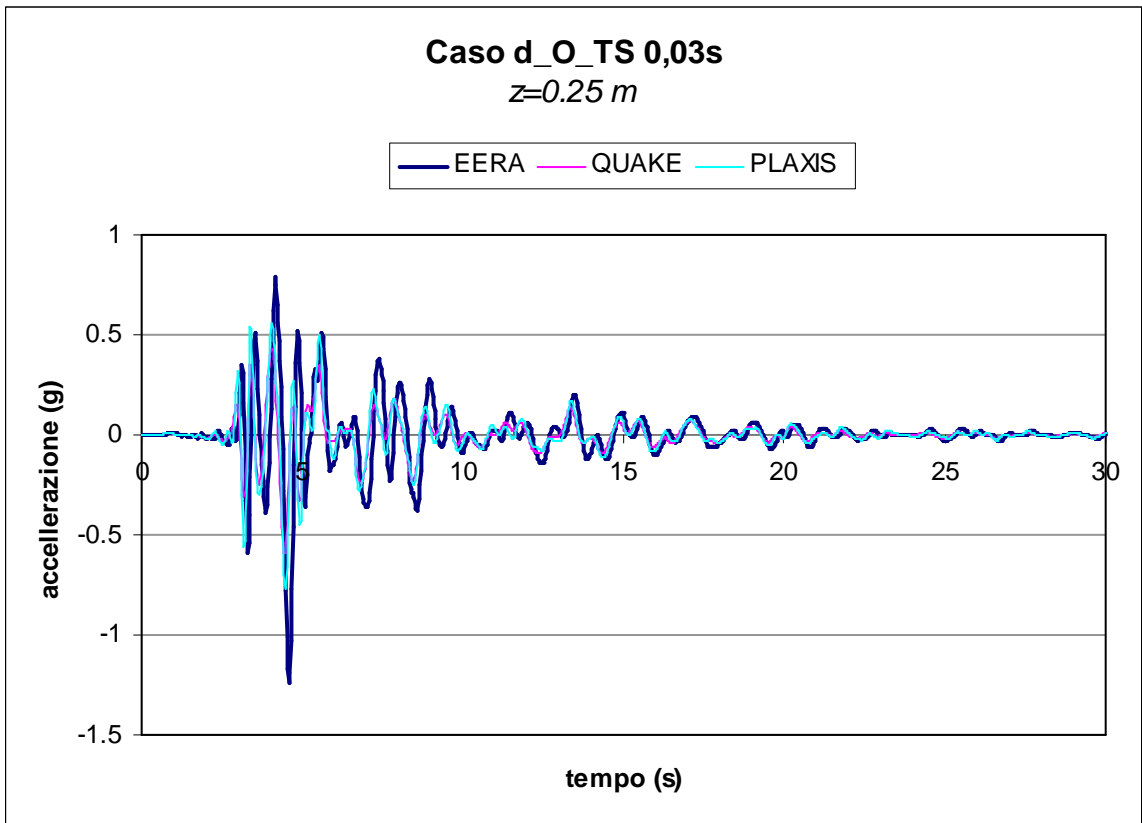
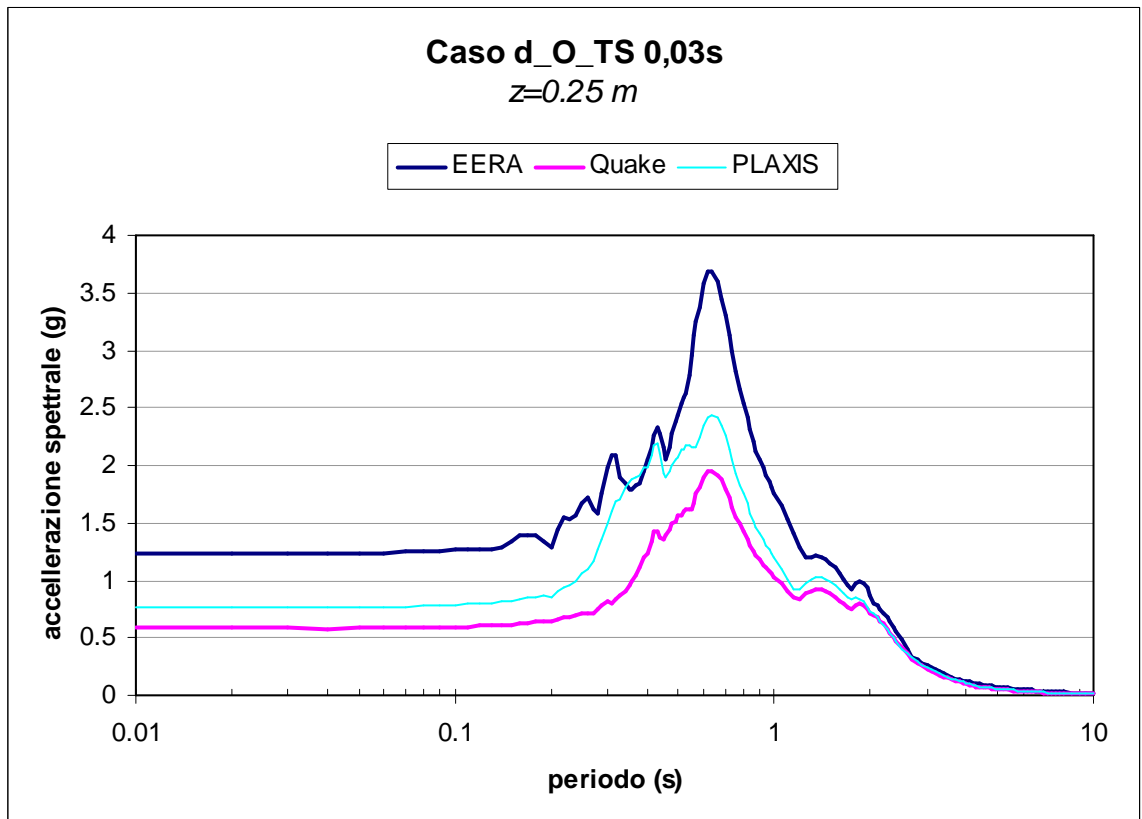
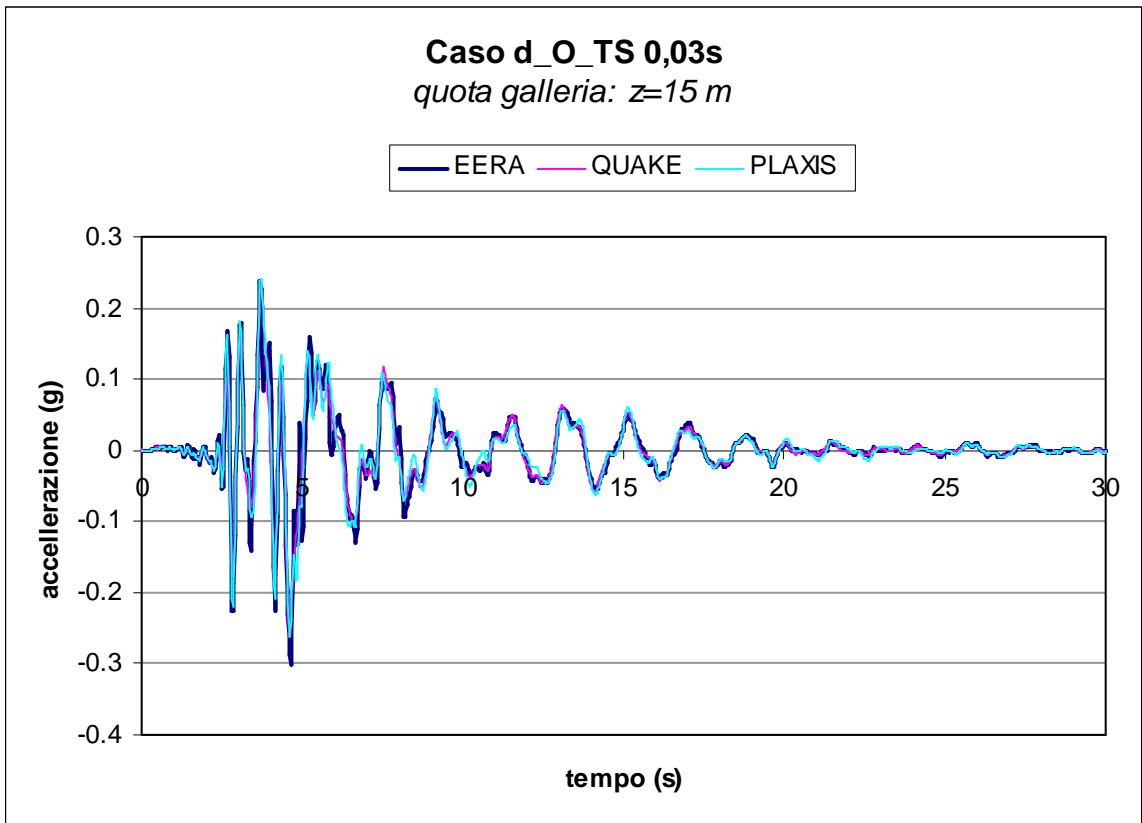


Figura 6.4.2.14 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

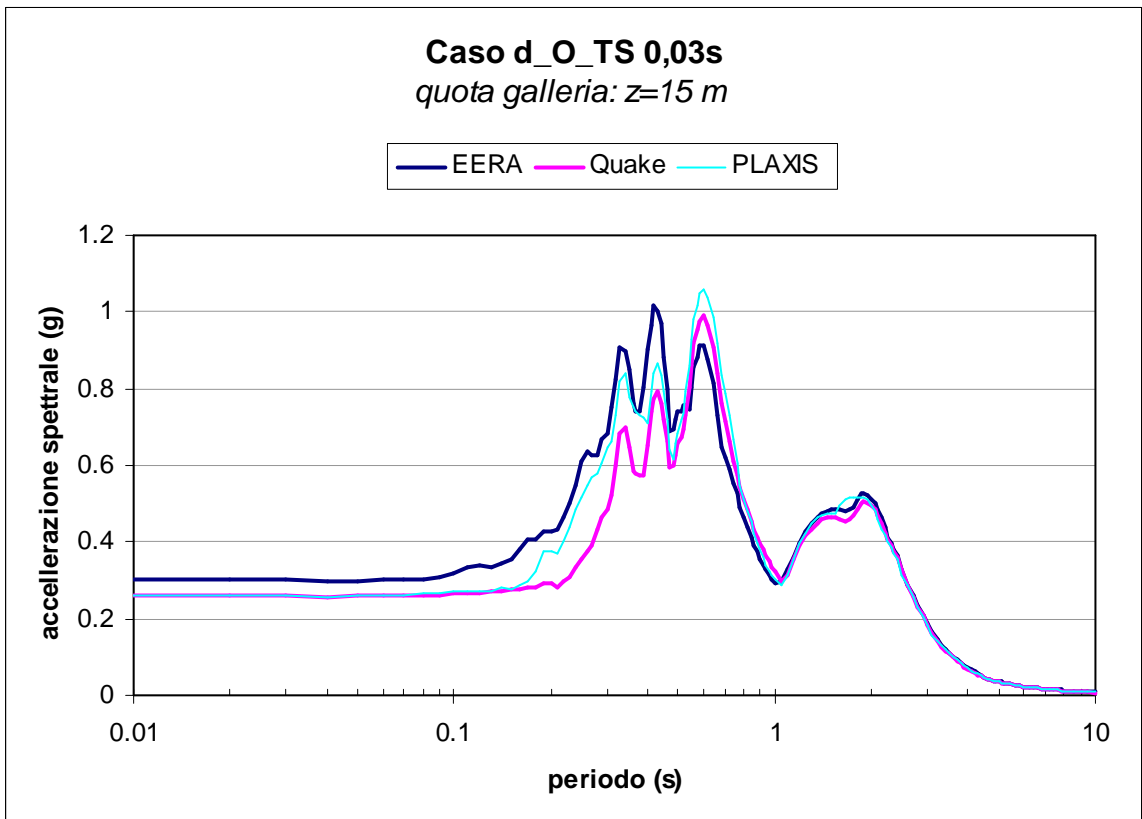


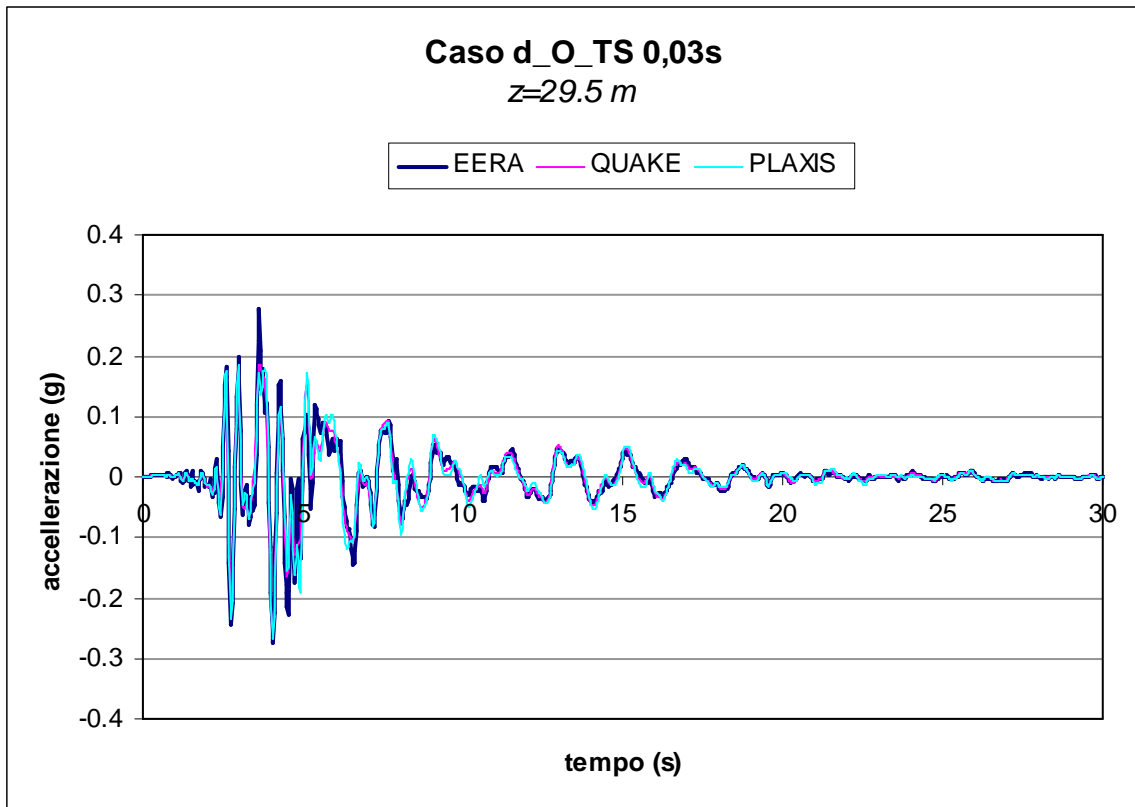
(a)



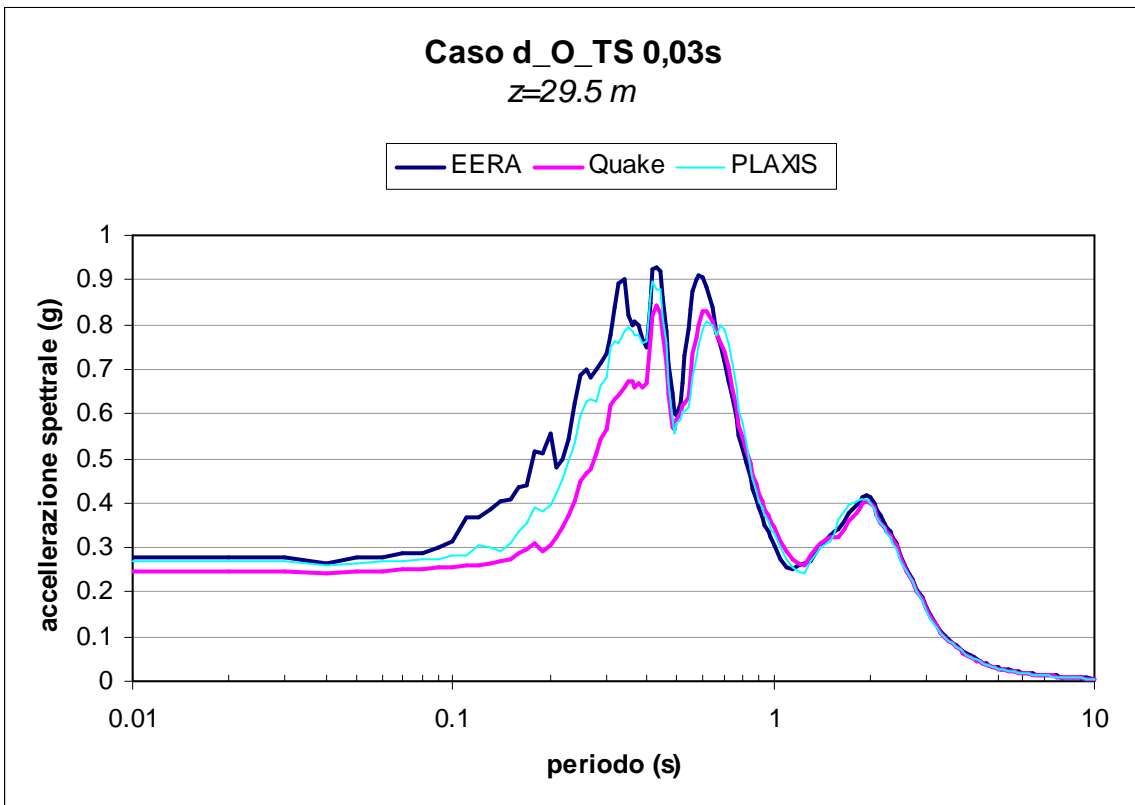


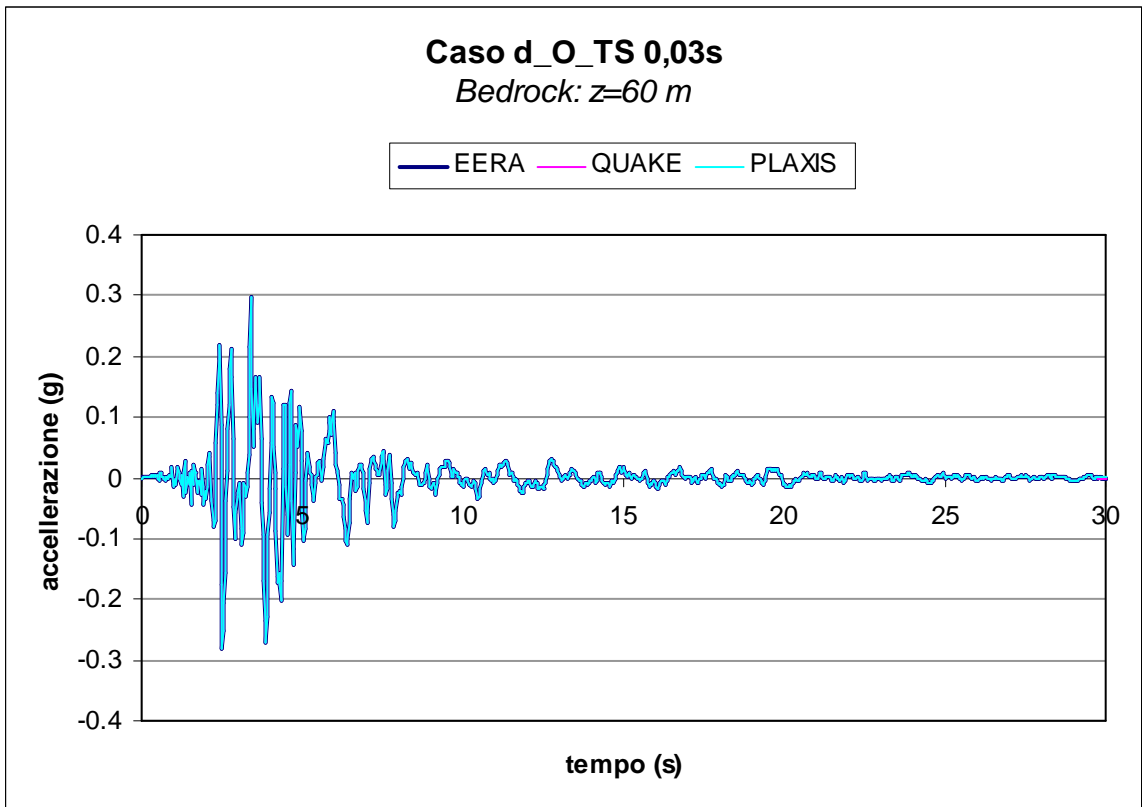
(b)





(c)





(d)

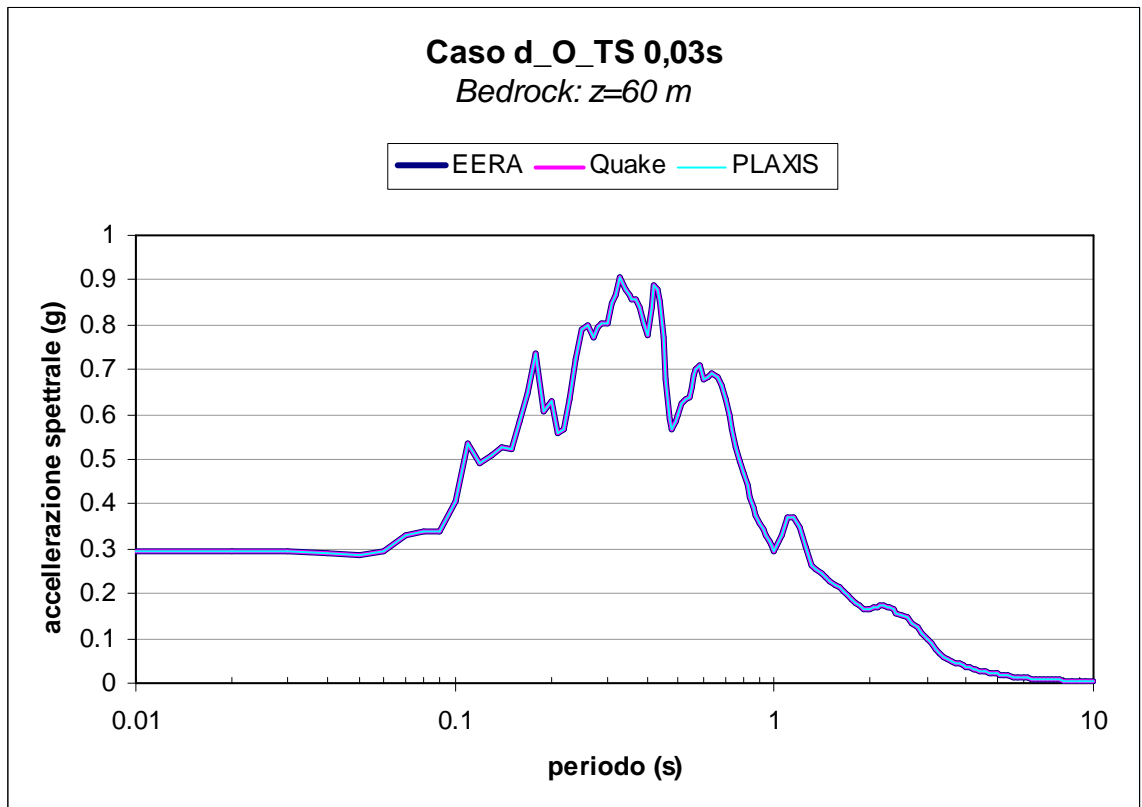


Figura 6.4.2.15 - Confronto tra i risultati di EERA, QUAKE/W e PLAXIS per il caso a_B: passo temporale adottato per EERA e QUAKE/W pari a 0,03 s.

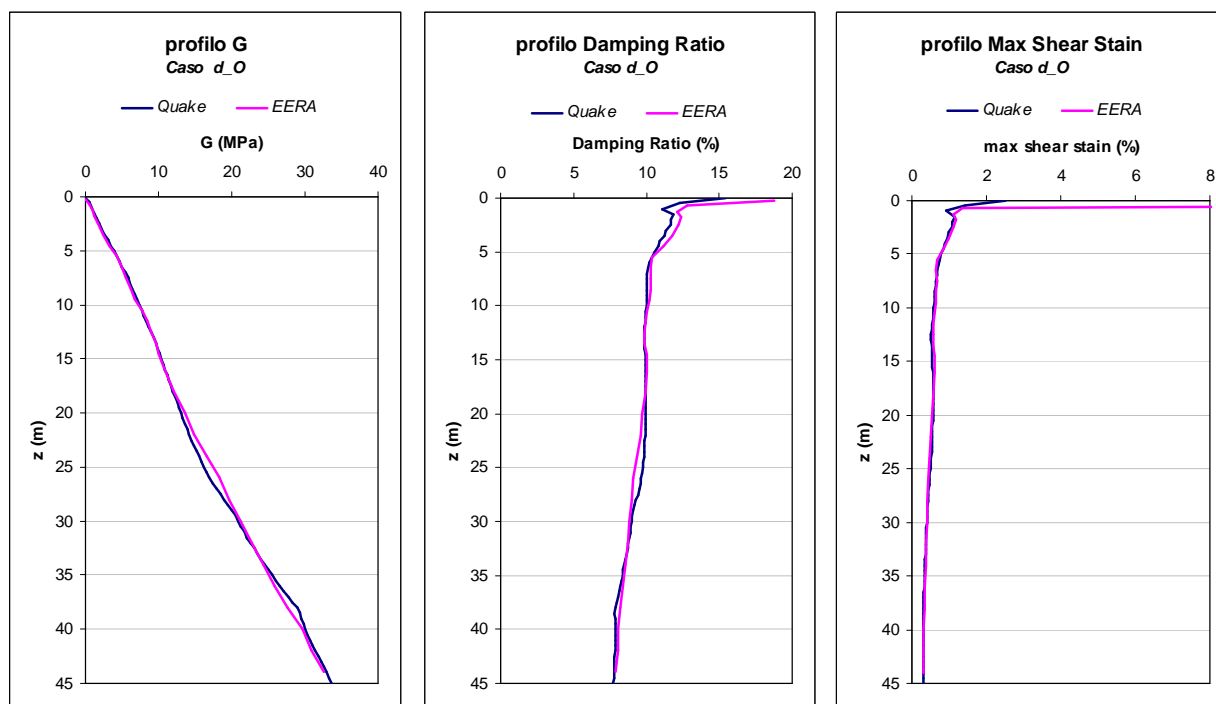


Figura 6.4.2.16 - Confronto tra i profili della massima deformazione di taglio, della rigidezza a taglio G e dello smorzamento D ottenuti al termine delle analisi con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

6.5 Conclusioni

- per il **caso a** si osserva quanto segue:

quando l'accelerogramma è applicato al tetto della formazione rocciosa di base, Caso a_B, si osserva una eccellente corrispondenza tra i risultati ottenuti dai codici *EERA* e *QUAKE/W* in tutto il campo di frequenze, mentre il risultato conseguito con *PLAXIS* è maggiormente smorzato alle alte frequenze, ma a tutti gli effetti più che accettabile.

Quando si ipotizza che l'accelerogramma si applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base, Caso a_O, si osserva una ottima coincidenza alle basse frequenze < 2 Hz, tra i risultati ottenuti con *EERA* e *PLAXIS* mentre il risultato ottenuto con *QUAKE/W* coincide per frequenze $< 1 - 1.5$ Hz ed è meno smorzato per frequenze maggiori.

- per il **caso b** si osserva quanto segue:

quando l'accelerogramma è applicato al tetto della formazione rocciosa di base, Caso b_B, si osserva una eccellente corrispondenza tra i risultati ottenuti dai codici *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* per frequenze $< 1.5 - 2$ Hz mentre per frequenze maggiori il risultato ottenuto con

QUAKE/W è maggiormente smorzato rispetto ad *EERA* mentre quello ottenuto con *PLAXIS* è intermedio tra i due.

Quando si ipotizza che l'accelerogramma si applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base, Caso b_O, si osserva una buona corrispondenza tra i risultati ottenuti dai codici *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* per frequenze <1.5-2 Hz mentre per frequenze maggiori il risultato ottenuto con *QUAKE/W* è maggiormente smorzato rispetto ad *EERA* mentre quello ottenuto con *PLAXIS* è intermedio tra i due.

- per il **caso c** si osserva quanto segue:

quando l'accelerogramma è applicato al tetto della formazione rocciosa di base, Caso c_B, si osserva una eccellente corrispondenza tra i risultati ottenuti dai codici *EERA* e *QUAKE/W* mentre il risultato conseguito con *PLAXIS* è tendenzialmente coincidente in tutto il campo di frequenze eccetto nel campo di frequenze comprese tra 2.5 e 3.5 Hz ove il risultato ottenuto è meno smorzato rispetto a quanto osservato con *EERA* e *QUAKE/W*.

Quando si ipotizza che l'accelerogramma si applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base, Caso c_O, si osserva una eccellente corrispondenza tra i risultati ottenuti dai codici *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* per frequenze <1.5 Hz mentre per frequenze maggiori il risultato ottenuto con *QUAKE/W* è maggiormente smorzato rispetto ad *EERA* mentre quello ottenuto con *PLAXIS* è intermedio tra i due.

- per il **caso d** si osserva quanto segue:

quando l'accelerogramma è applicato al tetto della formazione rocciosa di base, Caso d_B, si osserva una eccellente corrispondenza tra i risultati ottenuti dai codici *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* per frequenze <1.5-2 Hz mentre per frequenze maggiori il risultato ottenuto con *QUAKE/W* è maggiormente smorzato rispetto ad *EERA* mentre quello ottenuto con *PLAXIS* è intermedio tra i due.

Quando si ipotizza che l'accelerogramma si applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base, Caso d_O, si osserva una eccellente corrispondenza tra i risultati ottenuti dai codici *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS* per frequenze <1.5-2 Hz mentre per frequenze maggiori il risultato ottenuto con *QUAKE/W* è maggiormente smorzato rispetto ad *EERA* mentre quello ottenuto con *PLAXIS* è intermedio tra i due.

7. Analisi di Risposta Sismica Locale - casi IARG 2007

Al fine di istituire un confronto tra i risultati ottenuti per i due tipi di terreno ideale definiti in precedenza, si è pensato di migliorare la previsione del loro comportamento dinamico, filtrando preventivamente gli accelerogrammi, ovvero depurandoli delle frequenze più elevate (>7 Hz), e adottando per le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$), le indicazioni fornite da Vucetic e Dobry, 1991. Infatti, gli accelerogrammi adottati in analisi *FEM* dinamiche, vanno generalmente filtrati preventivamente per ottemperare al vincolo correlato alla dimensione degli elementi finiti, $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$. In caso contrario il codice di calcolo provvede

a farlo automaticamente, ma non senza aggiungere, in certe circostanze, porzioni di risposta spuria, ovvero errata e solo di origine numerica e non fisica.

Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e le corrispondenti curve dello smorzamento delle analisi del Capitolo 6 sono state definite con riferimento ai risultati ottenuti da autori differenti in particolare Seed e Sun, 1989 e Idriss, 1990 per il terreno tipo 1 e Vucetic e Dobry, 1991 per il terreno tipo 2. Ciò non consente un agevole confronto tra i risultati ottenuti per i due tipi di terreno per cui si è preferito adottare ora per entrambi le indicazioni fornite da Vucetic e Dobry, 1991.

In definitiva i risultati che si mostreranno in seguito differiscono da quelli precedentemente riportati al Capitolo 6 poiché:

- a) è stato preventivamente filtrato l'accelerogramma depurandolo delle frequenze superiori a 7 Hz;
- b) sono state utilizzate per le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio, le indicazioni fornite da Vucetic e Dobry, 1991;
- c) è stata valutata anche l'influenza del comportamento plastico del terreno.

Nel presente capitolo verranno quindi posti a confronto i risultati delle analisi visco-elastiche lineari (denominate VEL) e visco-elasto-plastiche (denominate VEP) con riferimento ai due casi di studio visti in precedenza (caso a e caso b); per maggiore chiarezza tali casi di studio verranno richiamati in seguito.

7.1 Descrizione dei casi di studio

Le analisi sono state eseguite prendendo a riferimento i due depositi di terreno, orizzontali omogenei e seminfiniti, indicati al capitolo 4, ossia: un terreno di tipo 1 (deposito di argille sovraconsolidate) con $I_P=40$, $\gamma=20$ kN/m³, $\nu'=0.25$, $R=4$, $K_0=0.92$, $c'=30$ kPa e $\varphi'=23^\circ$, ed un terreno di tipo 2 (deposito di argille leggermente sovraconsolidate) con $I_P=44$, $\gamma=17$ kN/m³, $\nu'=0.25$, $R=1.5$, $K_0=0.6$, $c'=0.1$ kPa e $\varphi'=24^\circ$.

Nella serie di analisi in oggetto la profondità del *bedrock* è stata fissata a 60 m, Figura 7.1.1 Il profilo della rigidezza a taglio iniziale G_0 con la profondità è stato definito utilizzando la relazione proposta da Viggiani (1992) in funzione dell'indice di plasticità I_P , Figura 7.1.2. Le curve di decadimento del modulo di rigidezza al taglio ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio sono state valutate con riferimento a risultati tipici proposti in letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) e sono rappresentate in Figura 7.1.3. In tutte le analisi si è assunta sempre la falda coincidente con il piano campagna.

Come segnale sismico di riferimento è stato utilizzato, in tutti i casi di studio, l'accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata (Grecia) durante l'evento sismico del 13 Novembre 1986. Tale accelerogramma ha una durata di 29.74 s ed un picco massimo di 0.24 g. Nelle analisi è stata considerata una delle due componenti orizzontali dell'accelerazione scalando l'accelerazione massima al valore di 0.35 g. Il segnale sismico, inoltre, è stato depurato delle frequenze superiori a $f_{max} = 7$ Hz, Figura 7.1.4, in modo da poter adottare una dimensione degli elementi h nei vari codici di calcolo ragionevole, dovendo essere verificata la condizione $h \leq h_{max} = V_S / (6 \div 7) f_{max}$, dove V_S è la velocità delle onde di taglio. L'accelerogramma selezionato è stato considerato come applicato *all'outcrop*. Per questo motivo, è stato necessario procedere con la deconvoluzione dell'accelerogramma per ottenere il corrispondente segnale sismico al *bedrock*, Figura 7.1.5 per il terreno tipo 1 e Figura 7.1.6 per il terreno tipo 2.

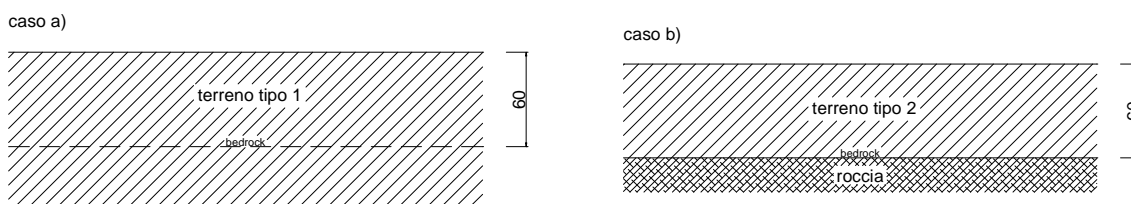


Figura 7.1.1 - Casi di studio.

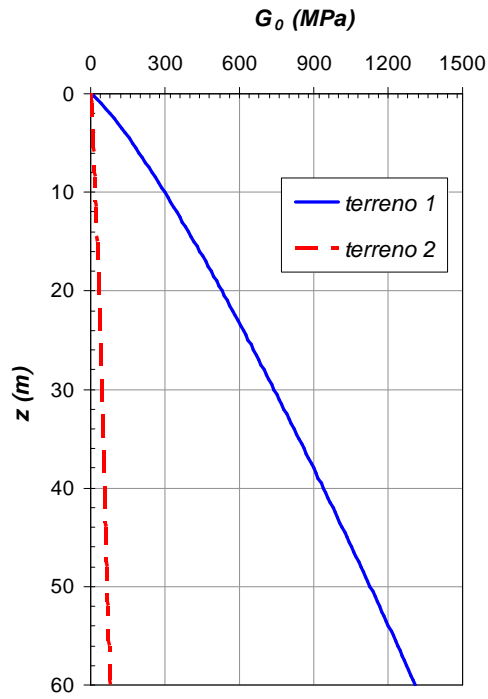


Figura 7.1.2 - Profili di G_0 .

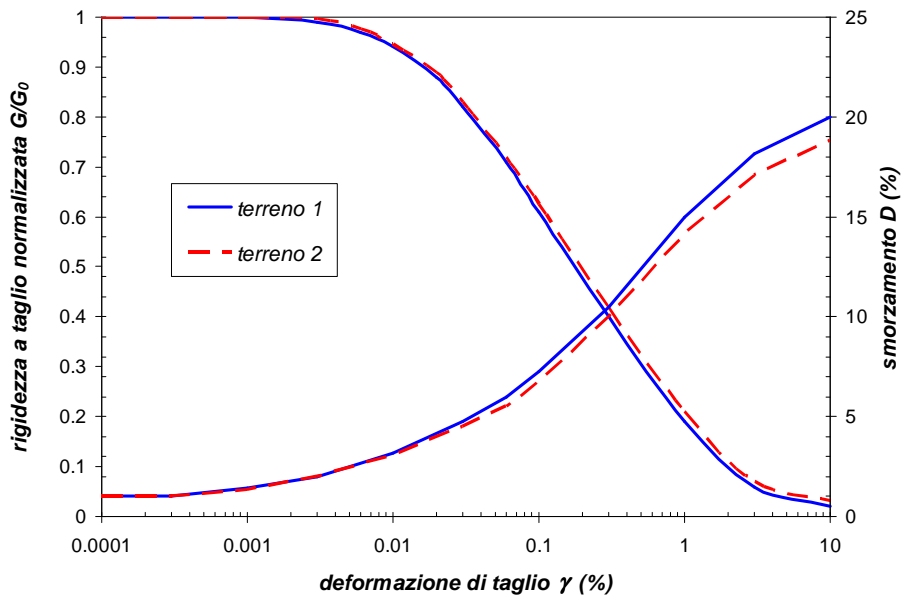


Figura 7.1.3 - Curve di decadimento del modulo di rigidezza al taglio normalizzato G/G_0 e dello smorzamento D con la deformazione di taglio.

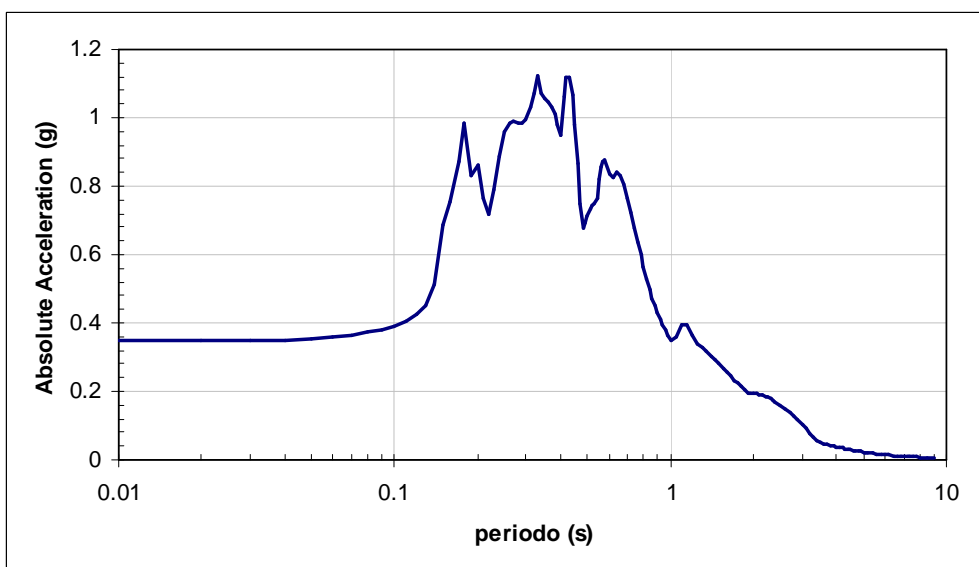
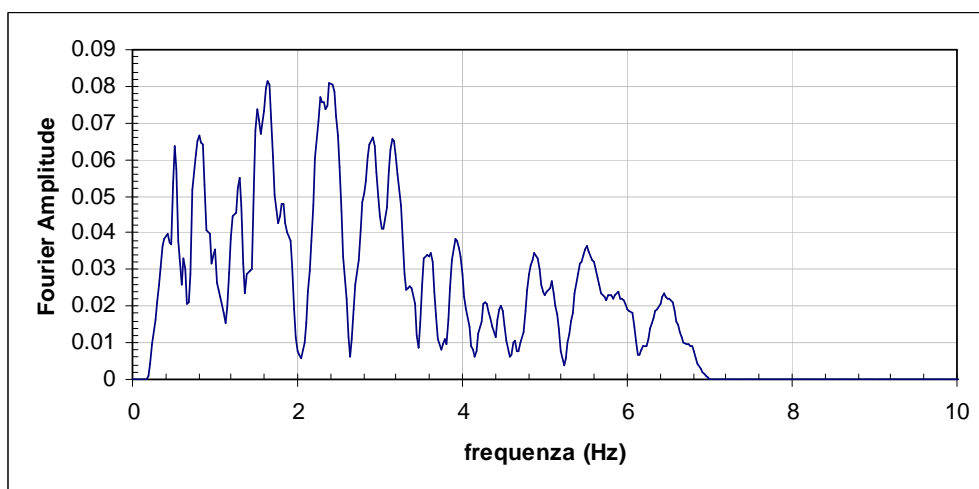
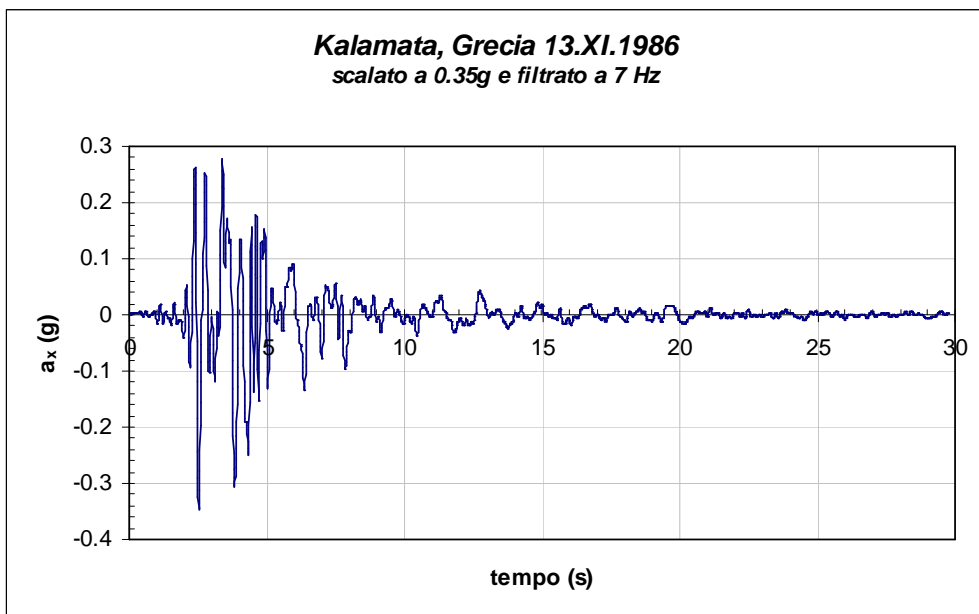


Figura 7.1.4 - Accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g e depurato delle frequenze superiori a 7Hz.

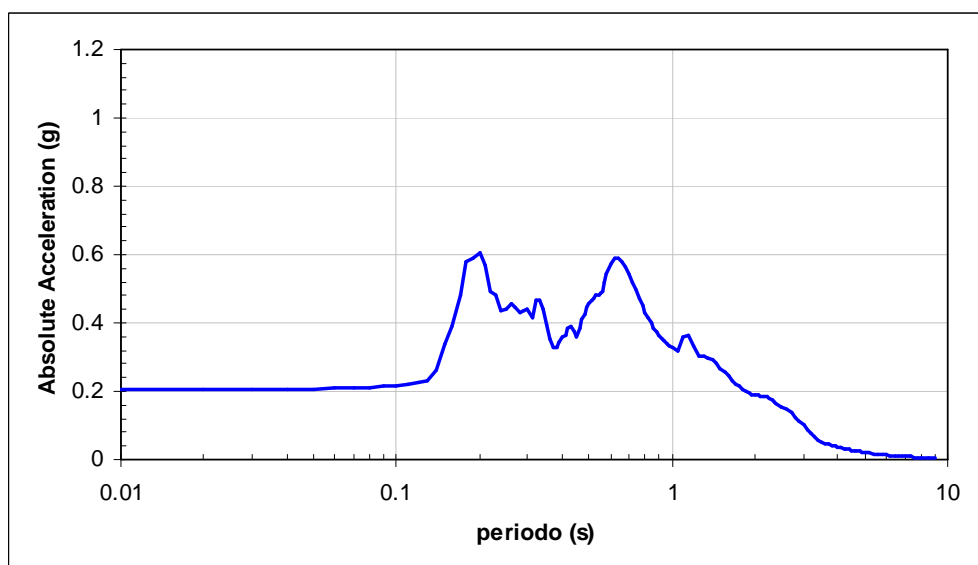
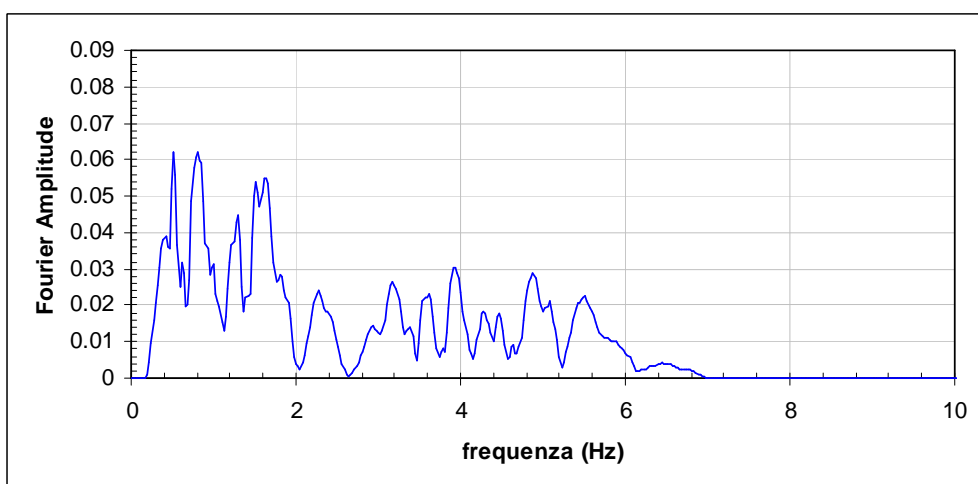
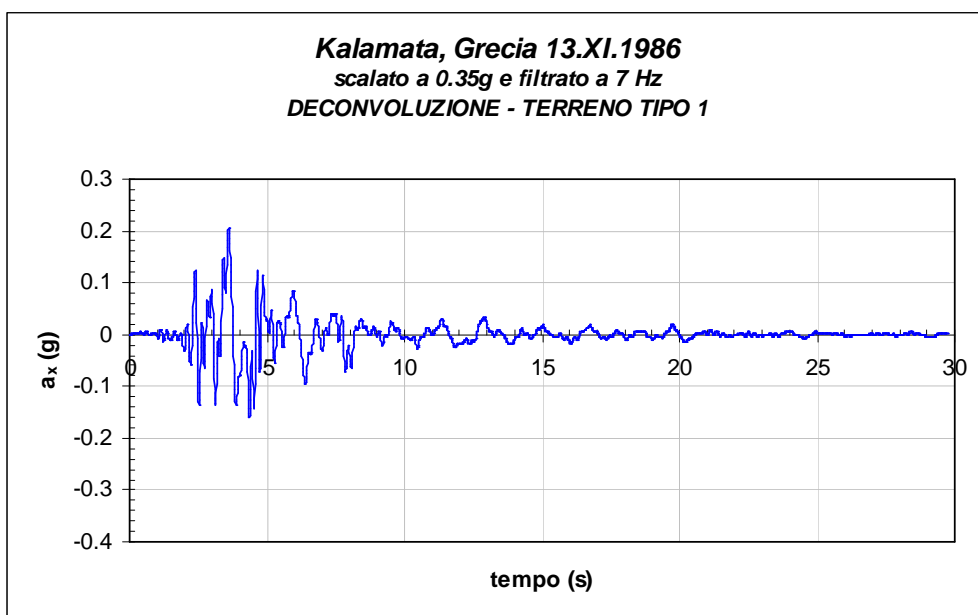


Figura 7.1.5 - Terreno tipo 1: accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g, depurato delle frequenze superiori a 7Hz e sottoposto a deconvoluzione.

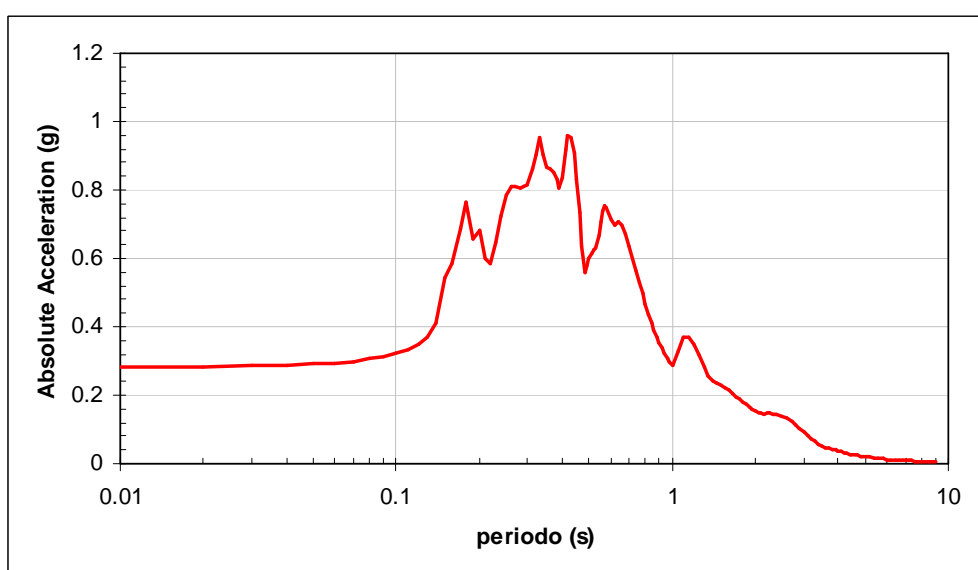
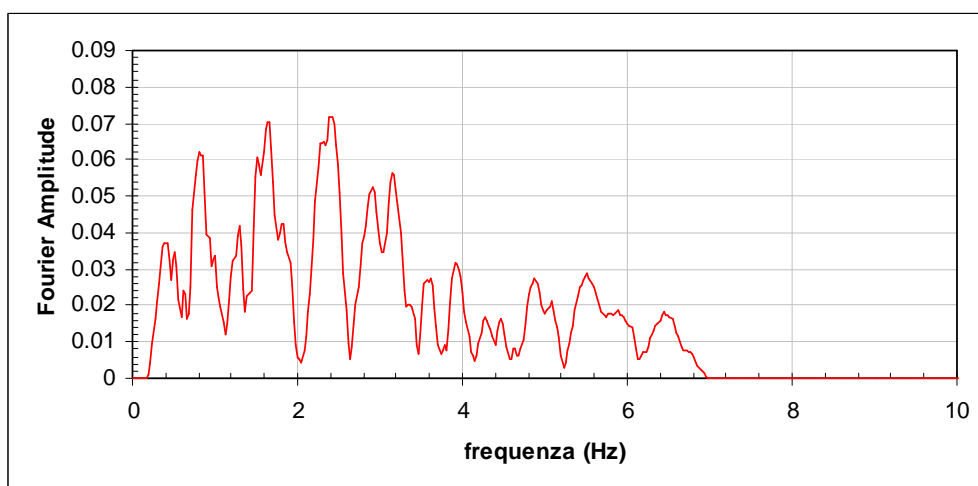
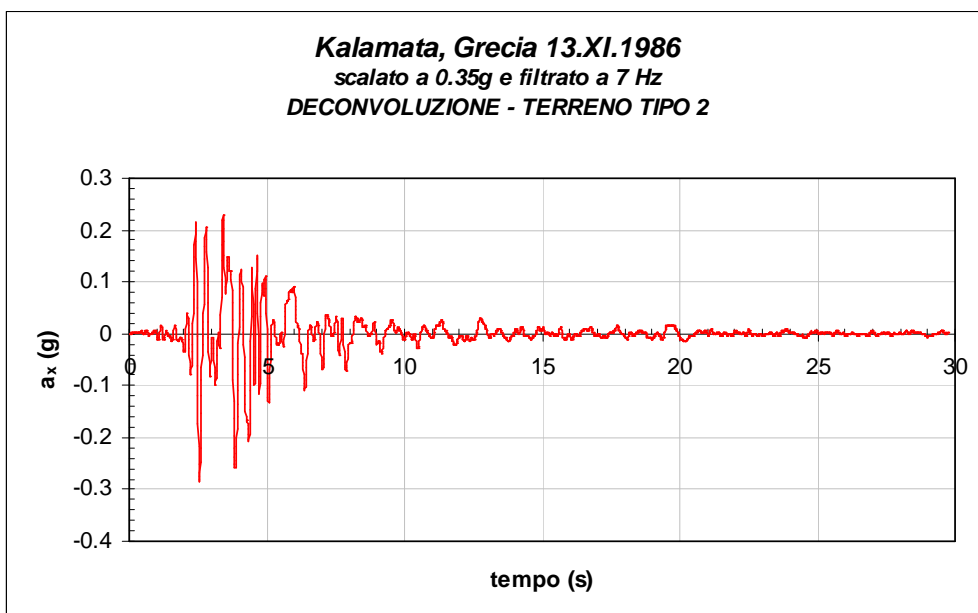


Figura 7.1.6 - Terreno tipo 2: accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata, Grecia durante l'evento sismico del 13 novembre 1986, scalato ad una accelerazione di picco pari a 0,35g, depurato delle frequenze superiori a 7Hz e sottoposto a deconvoluzione.

7.2 Risultati delle analisi numeriche per il terreno tipo 1

ANALISI EERA

La Figura 7.2.1 mostra il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 7.2.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_p = 40\%$.

L'accelerogramma è applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso, prima di eseguire l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma prodotto al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 7.1.5.

Le Figure 7.2.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.205g subisca una amplificazione raggiungendo un valore di 0.588 g in corrispondenza della superficie e 0.348g alla quota della galleria. Inoltre si nota come il fenomeno di propagazione induca un livello deformativo che mediamente si attesta intorno allo 0.033%; la rigidezza a taglio normalizzata e lo smorzamento mobilitati assumono rispettivamente valori che si attestano mediamente intorno allo 0.90 e al 3.8%.

In Figura 7.2.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente come il segnale sismico abbia subito non soltanto un fenomeno di amplificazione ma anche di modifica del suo contenuto in frequenza. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando la Figura 7.2.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse paria a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 8, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

Terreno tipo 1

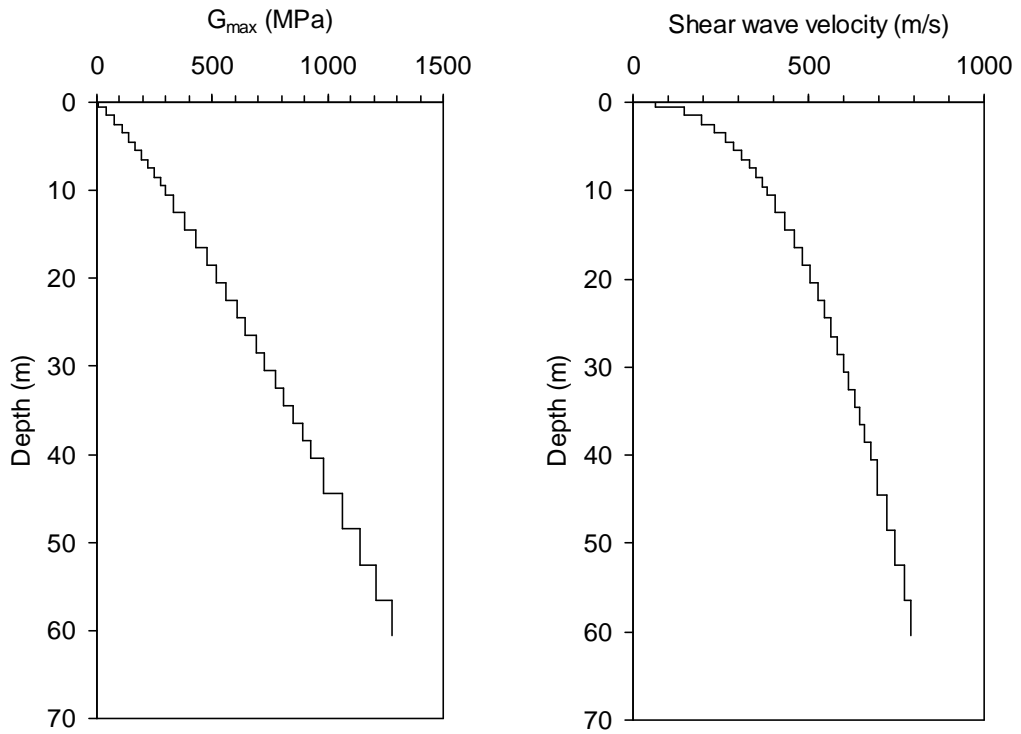


Figura 7.2.1 - Analisi EERA: andamenti di G_0 e di V_S con la profondità.

Terreno tipo 1

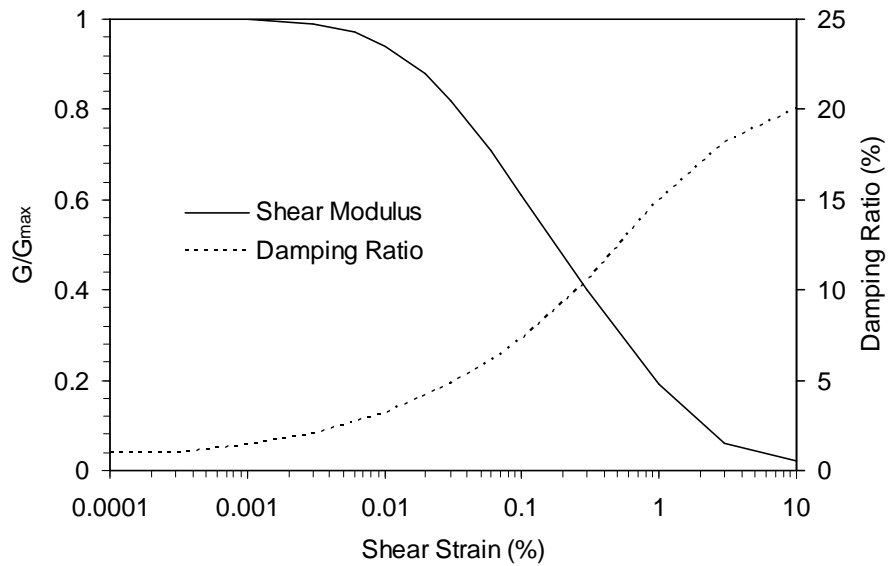


Figura 7.2.2 - Analisi EERA: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

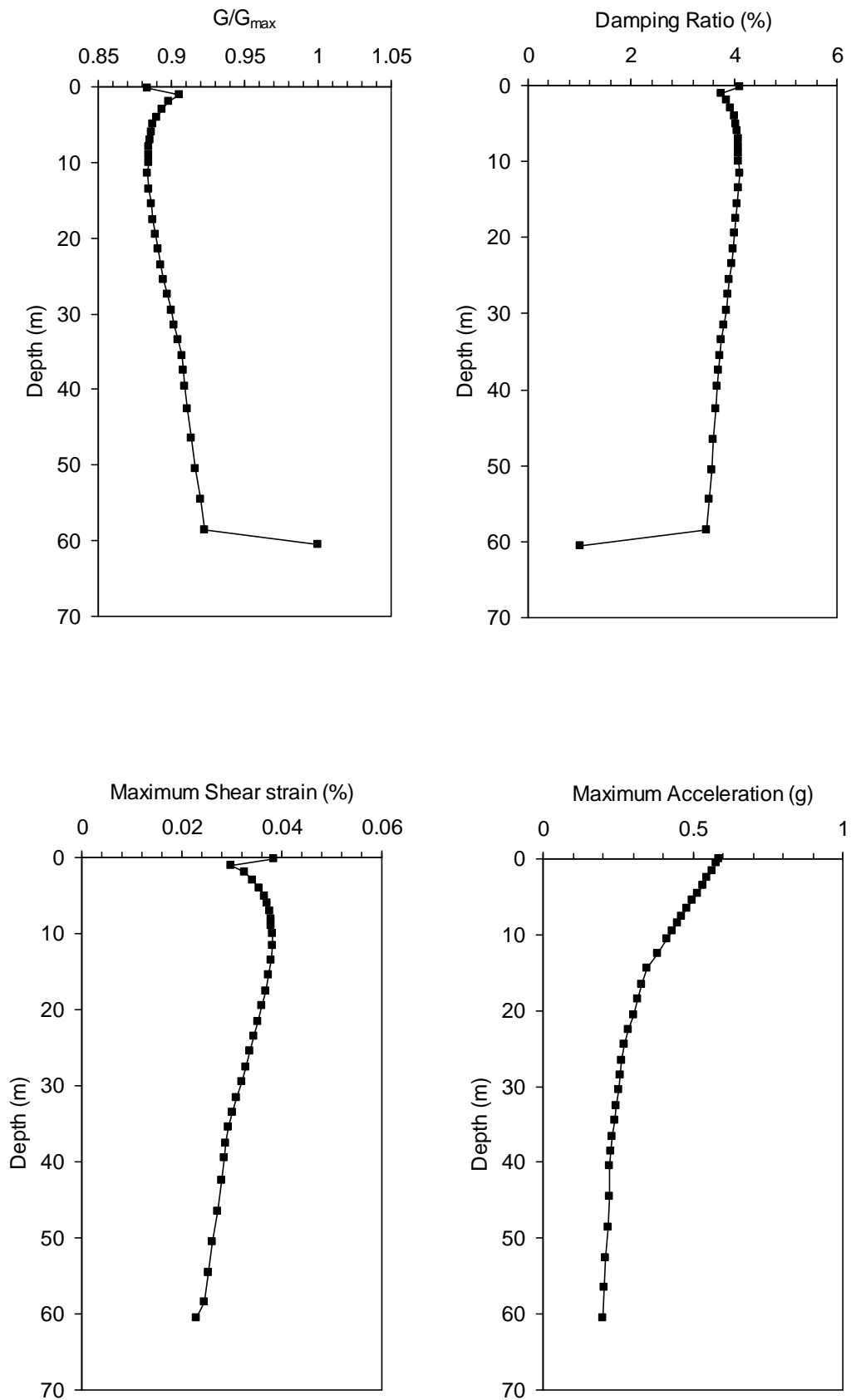


Figura 7.2.3 - Analisi EERA: andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

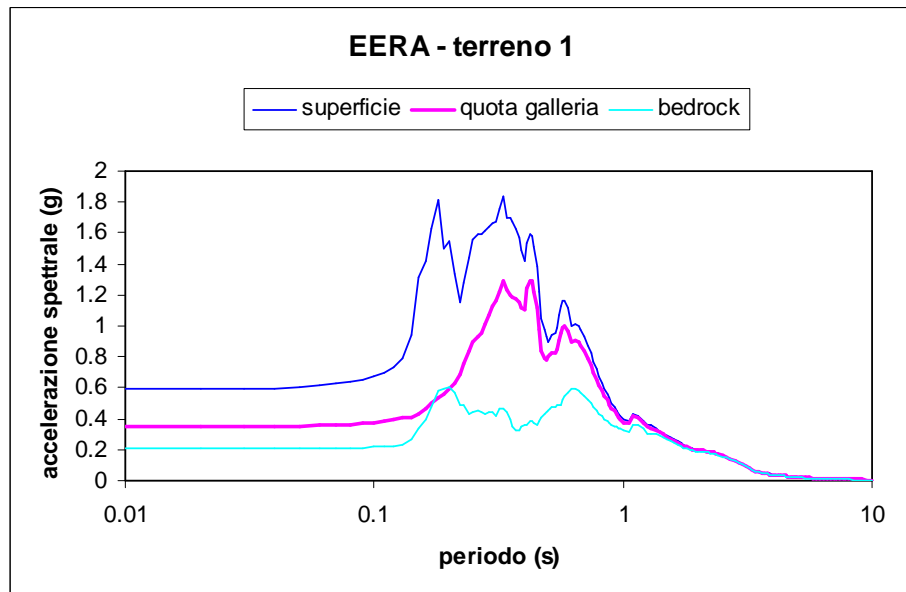
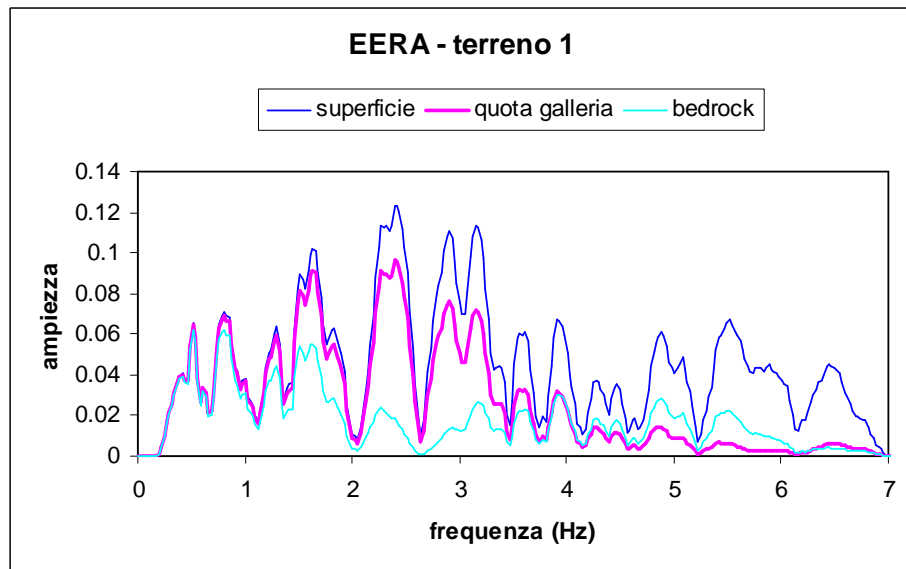
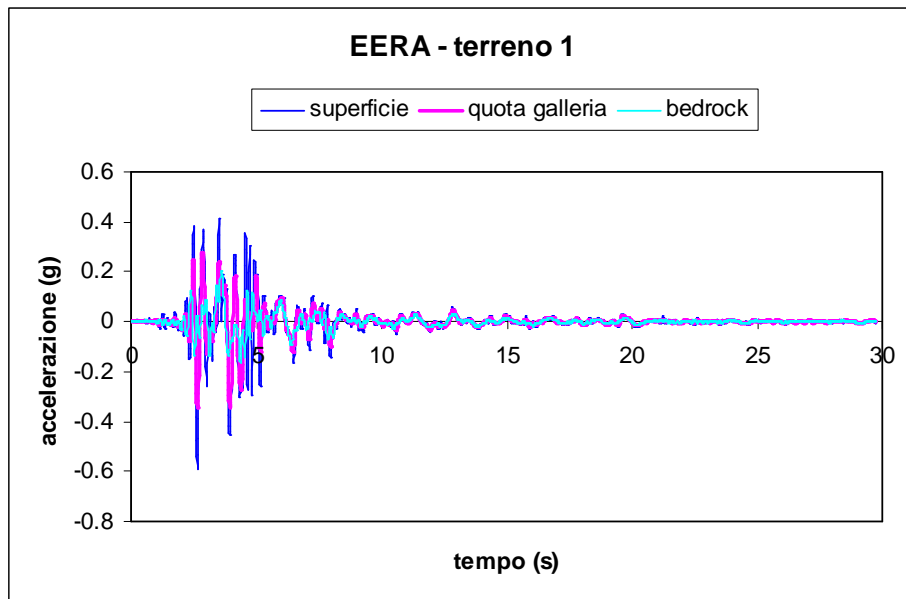


Figura 7.2.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

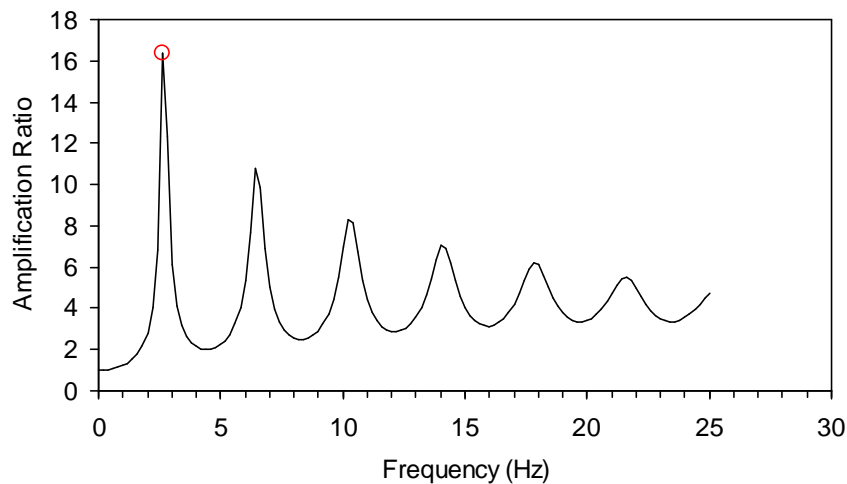


Figura 7.2.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità (Figura 7.1.2);
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' $I_P=40\%$ ed indicate in Figura 7.2.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 7.2.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D= 1\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in *EERA*.

Lo stato tensionale iniziale in *QUAKE/W* è stato generato preliminarmente all'analisi dinamica, utilizzando un valore del coefficiente di Poisson pari a $\nu'= 0.48$, anziché 0.25; tale valore è stato determinato, in modo da poter ottenere il valore del coefficiente di spinta a riposo desiderato, utilizzando la relazione $K_0 = \nu' / (1 - \nu')$.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.2.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 60 m ed è costituito da 120 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 485 nodi. Gli elementi finiti hanno un'altezza pari ad 1 m in modo tale

da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

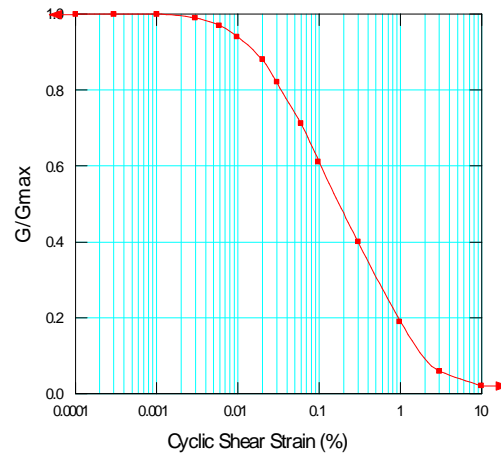
Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x= u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 7.2.8 (cfr. Figura 7.1.5) ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g ed operando la relativa deconvoluzione.

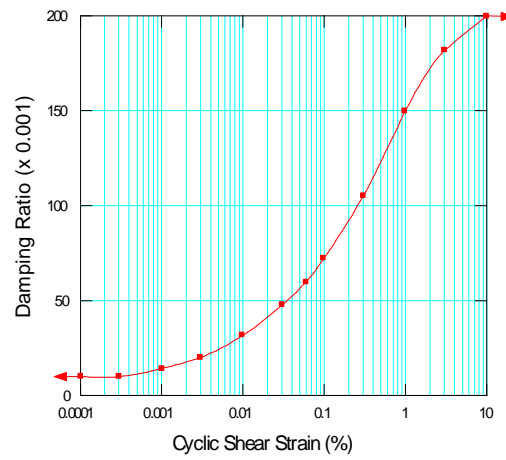
Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s; per quanto esposto al Capitolo 6 esso è stato successivamente aumentato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici di calcolo adottati.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)
- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 7.2.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

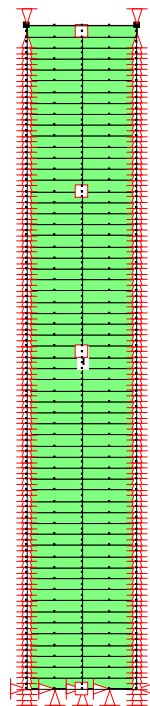


Figura 7.2.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

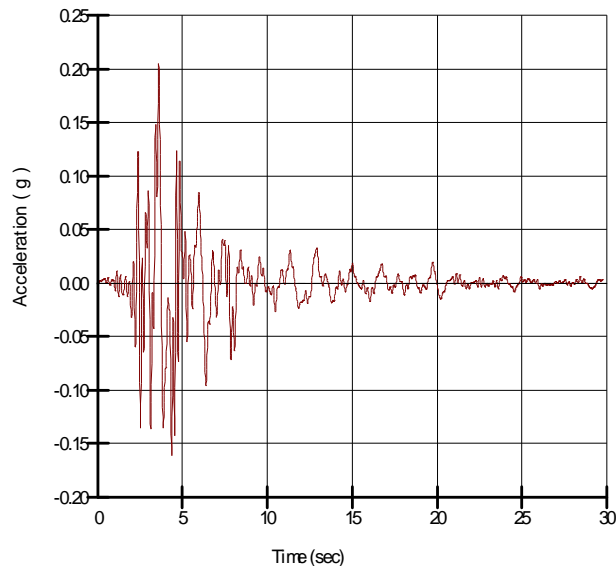


Figura 7.2.8 - Analisi *QUAKE/W*: accelerogramma applicato alla base del modello.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 7.2.9. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidezza e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 7.2.10 e in dettaglio in Figura 7.2.11, è composta da 2066 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 16781 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 3.73 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione: $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 18 m in corrispondenza della base a 1.4 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre, lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidezze e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidezza e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidezza e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidezza e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidezza e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;
- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) sono le pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 7.2.I.

In Figura 7.2.12a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 7.2.12b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 7.2.14 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di

smorzamento è compreso tra 1.4 Hz e 3.4 Hz (Figura 7.2.13), ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 7.1.5 ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stata eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error* = 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxation* = 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations* = 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa* = 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta* = 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1* = 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2* = 0.25 (valore di *default*)

Per le analisi *FEM* con il codice di calcolo *PLAXIS* sono stati adottati due modelli differenti: il modello visco-elastico lineare e il modello visco-elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Quest'ultimo modello tiene conto degli effetti della plasticità sul comportamento dinamico dei terreni. I risultati ottenuti per entrambi i modelli sono di seguito riportati.

Tabella 7.2.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*
 materiale tipo: *non Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	20	4.11	0.5118	0.0027	7611	19028	0.25	0.923
2	0.5-1.5	1	20	3.74	0.4663	0.0025	38816	97041	0.25	0.923
3	1.5-2.5	1	20	3.86	0.4815	0.0026	70350	175875	0.25	0.923
4	2.5-3.5	1	20	3.94	0.4905	0.0026	98935	247338	0.25	0.923
5	3.5-5.5	2	20	4.02	0.5007	0.0027	136825	342062	0.25	0.923
6	5.5-7.5	2	20	4.07	0.5072	0.0027	185107	462767	0.25	0.923
7	7.5-9.5	2	20	4.09	0.5096	0.0027	231297	578243	0.25	0.923
8	9.5-11.5	2	20	4.10	0.5106	0.0027	274847	687118	0.25	0.923
9	11.5-13.5	2	20	4.09	0.5101	0.0027	324019	810046	0.25	0.923
10	13.5-16.5	3	20	4.07	0.5066	0.0027	379940	949850	0.25	0.923
11	16.5-19.5	3	20	4.03	0.5023	0.0027	433670	1084175	0.25	0.923
12	19.5-22.5	3	20	4.00	0.4985	0.0027	487253	1218132	0.25	0.923
13	22.5-25.5	3	20	3.93	0.4902	0.0026	553327	1383317	0.25	0.923
14	25.5-29.5	4	20	3.88	0.4835	0.0026	617310	1543274	0.25	0.923
15	29.5-33.5	4	20	3.80	0.4734	0.0025	694809	1737021	0.25	0.923
16	33.5-37.5	4	20	3.73	0.4643	0.0025	771027	1927568	0.25	0.923
17	37.5-41.5	4	20	3.68	0.4583	0.0024	840812	2102029	0.25	0.923
18	41.5-47.5	6	20	3.63	0.4523	0.0024	934089	2335223	0.25	0.923
19	47.5-53.5	6	20	3.53	0.4402	0.0023	1042845	2607112	0.25	0.923
20	53.5-60	6.5	20	3.48	0.4343	0.0023	1147093	2867733	0.25	0.923

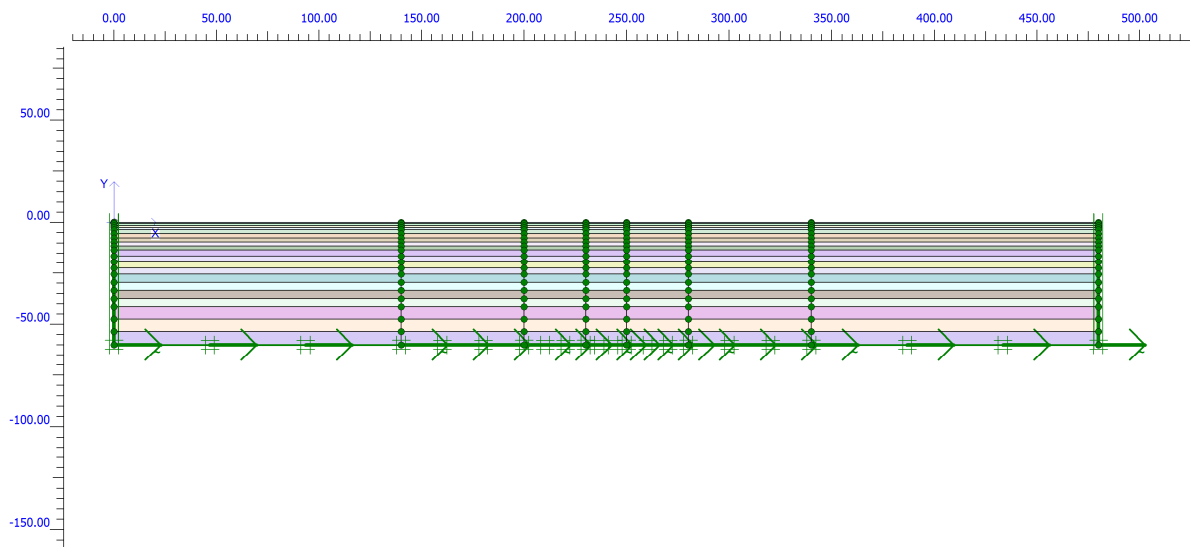


Figura 7.2.9 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

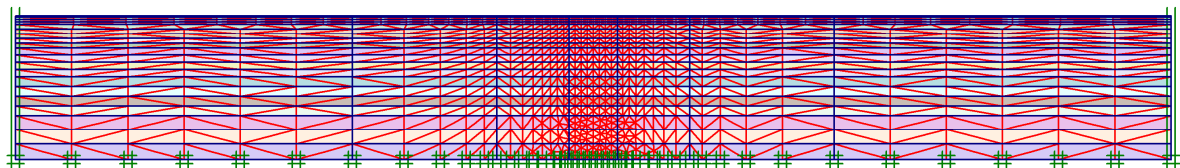


Figura 7.2.10 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

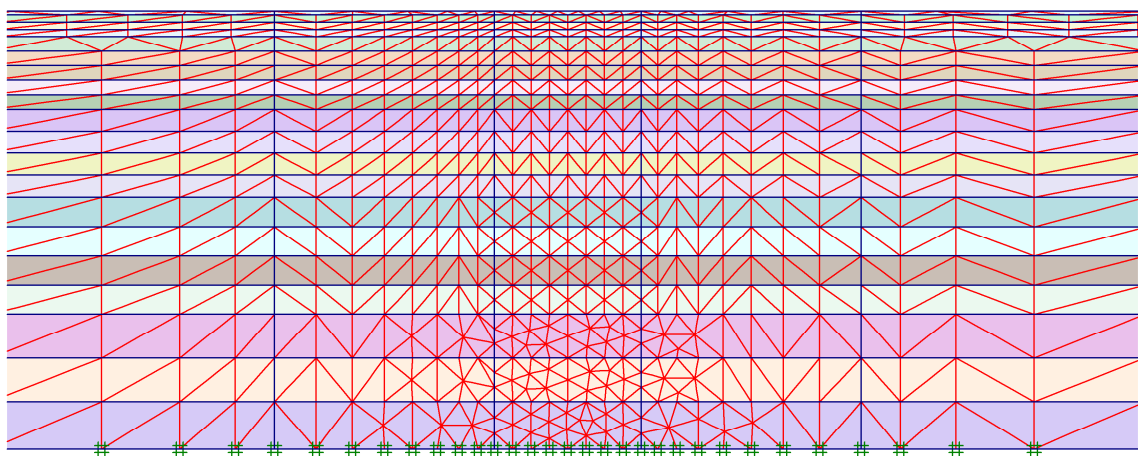


Figura 7.2.11 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

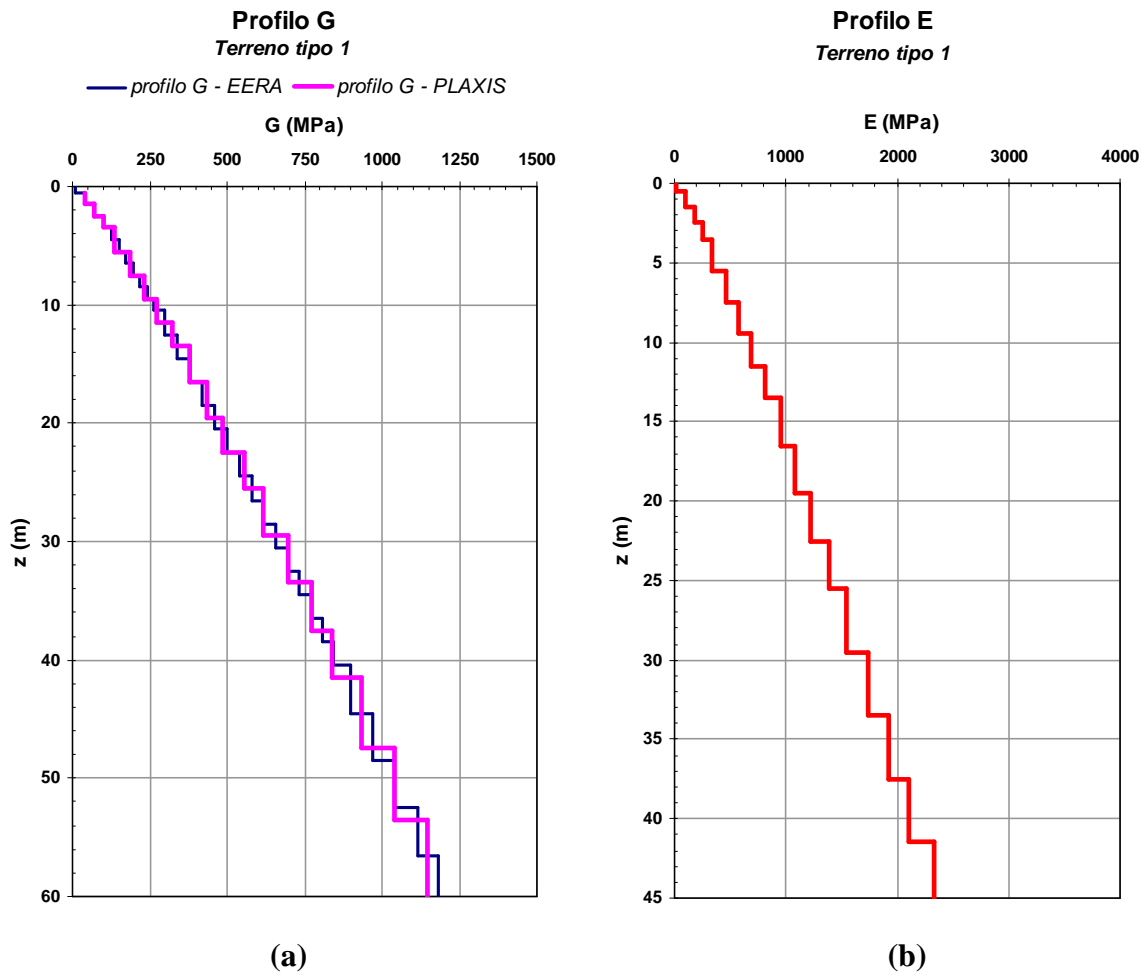


Figura 7.2.12 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l'analisi.

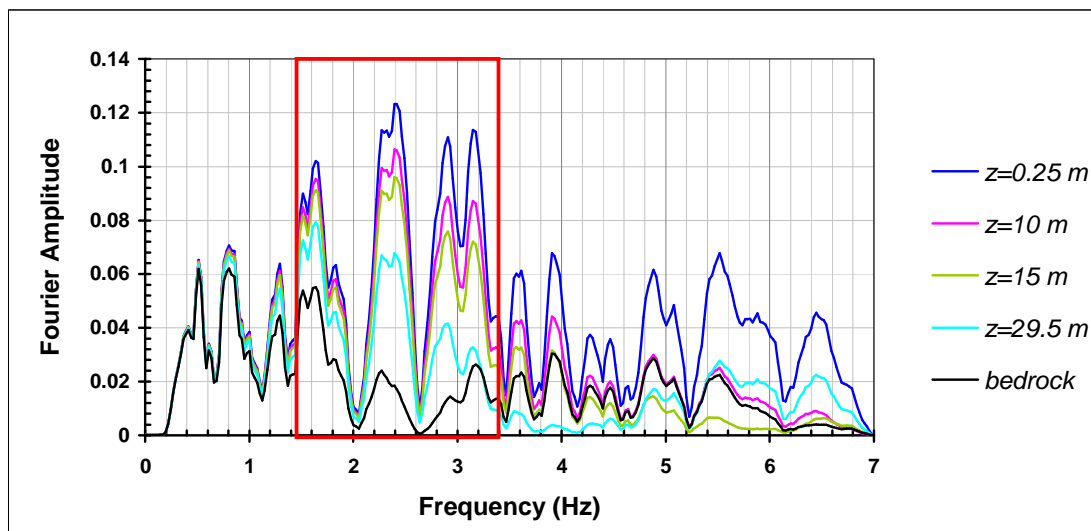
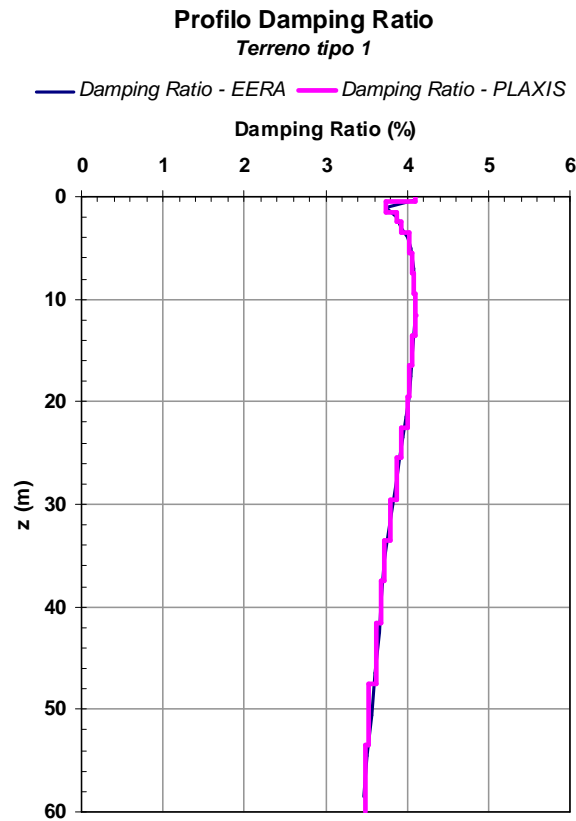
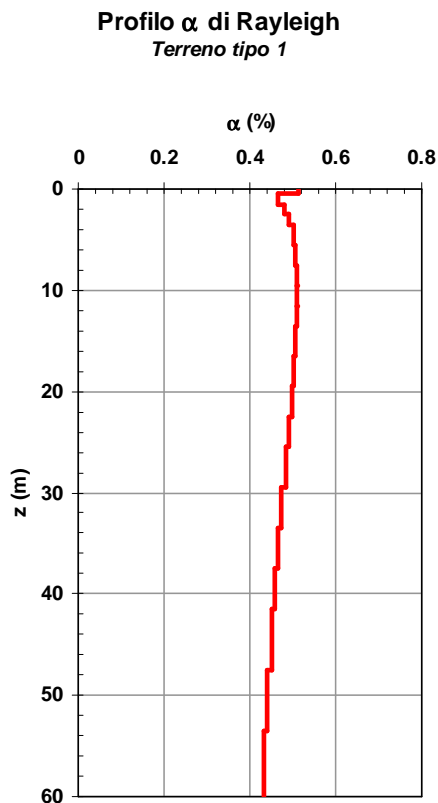


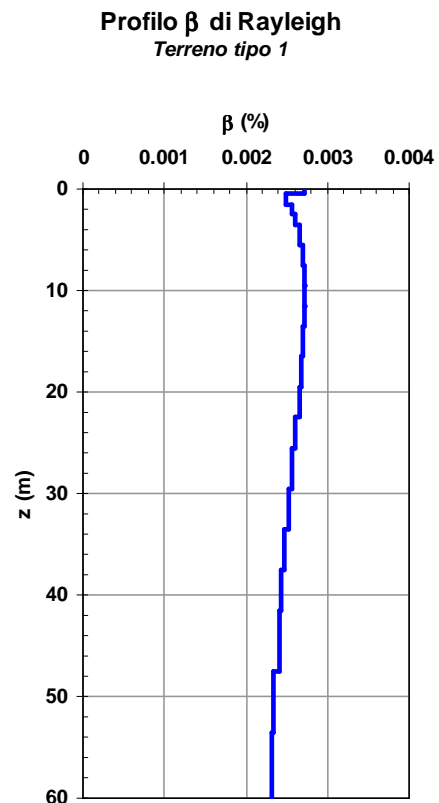
Figura 7.2.13 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico utilizzato per calibrare i parametri di smorzamento viscoso nell'analisi con *PLAXIS* per il terreno 1.



(a)



(b)



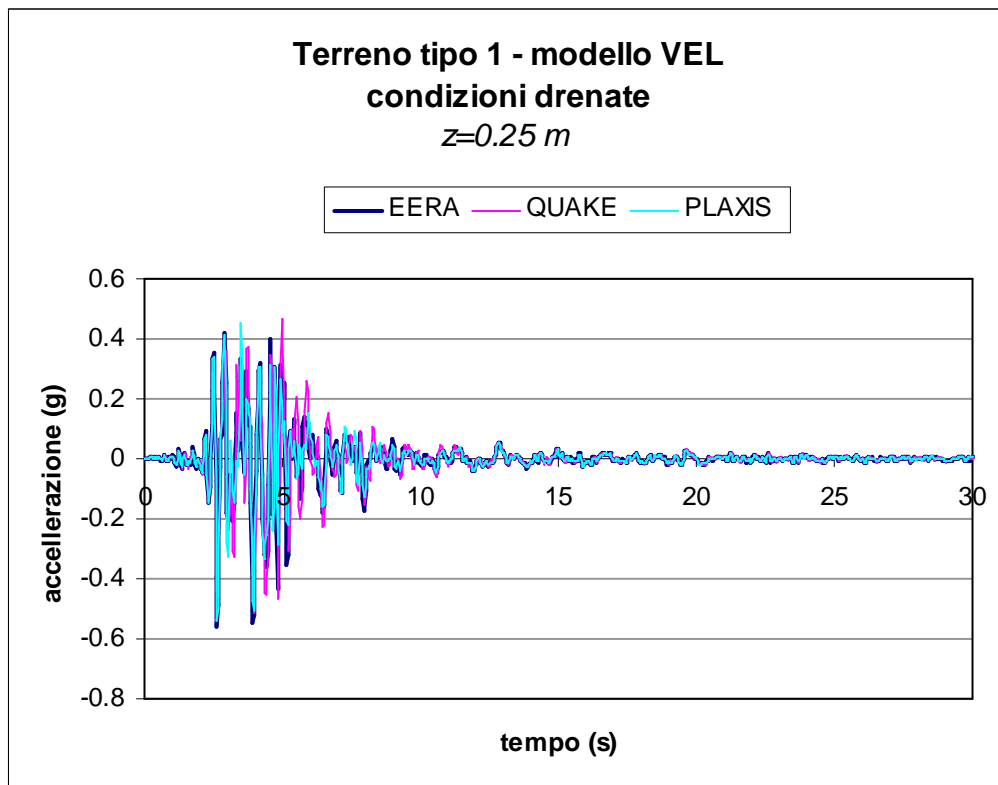
(c)

Figura 7.2.14 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

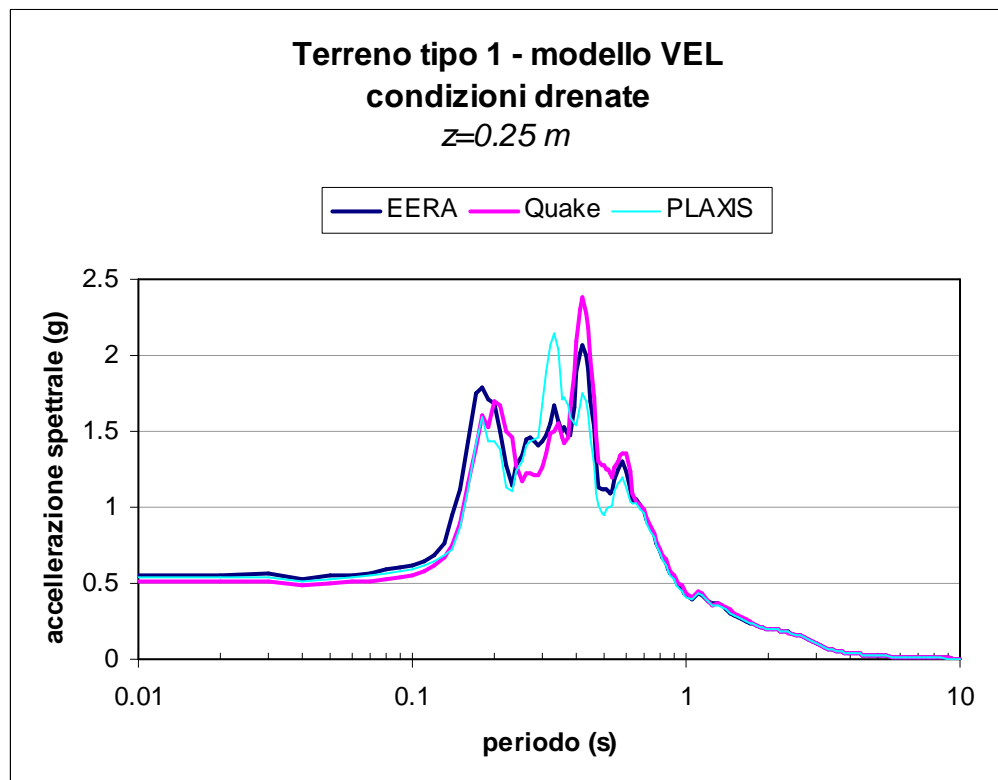
MODELLO VISCO-ELASTICO

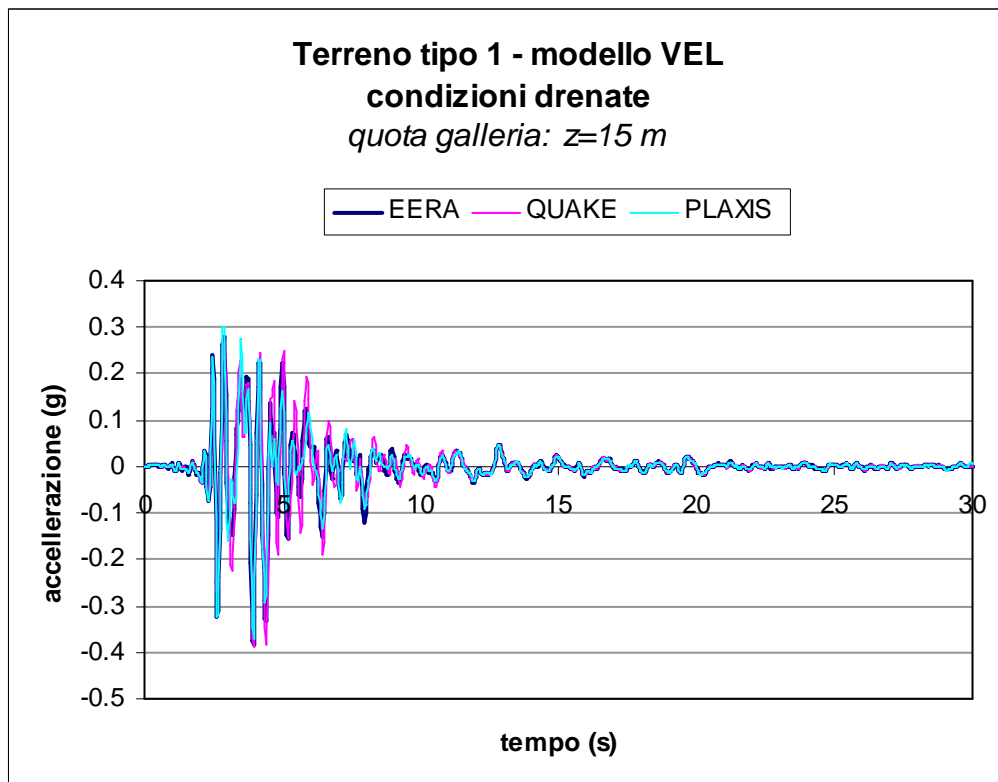
Le analisi dinamiche con il codice di calcolo *PLAXIS* sono state svolte adottando in un primo momento per il terreno tipo 1 un comportamento drenato. Il risultato ottenuto è indicato in Figura 7.2.15 insieme con quelli ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato alla base della colonna in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie. Successivamente si è ipotizzato per il terreno tipo 1 un comportamento non drenato ed il risultato ottenuto è riportato in Figura 7.2.16. L'andamento delle sovrappressioni interstiziali generate durante l'analisi dinamica è riportato invece in Figura 7.2.17: si osserva facilmente come le sovrappressioni sia elevatissime alla base del modello e ciò potrebbe determinare problemi all'analisi *FEM* soprattutto quando si utilizza un modello visco-elasto-plastico; in alcuni casi analizzati, ad esempio, l'analisi visco-elasto-plastica eseguita non convergeva. Tali sovrappressioni potrebbero inoltre influenzare la propagazione del segnale sismico. Tali effetti possono essere eliminati rendendo drenato il comportamento dello strato di base. In Figura 7.2.18 sono riportati i risultati ottenuti in termini di sovrappressioni interstiziali per il caso di studio quando si ponesse alla base uno strato drenato. Si osserva come in quest'ultimo caso i valori delle sovrappressioni interstiziali generate durante l'analisi dinamica siano un ordine di grandezza inferiore rispetto al caso precedente in cui lo strato di base è considerato a comportamento non drenato.

In Figura 7.2.19 si riportano i risultati ottenuti considerando drenato lo strato di base, in termini di accelerogramma e spettri registrati in diversi punti della colonna in asse al modello, a confronto con i risultati ottenuti con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

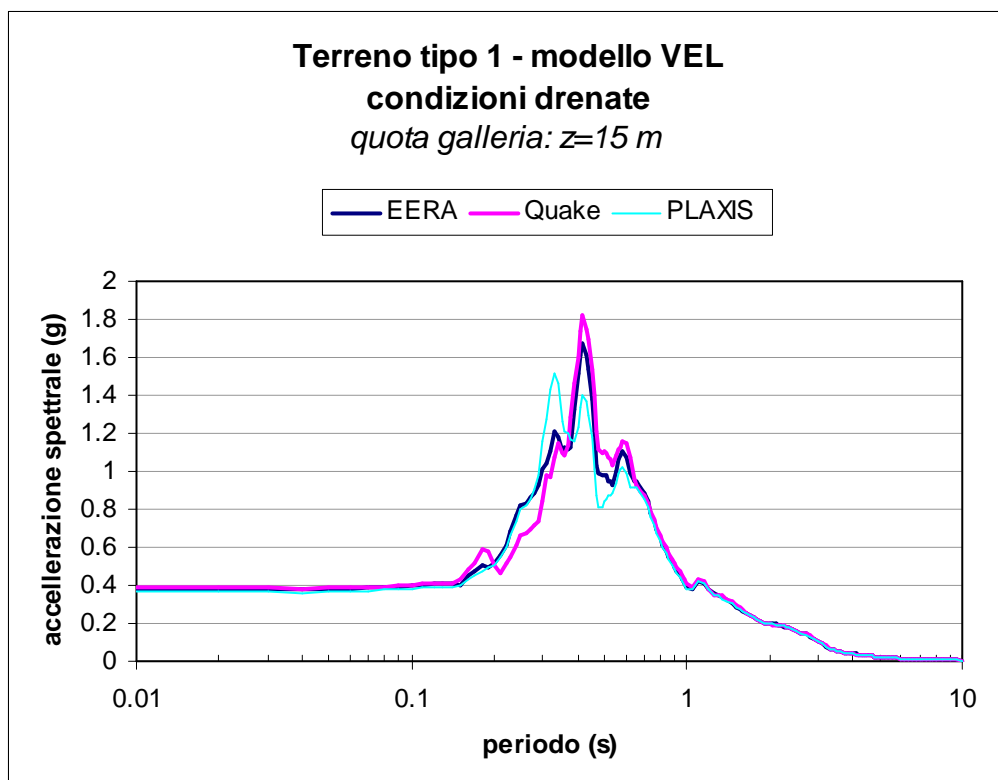


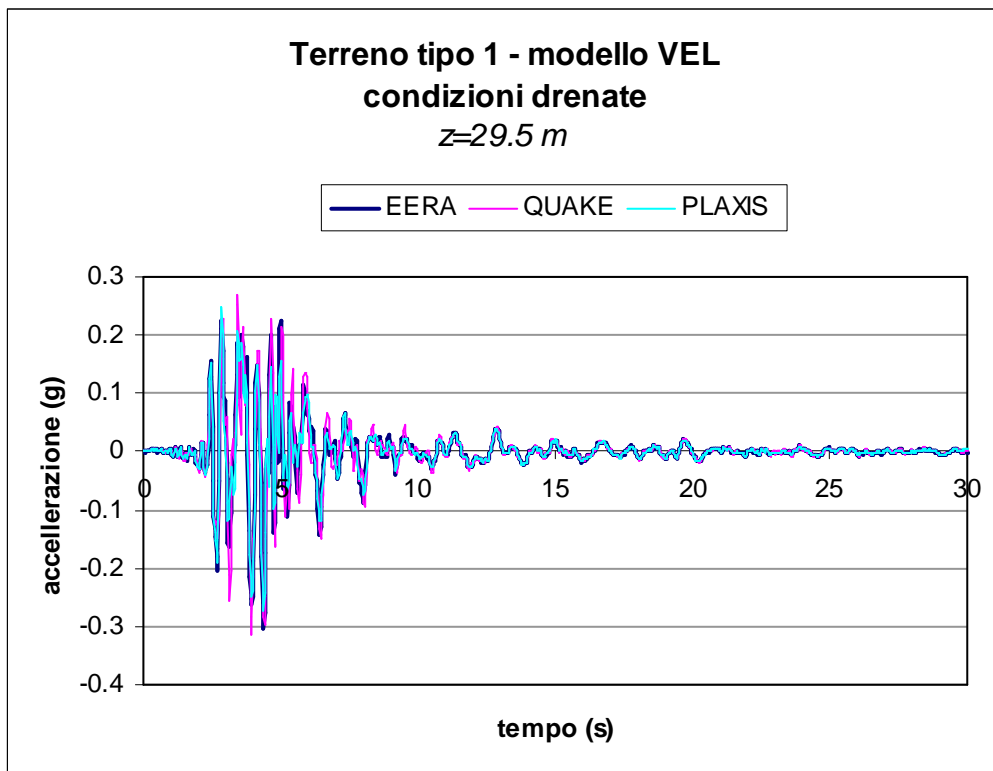
(a)



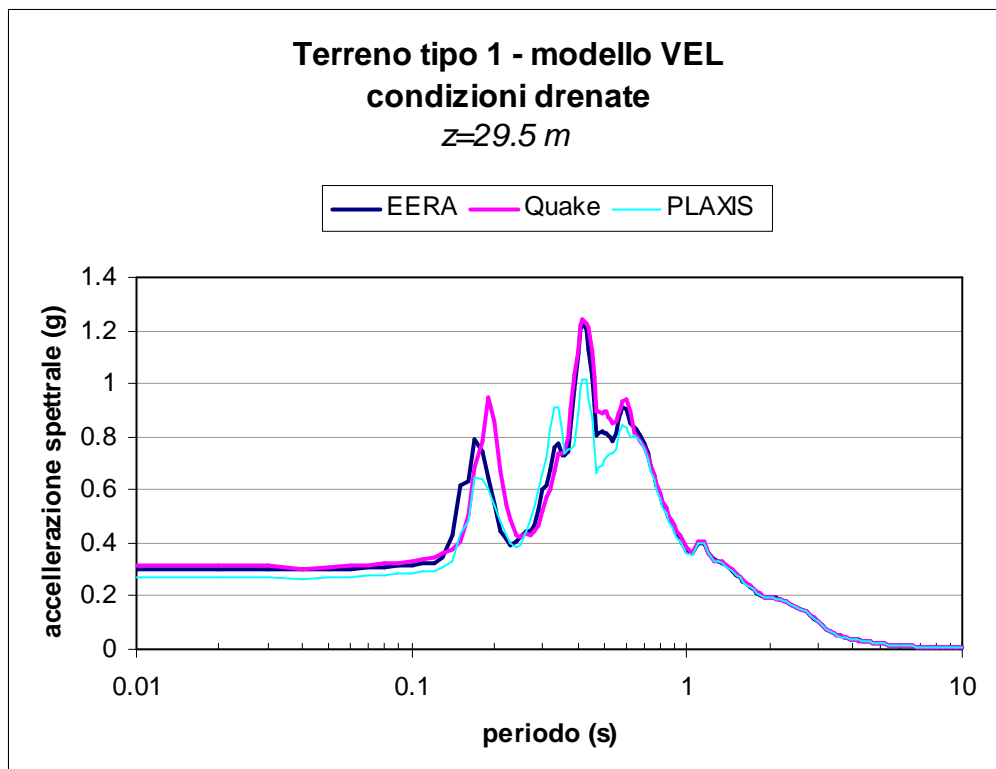


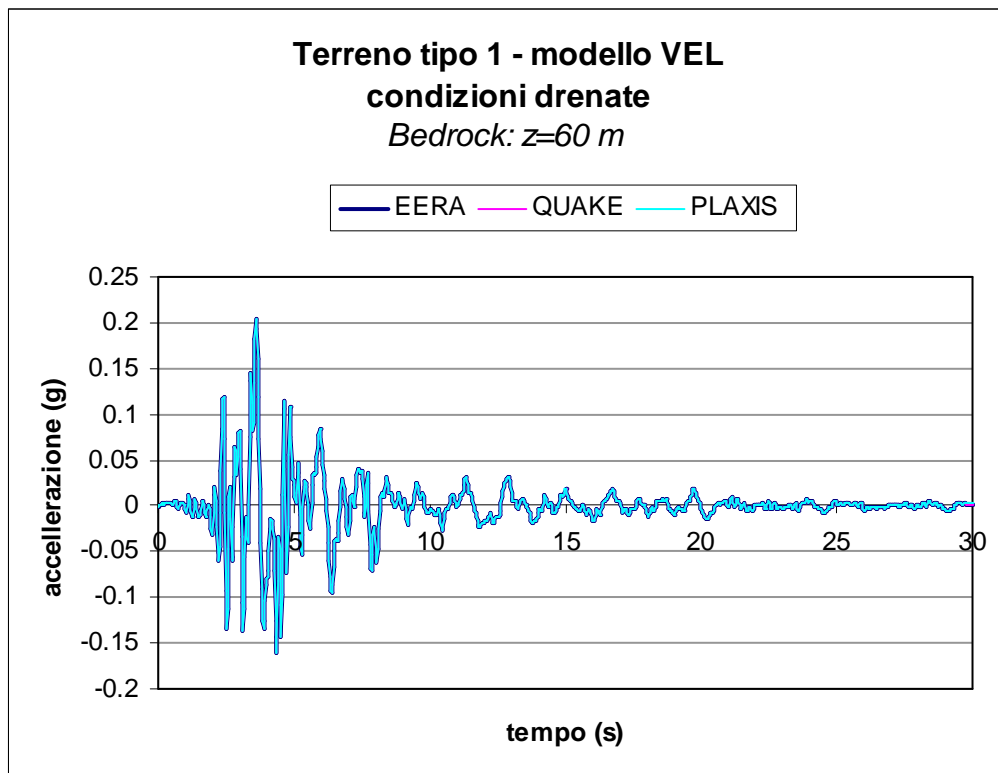
(b)





(c)





(d)

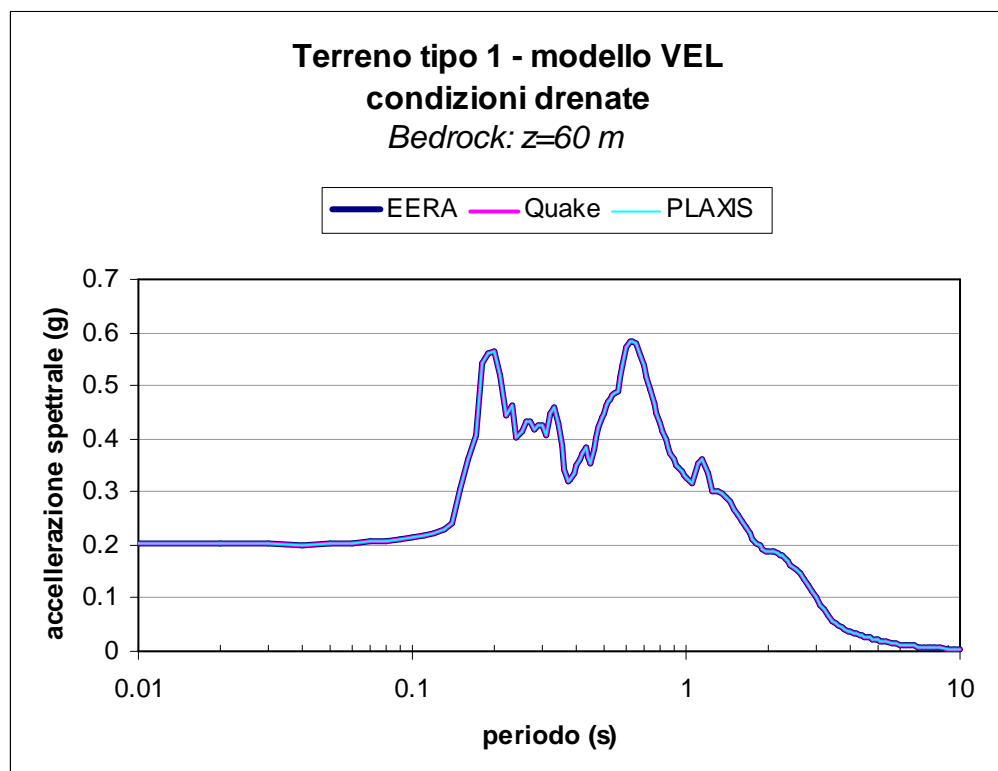
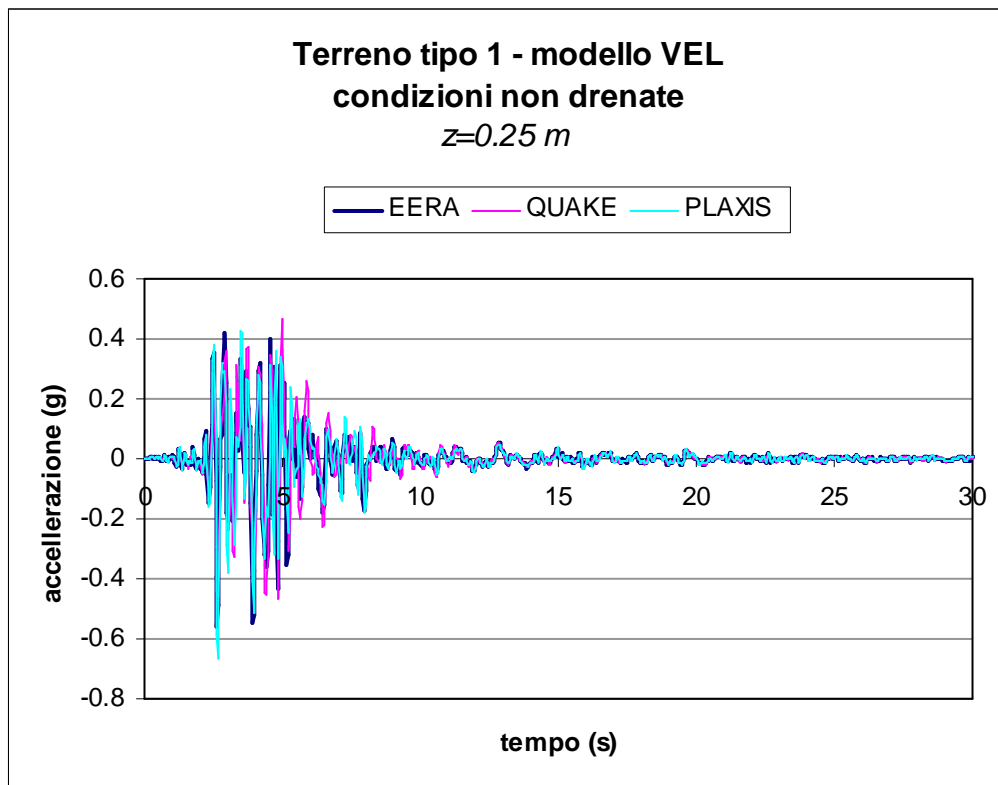
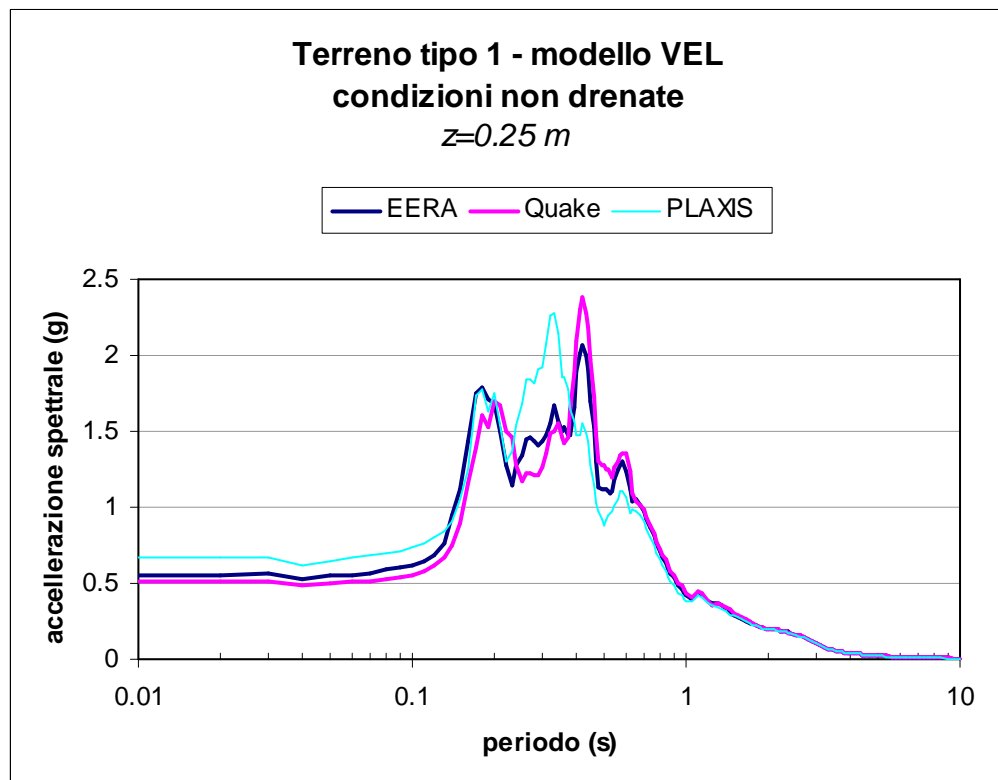
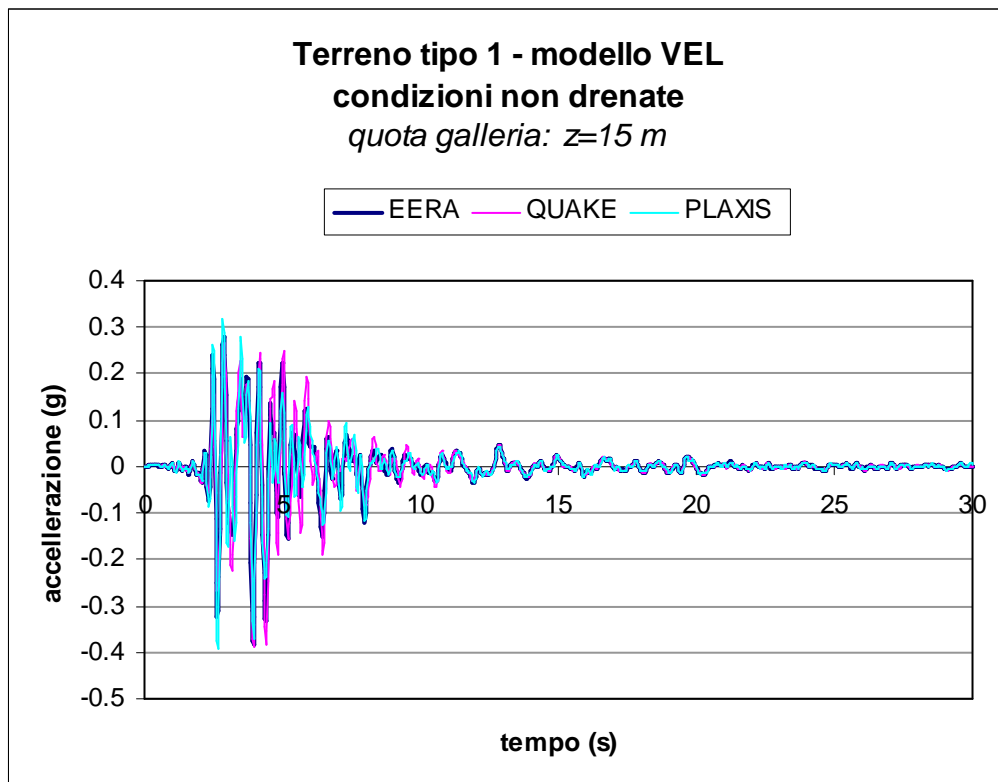


Figura 7.2.15 - Terreno tipo 1 - comportamento drenato: Confronto tra i risultati ottenuti con i codici di calcolo *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS*.

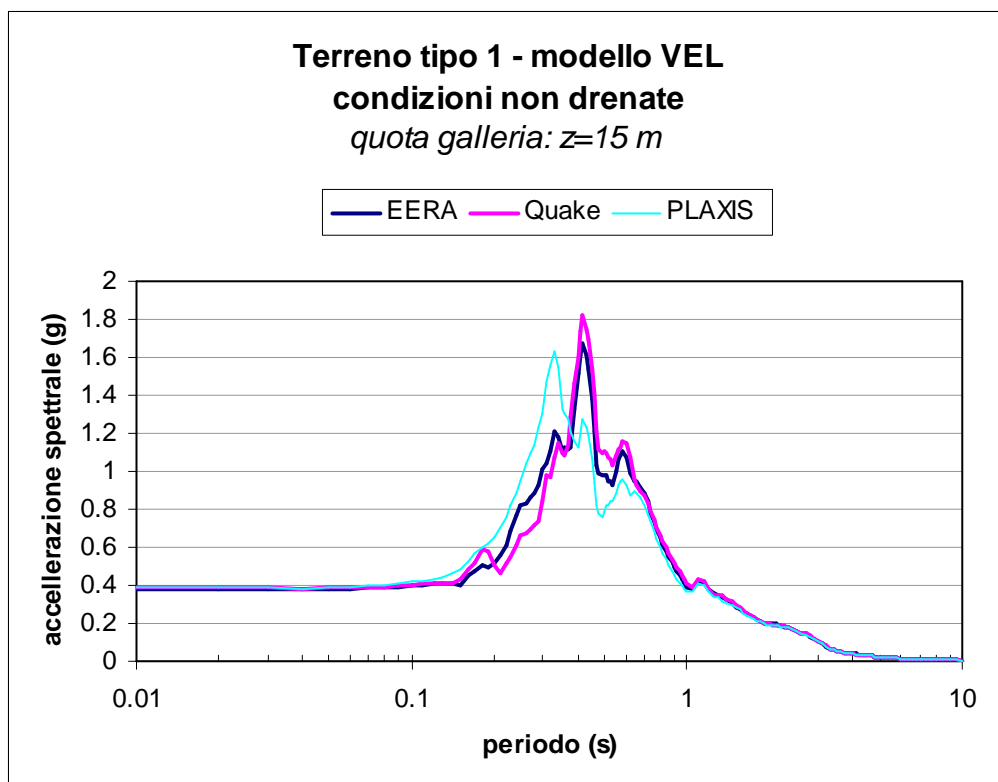


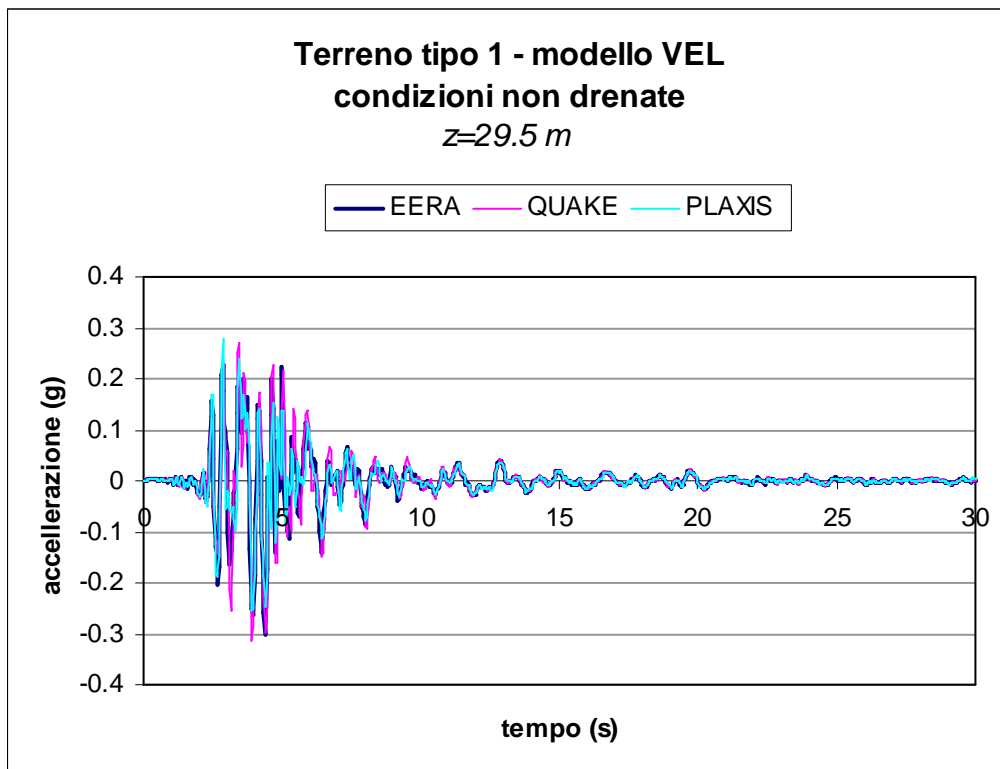
(a)



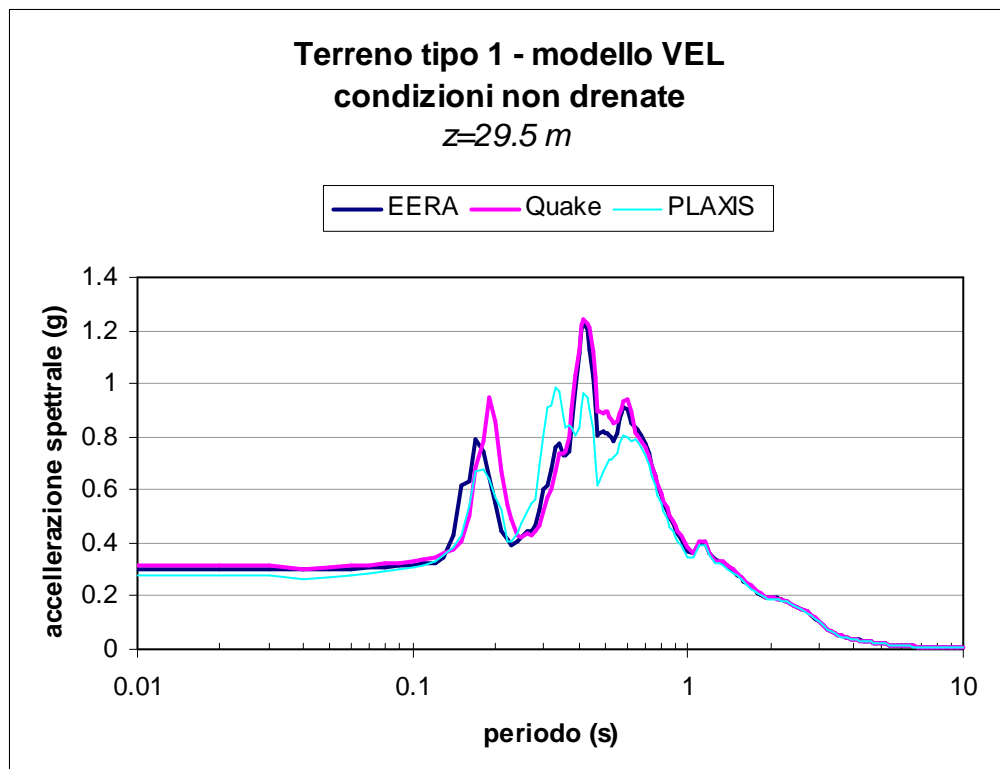


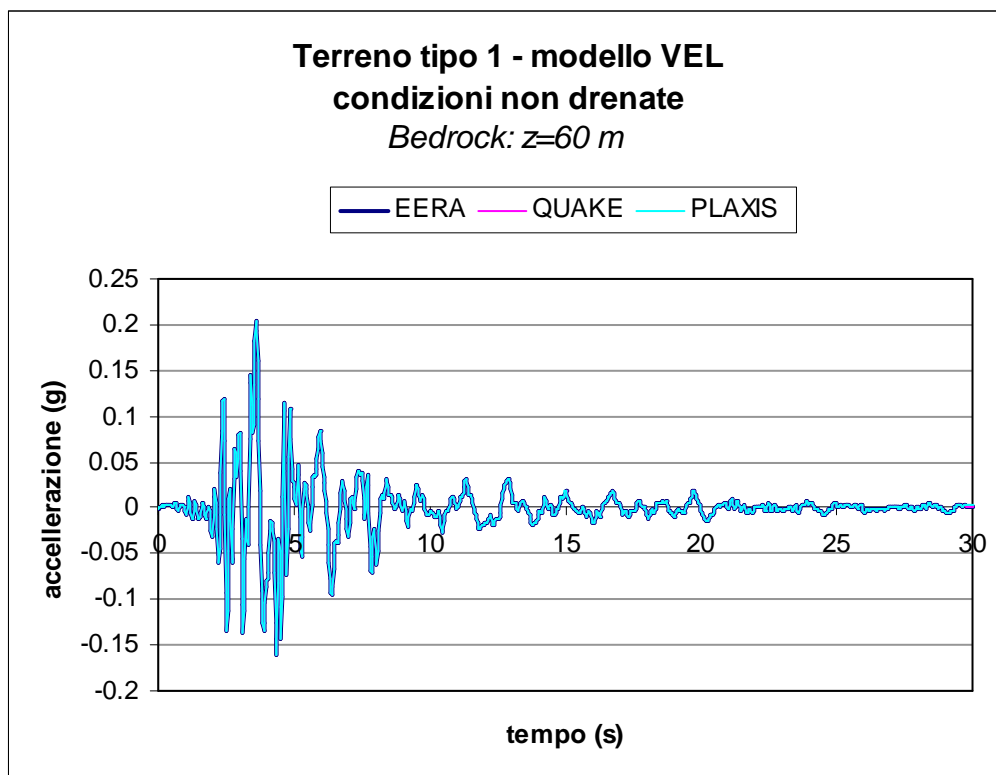
(b)





(c)





(d)

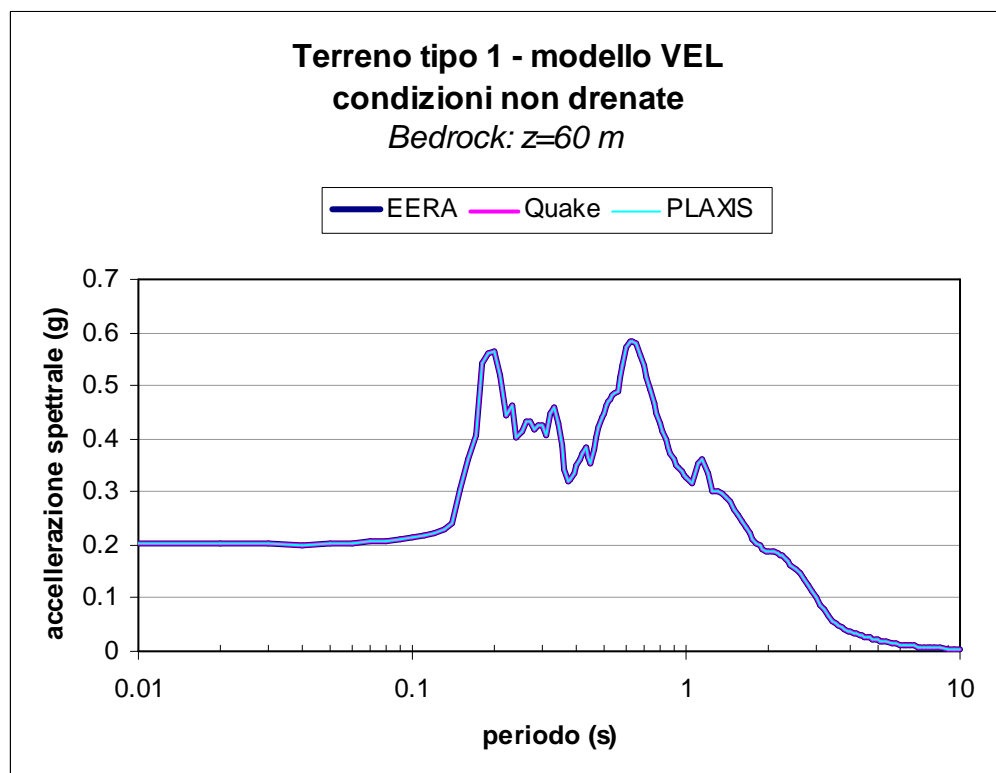
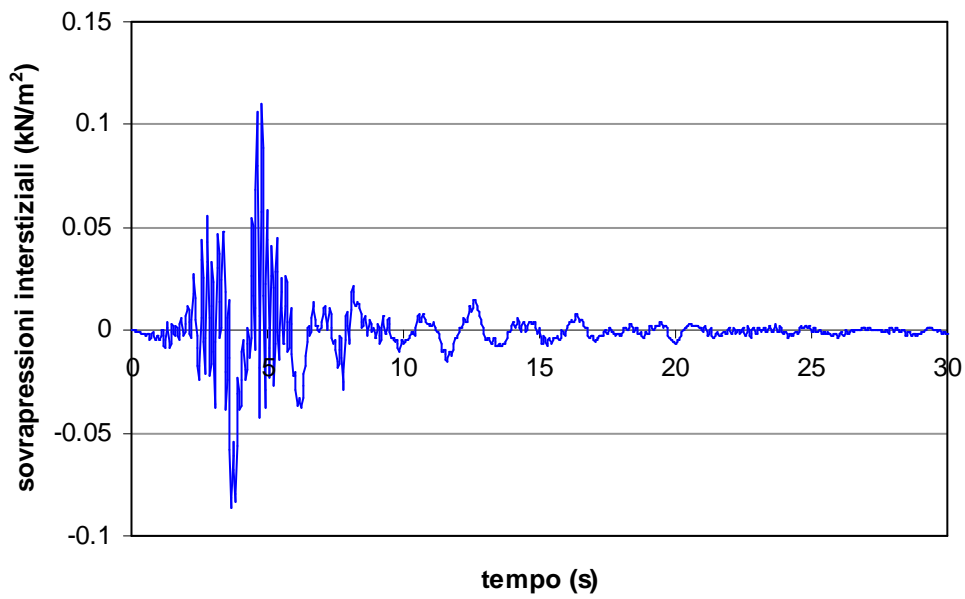
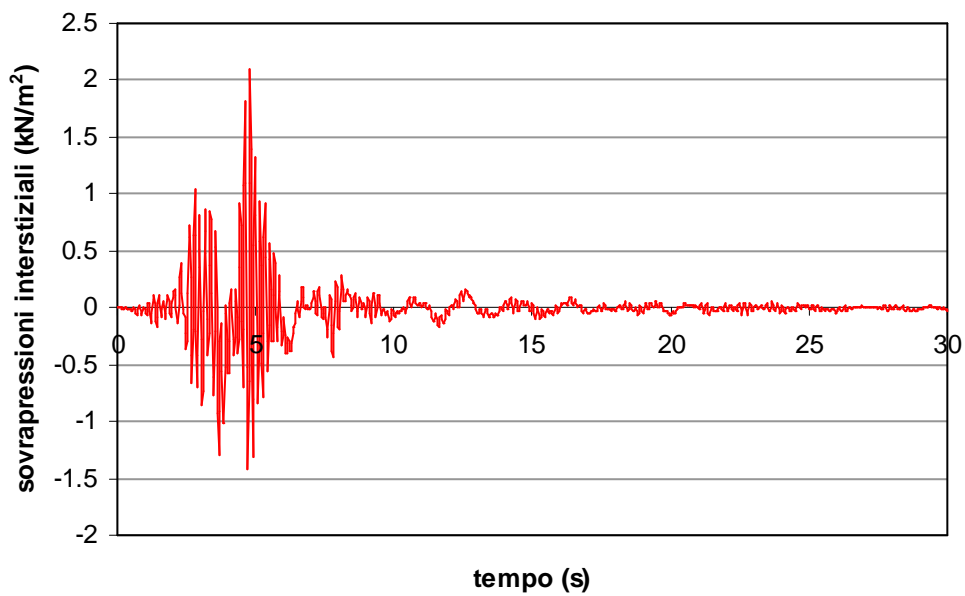


Figura 7.2.16 - Terreno tipo 1 - comportamento non drenato: Confronto tra i risultati ottenuti con i codici di calcolo *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS*.

Terreno tipo 1 - analisi VEL
condizione non drenata
z=0.25 m



Terreno tipo 1 - analisi VEL
condizione non drenata
quota galleria: z=15 m



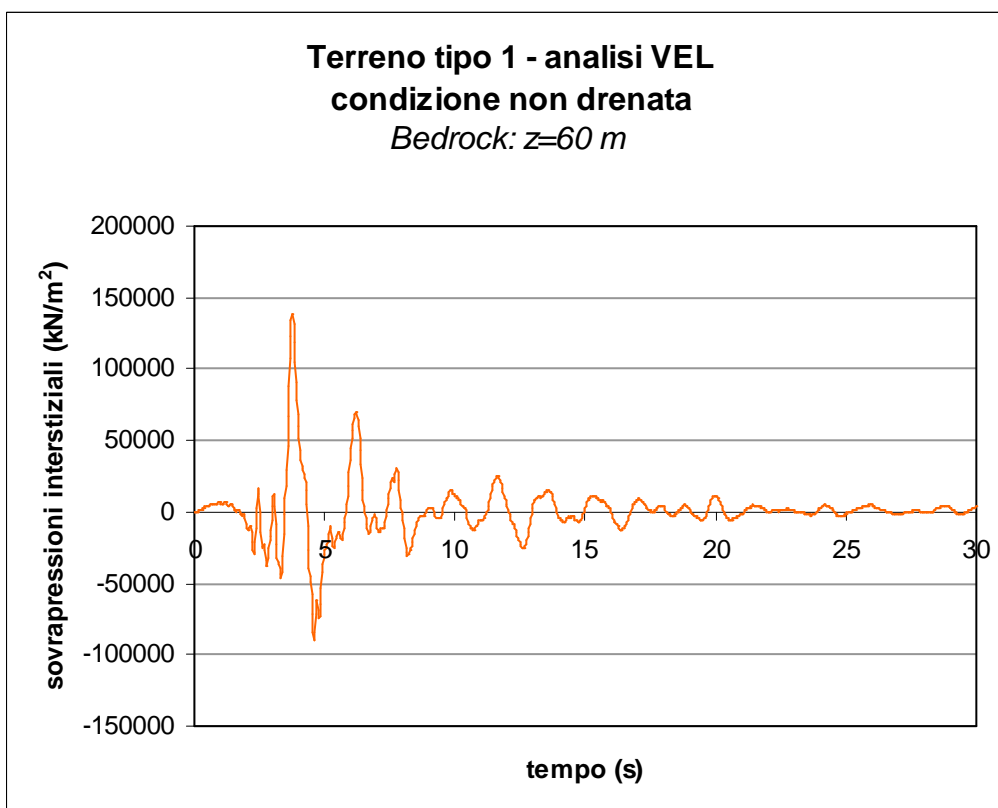
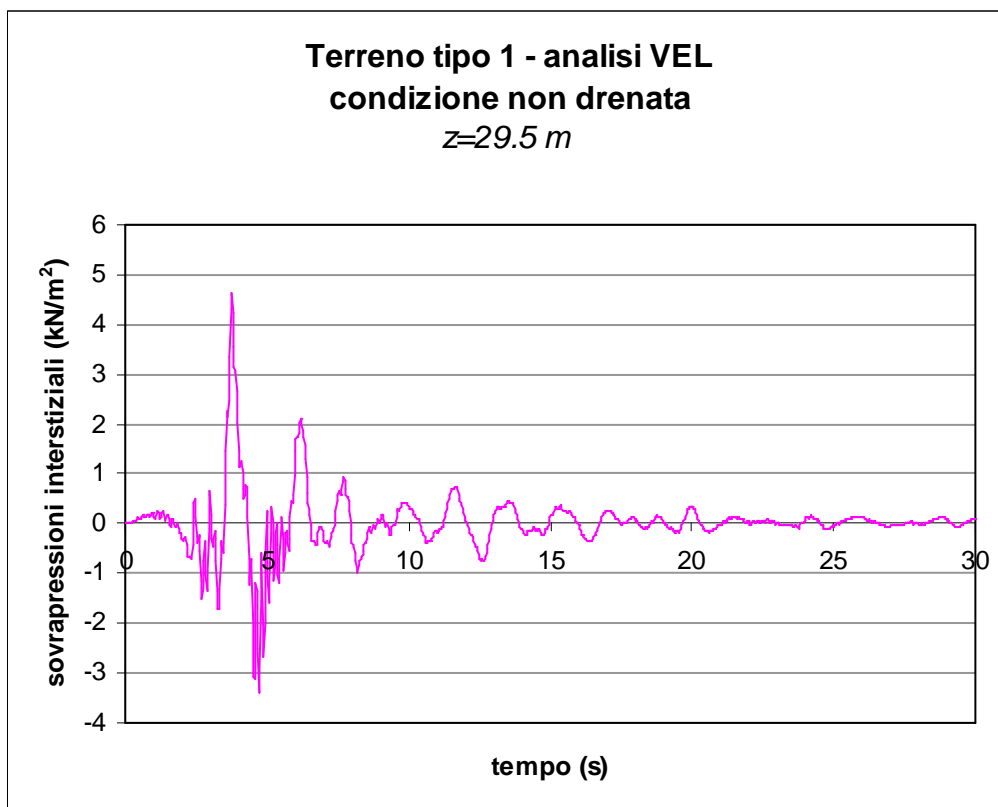
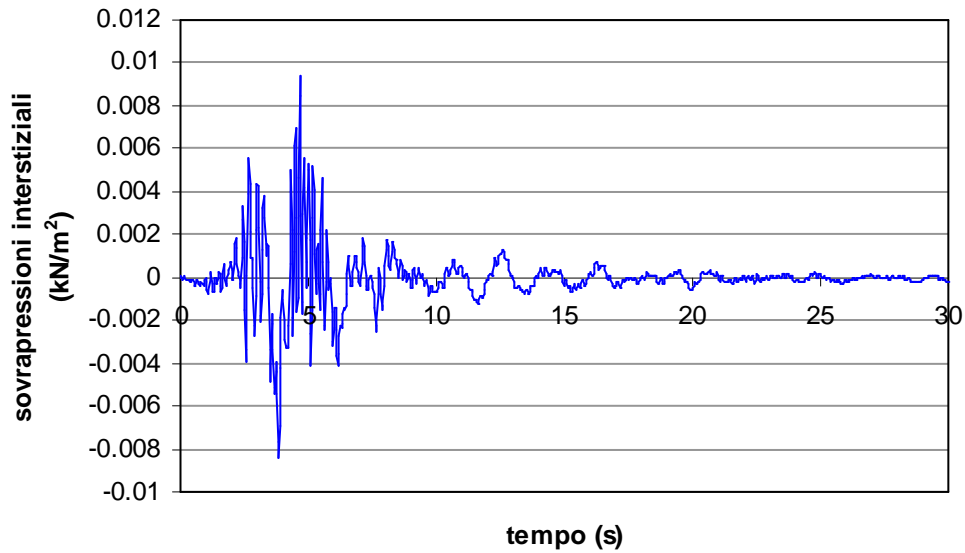
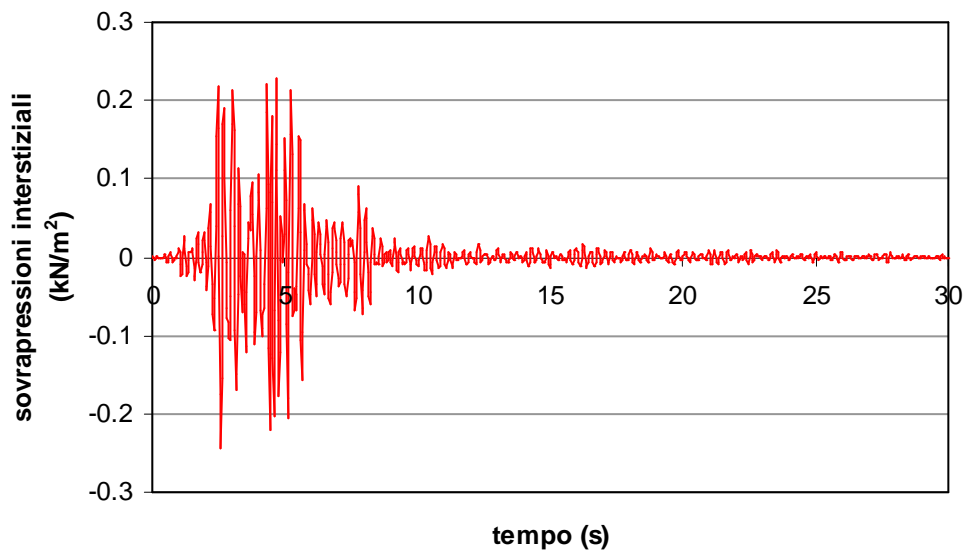


Figura 7.2.17 - Terreno tipo 1 - modello visco-elastico, comportamento non drenato: sovrappressioni generate in diversi punti del modello durante l'analisi dinamica.

Terreno tipo 1 - analisi VEL
condizione non drenata
stato drenato alla base
 $z=0.25\text{ m}$



Terreno tipo 1 - analisi VEL
condizione non drenata
stato drenato alla base
quota galleria: $z=15\text{ m}$



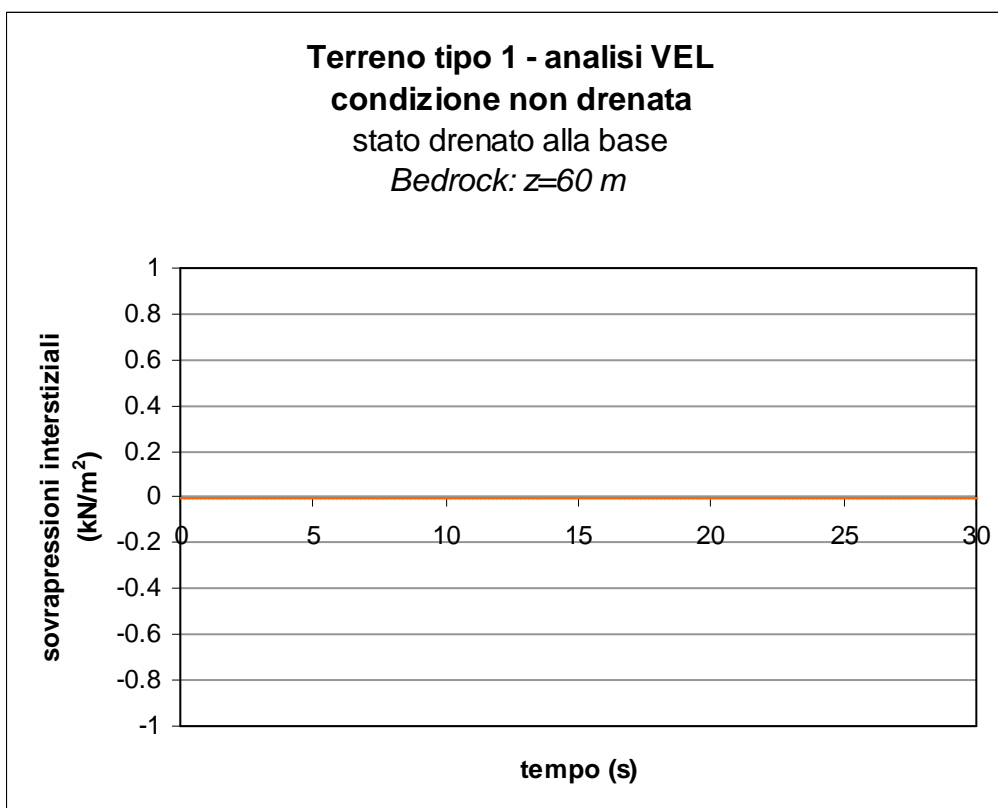
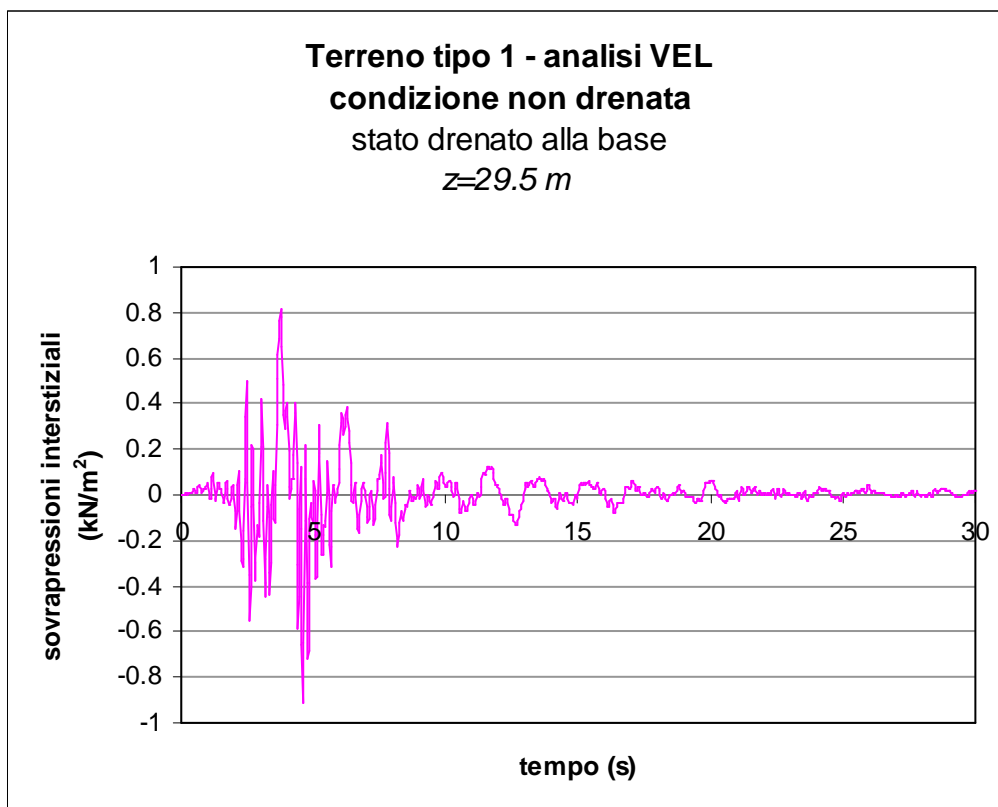
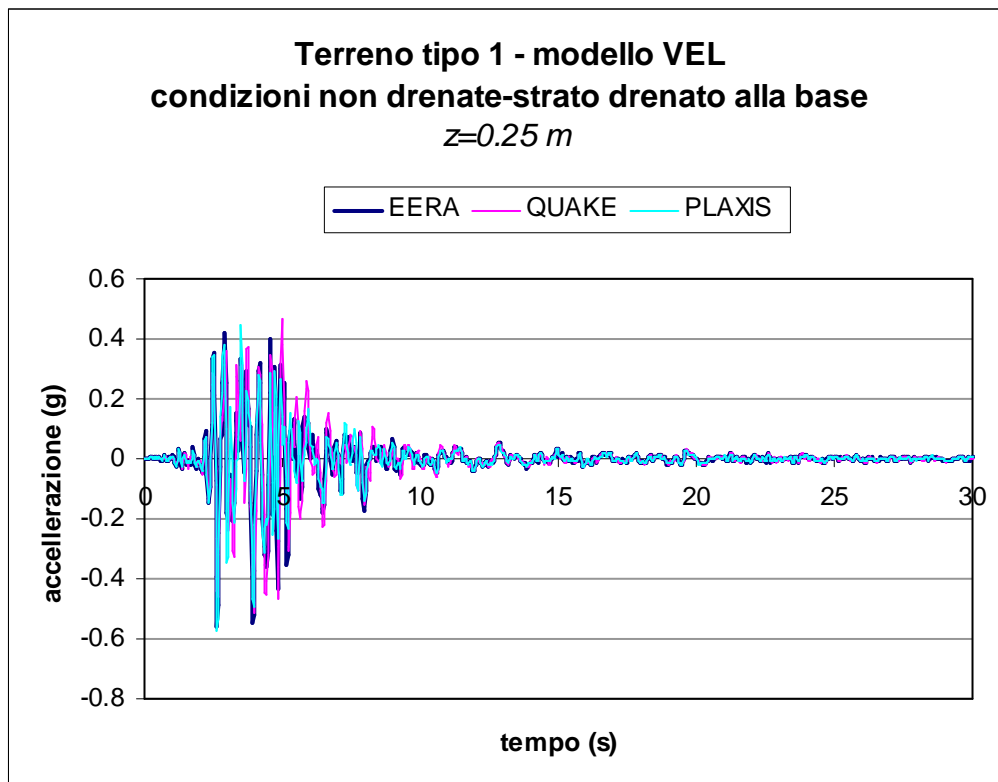
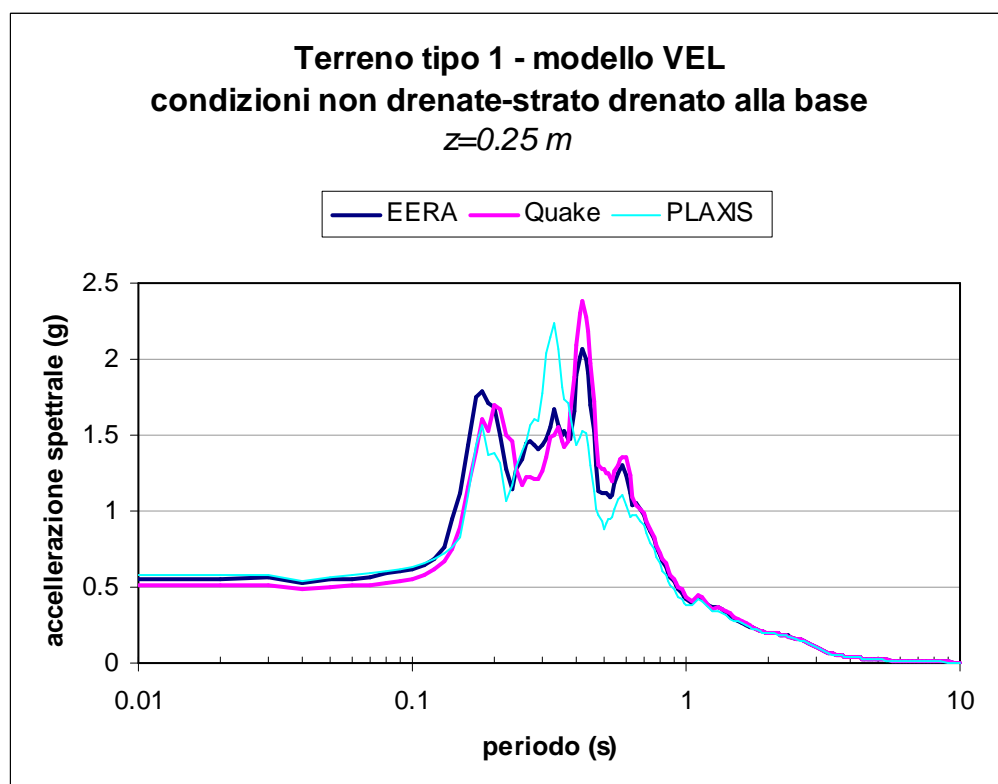
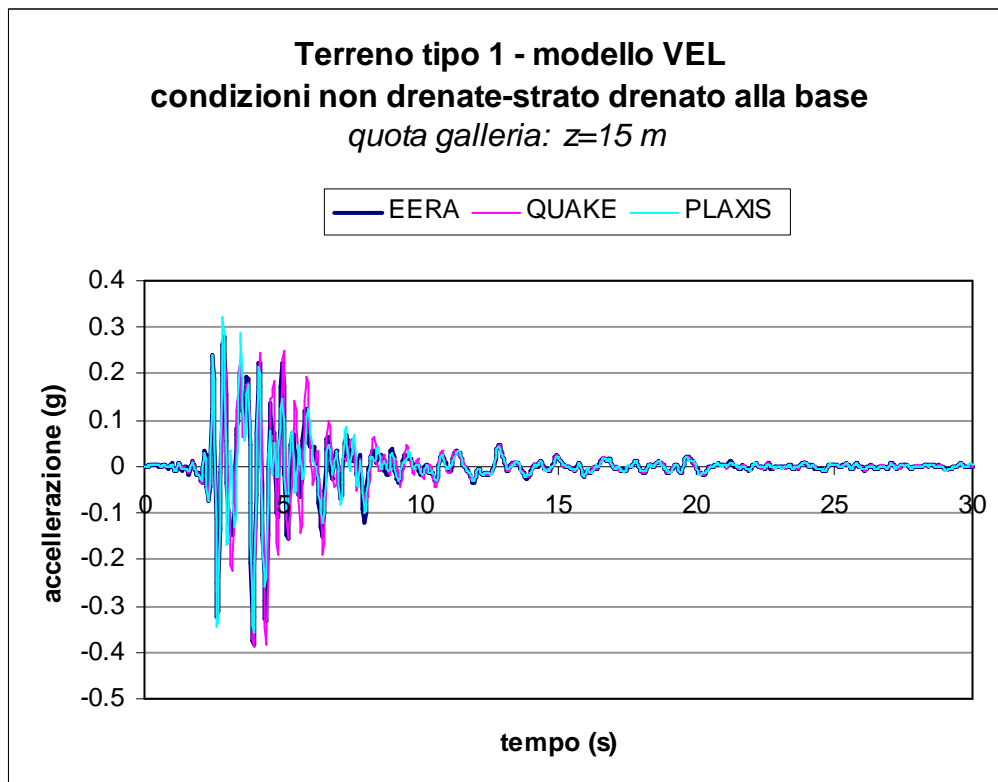


Figura 7.2.18 - Terreno tipo 1 - modello visco-elastico, comportamento non drenato e strato drenato posto alla base del modello: sovrappressioni generate in diversi punti del modello durante l'analisi dinamica.

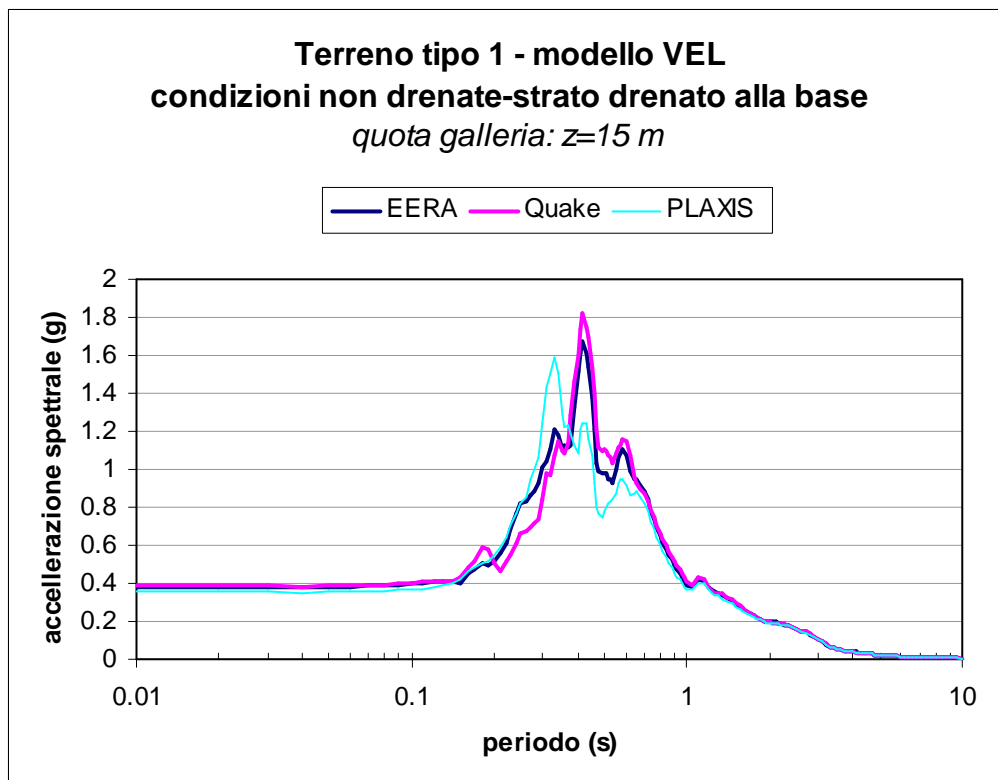


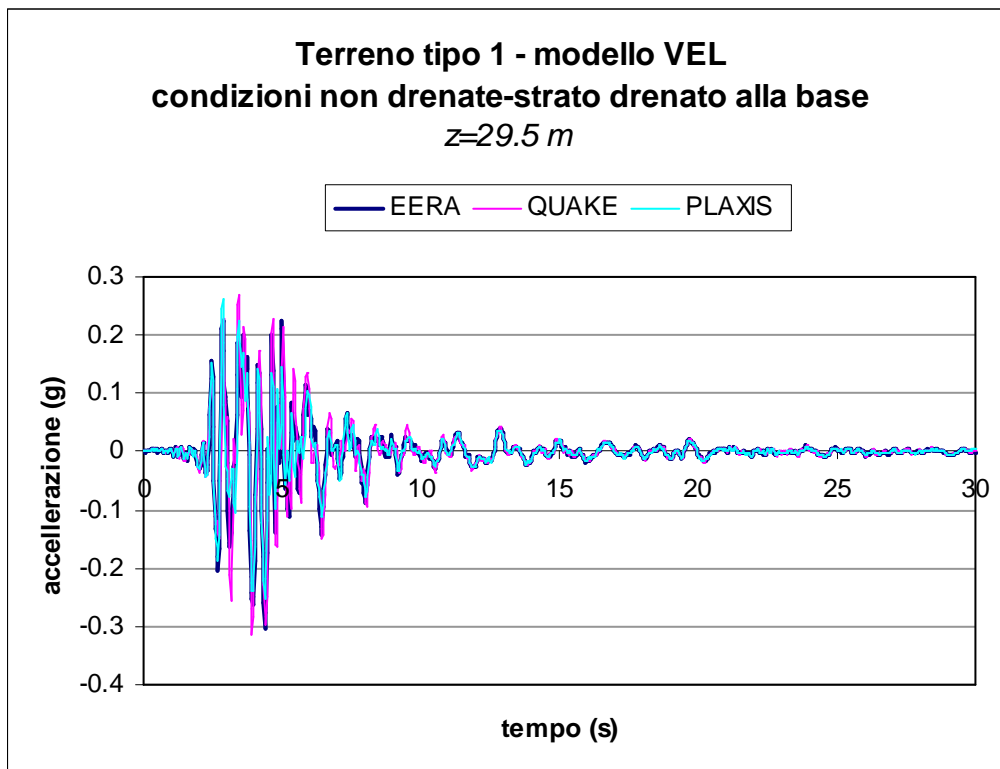
(a)



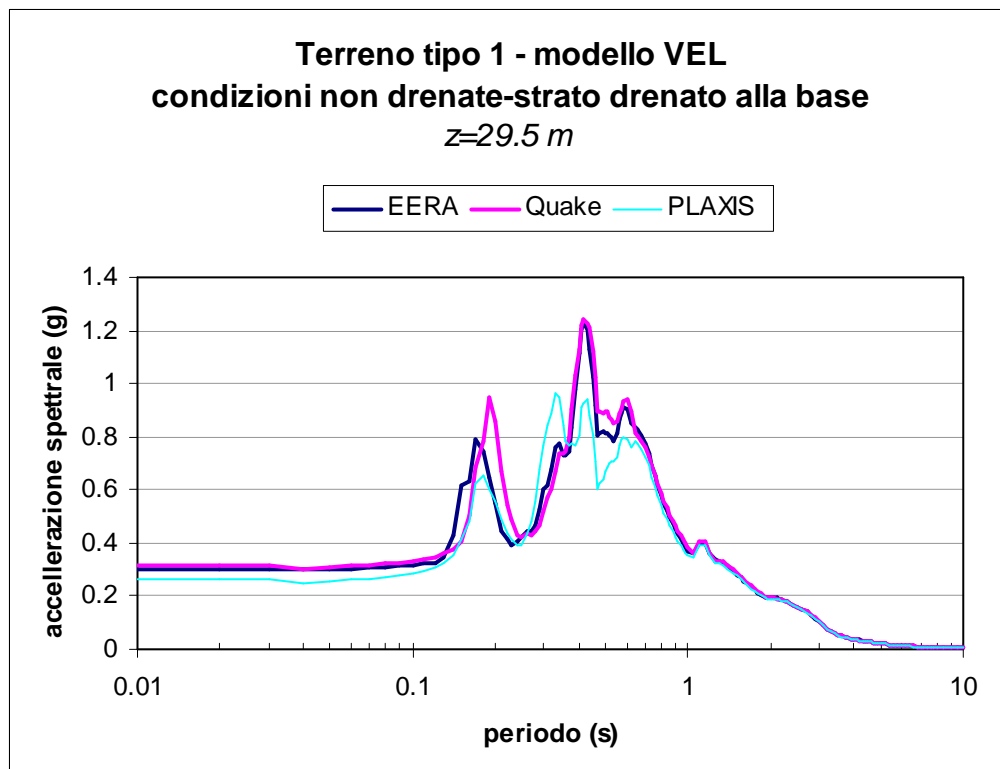


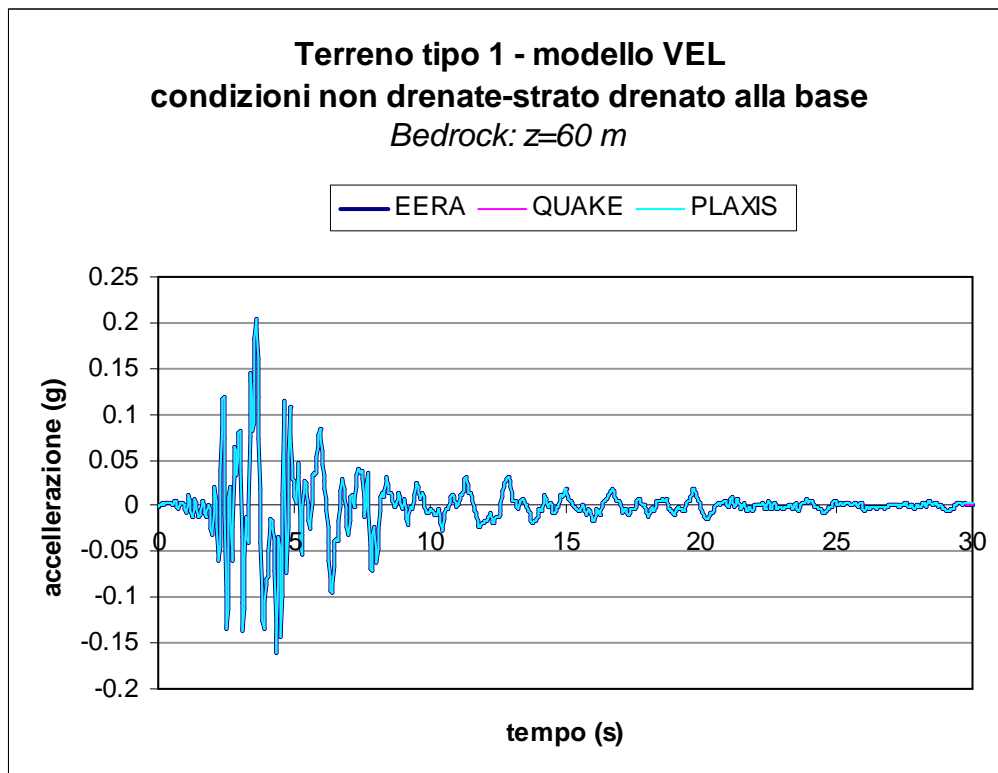
(b)





(c)





(d)

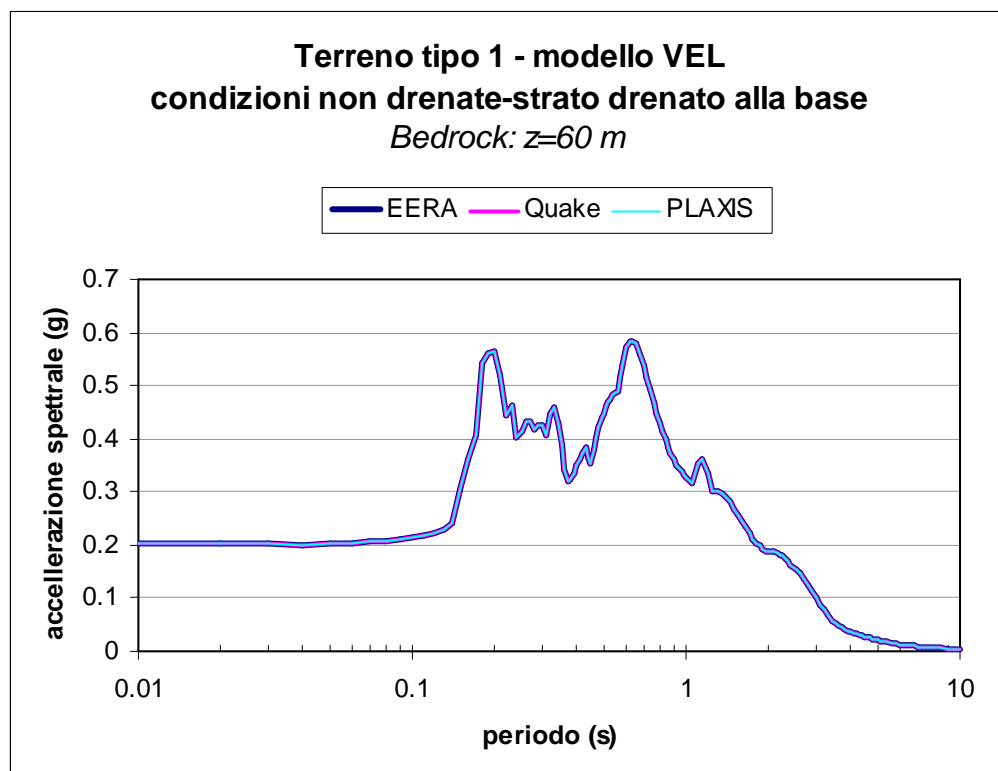


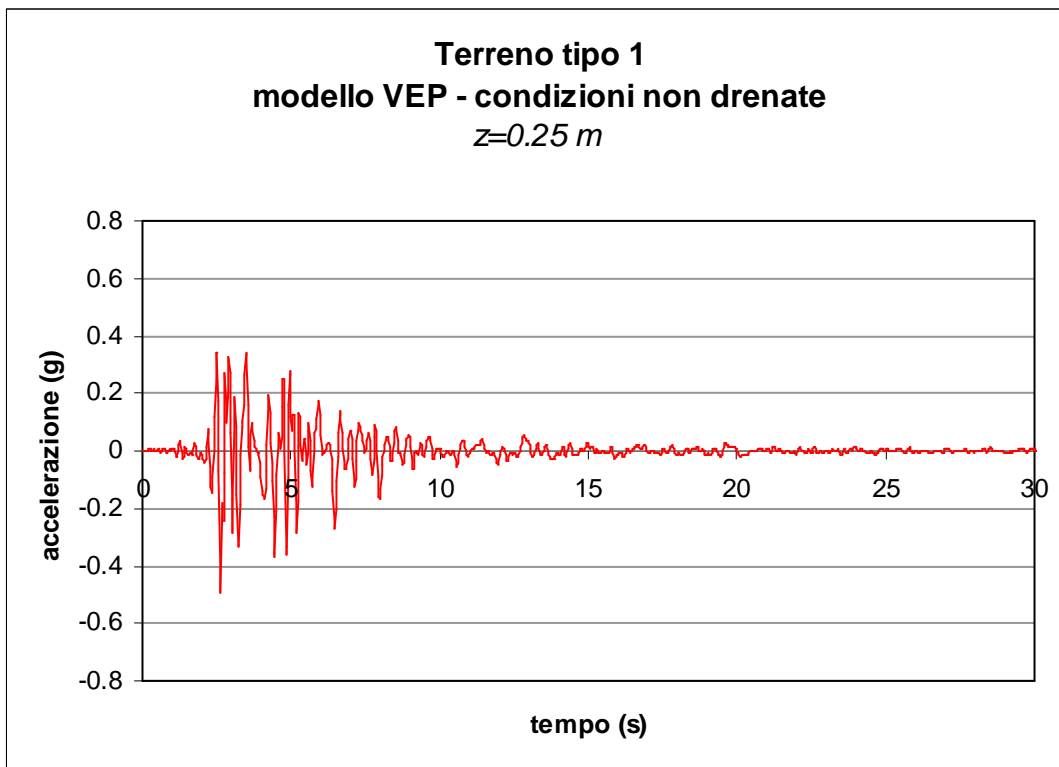
Figura 7.2.19 - Terreno tipo 1 - comportamento non drenato e strato drenato di base: Confronto tra i risultati ottenuti con i codici di calcolo *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS*.

MODELLO VISCO-PLASTICO

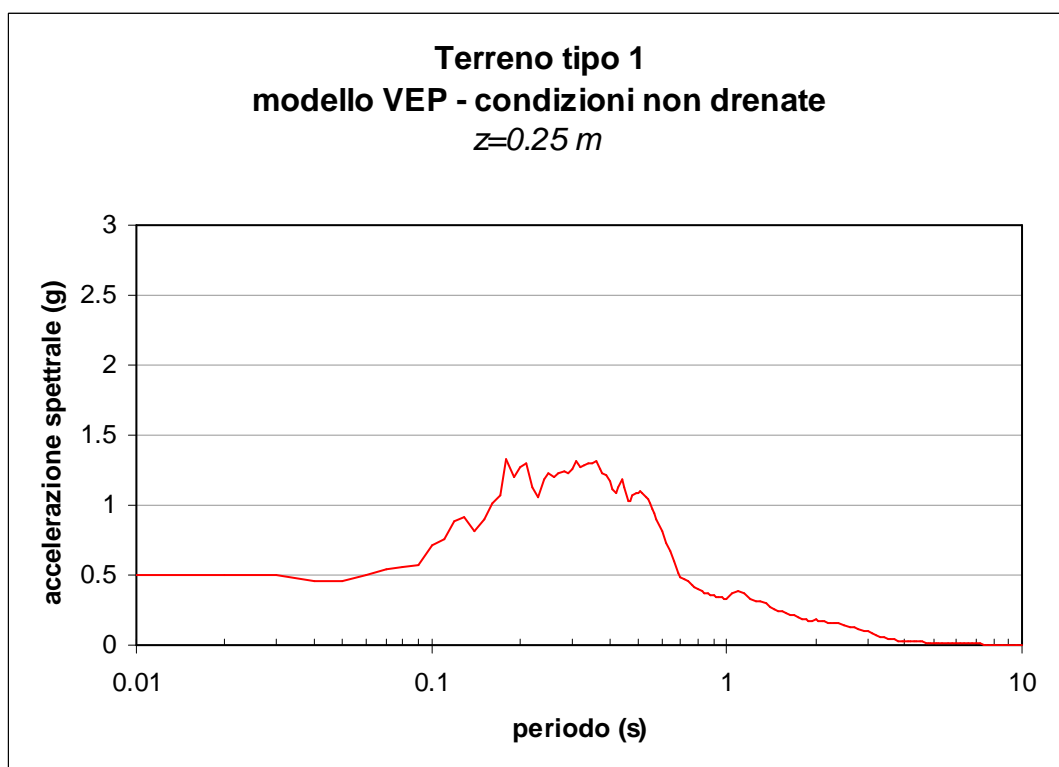
In virtù di quanto osservato precedentemente, le analisi *FEM* visco-elasto-plastiche con il codice di calcolo *PLAXIS* sono state svolte considerando per il terreno tipo 1 un comportamento non drenato e ponendo alla base uno strato a comportamento drenato.

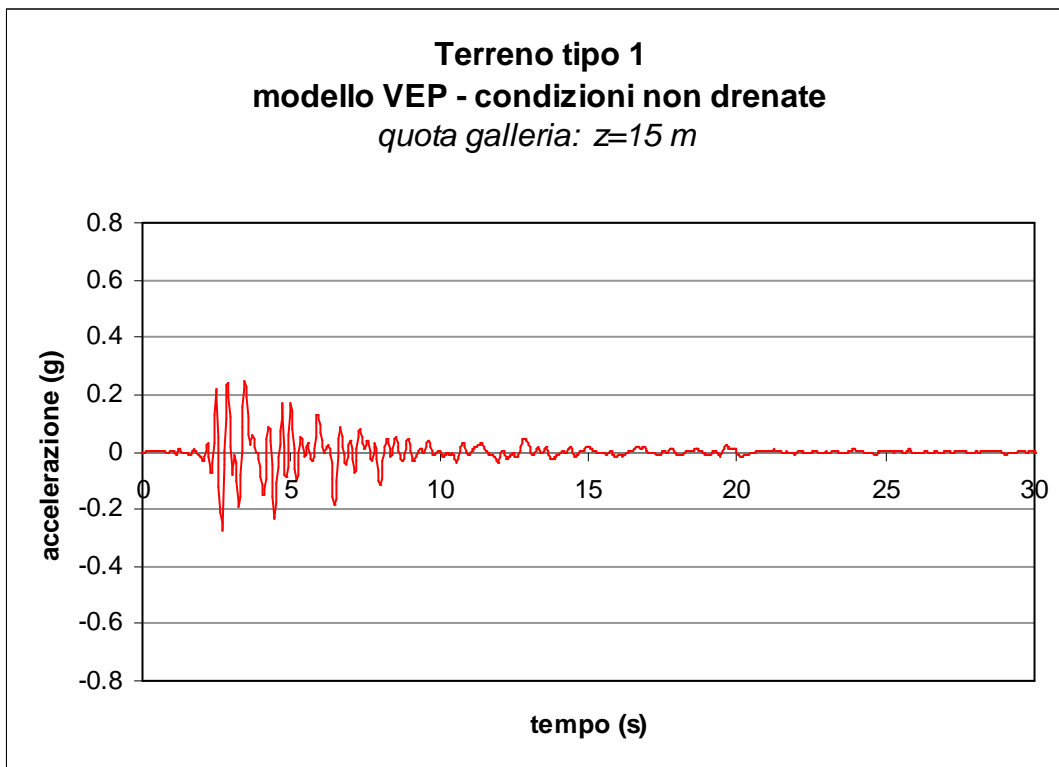
In Figura 7.2.20 sono riportati i risultati ottenuti in termini di accelerogramma e spettri registrati in vari punti della colonna posta in asse al modello, mentre in Figura 7.2.21 tali risultati sono posti a confronto con i risultati dell'analisi visco-elastica-lineare. Si osserva come la plasticità tende a smorzare i picchi e a ridurre le ordinate spettrali.

In Figura 7.2.22 è riportato invece l'andamento delle sovrappressioni interstiziali generate durante l'analisi dinamica; i maggiori valori della sovrappressione interstiziale che si osservano sono da imputarsi alle deformazioni plastiche.

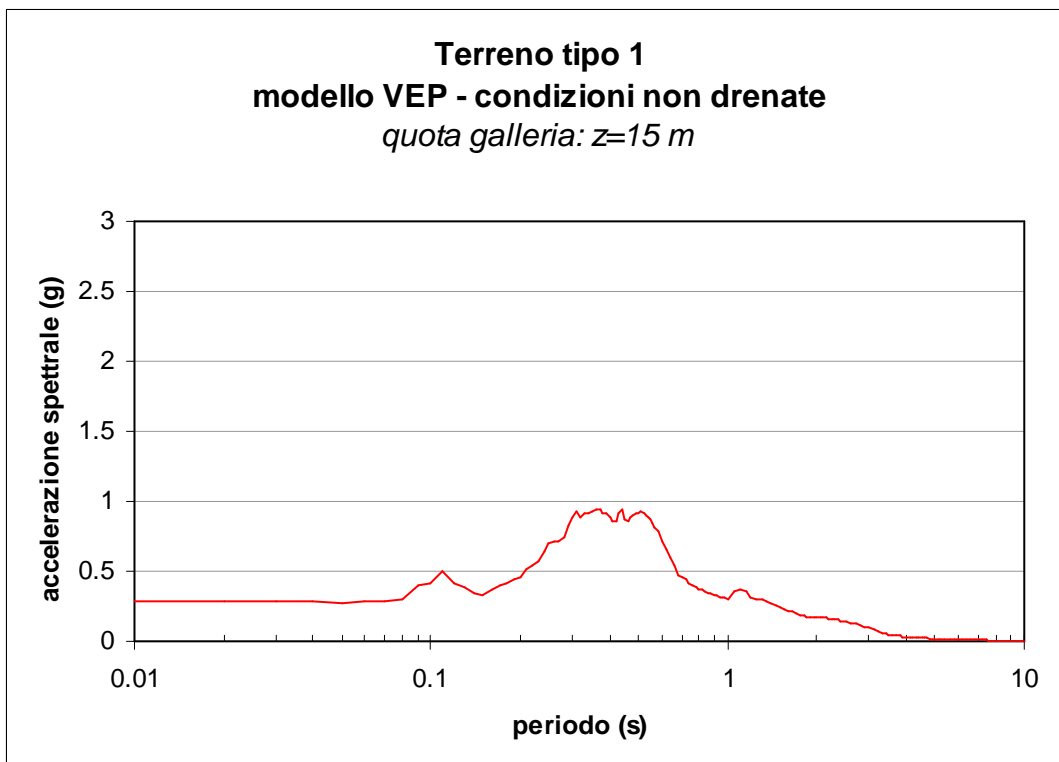


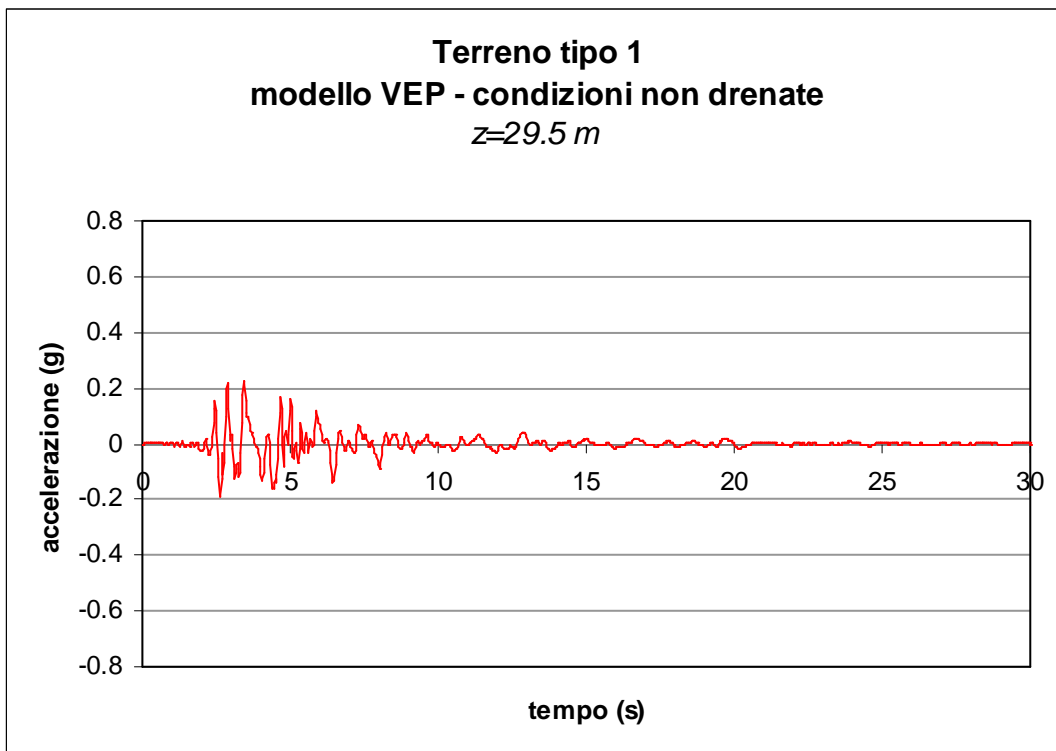
(a)



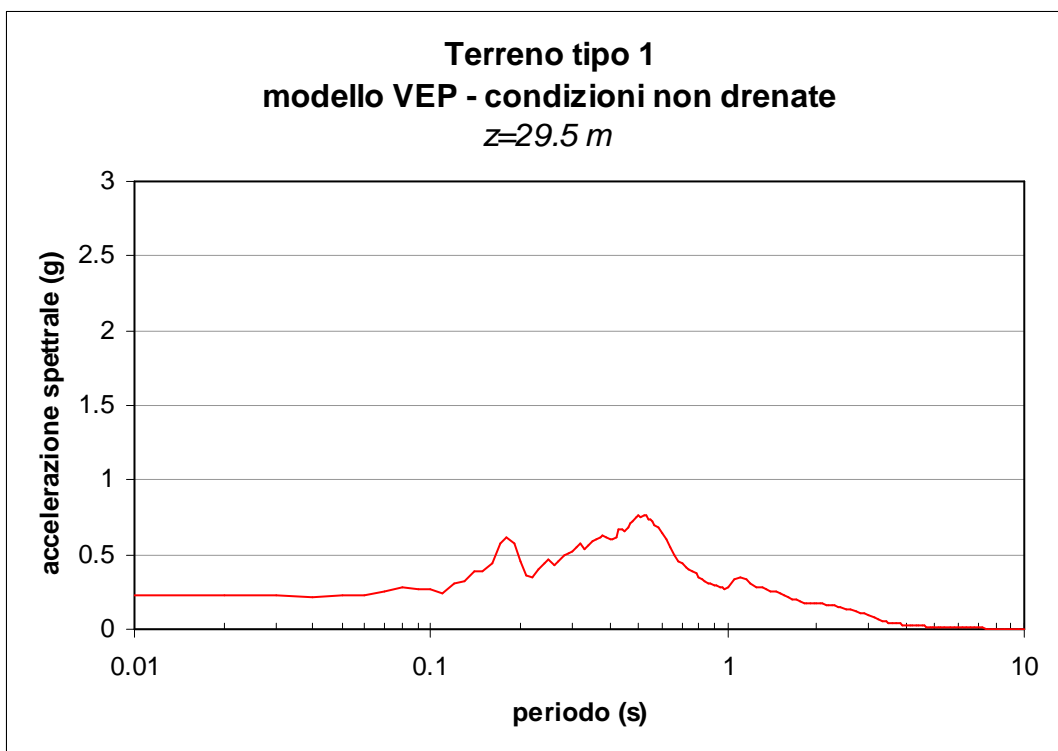


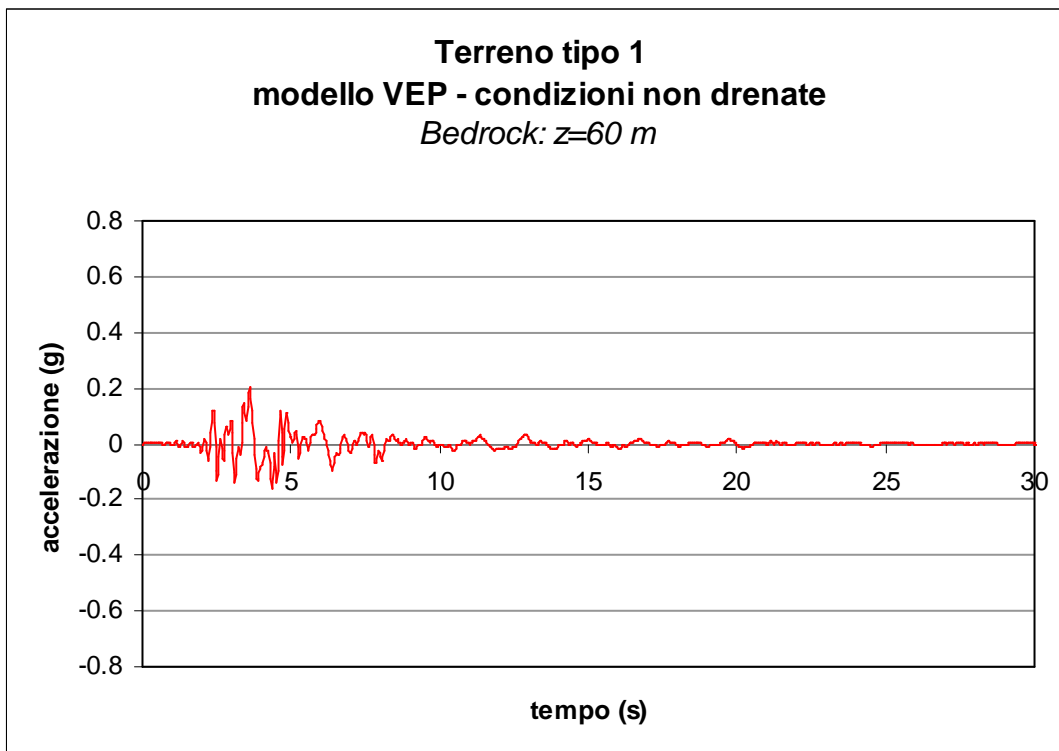
(b)





(c)





(d)

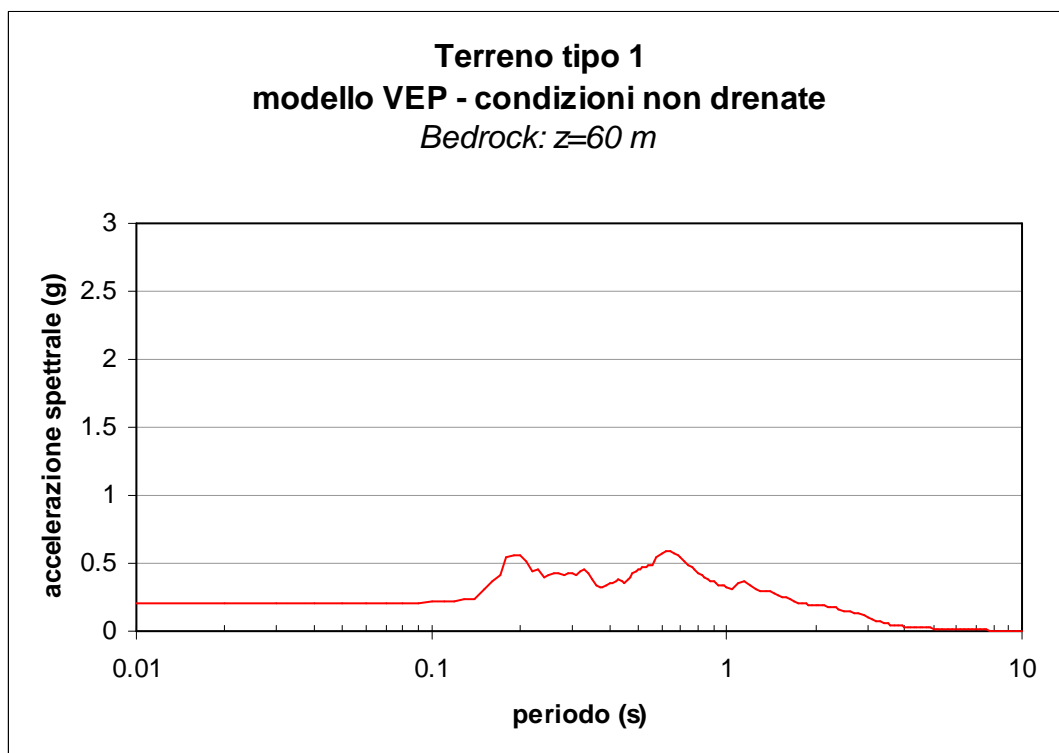
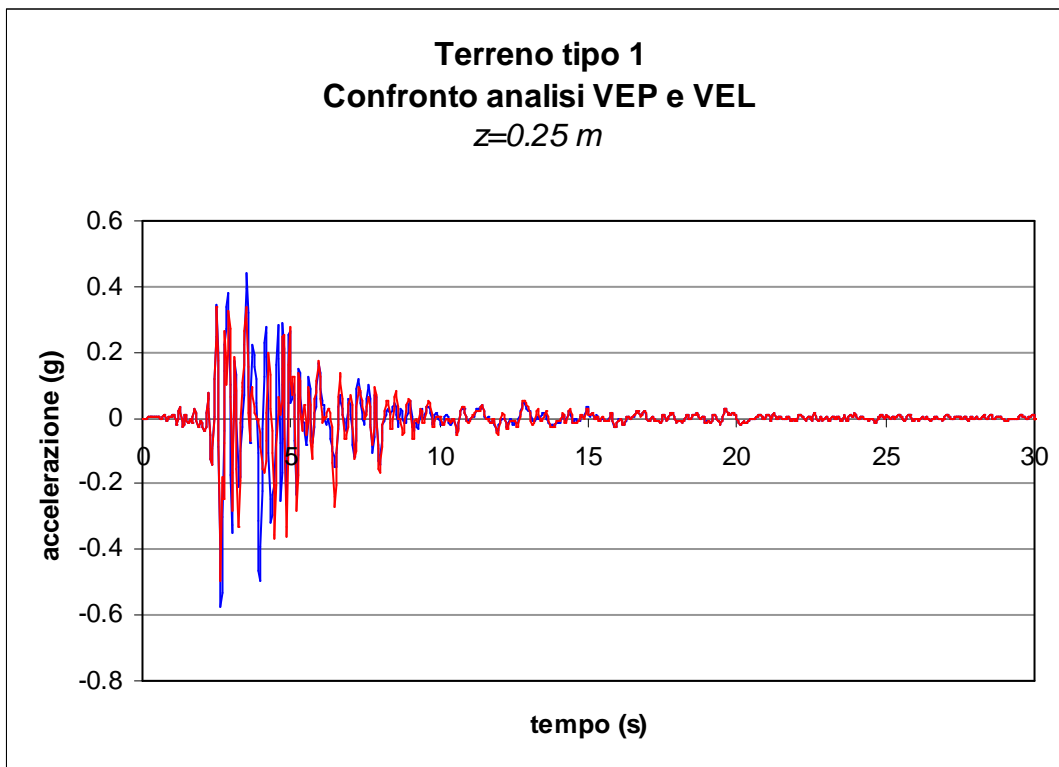
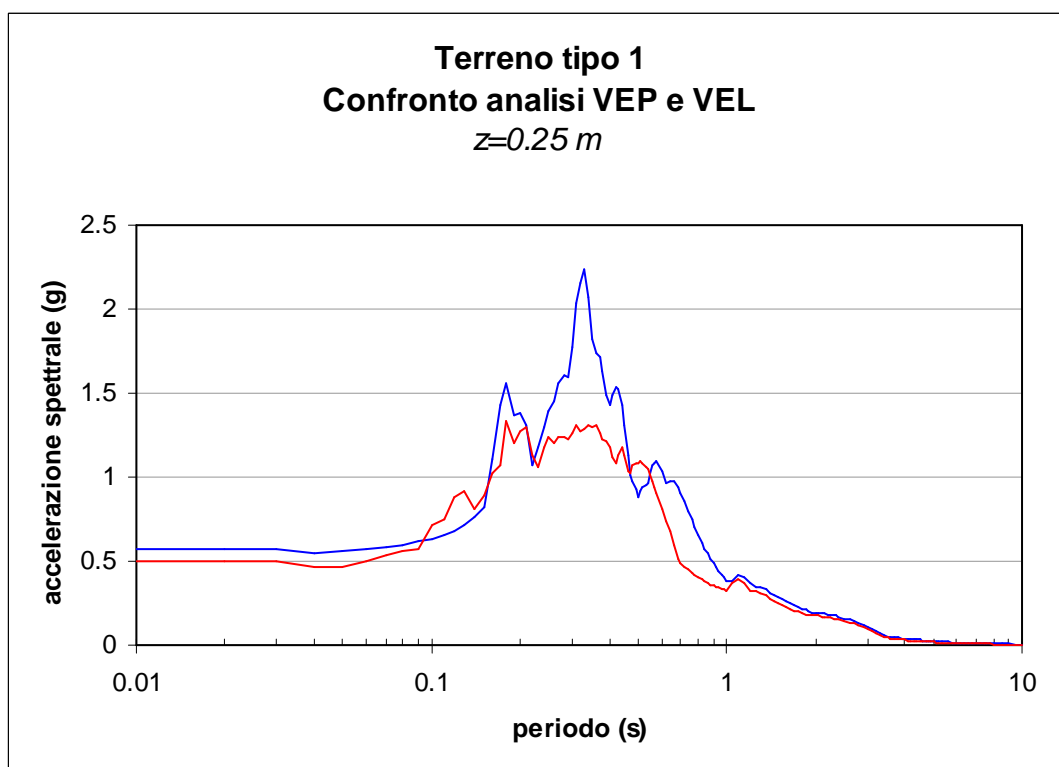
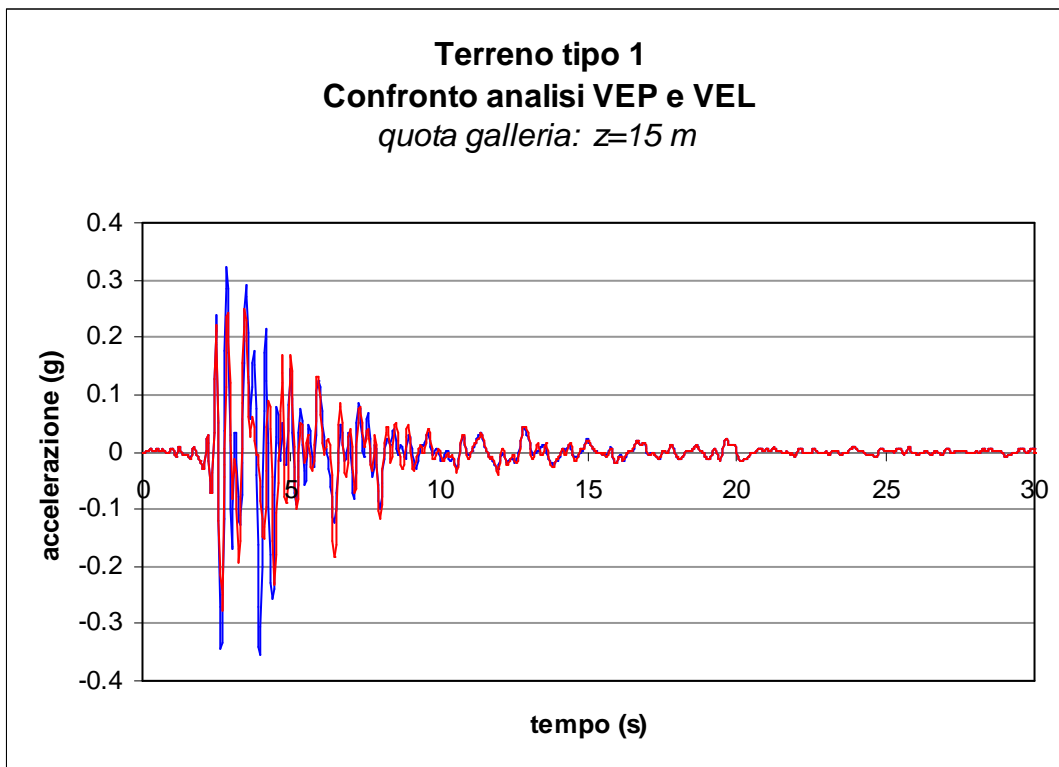


Figura 7.2.20 - Risultati della analisi visco-elasto-plastica per il terreno tipo 1.

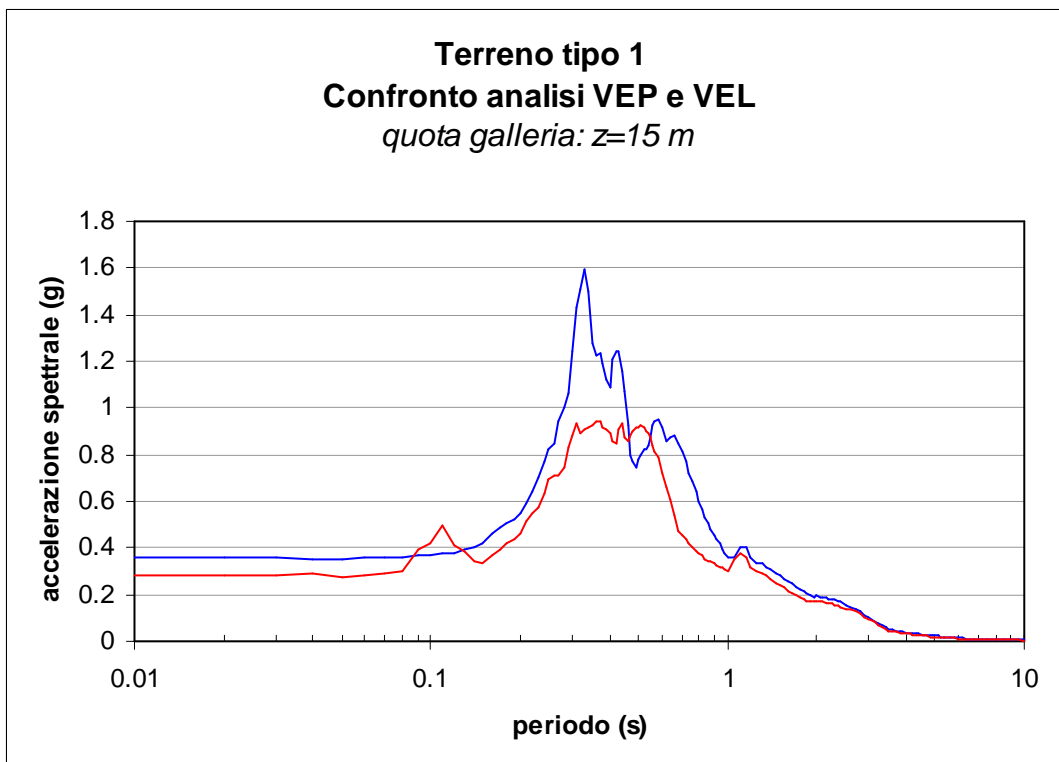


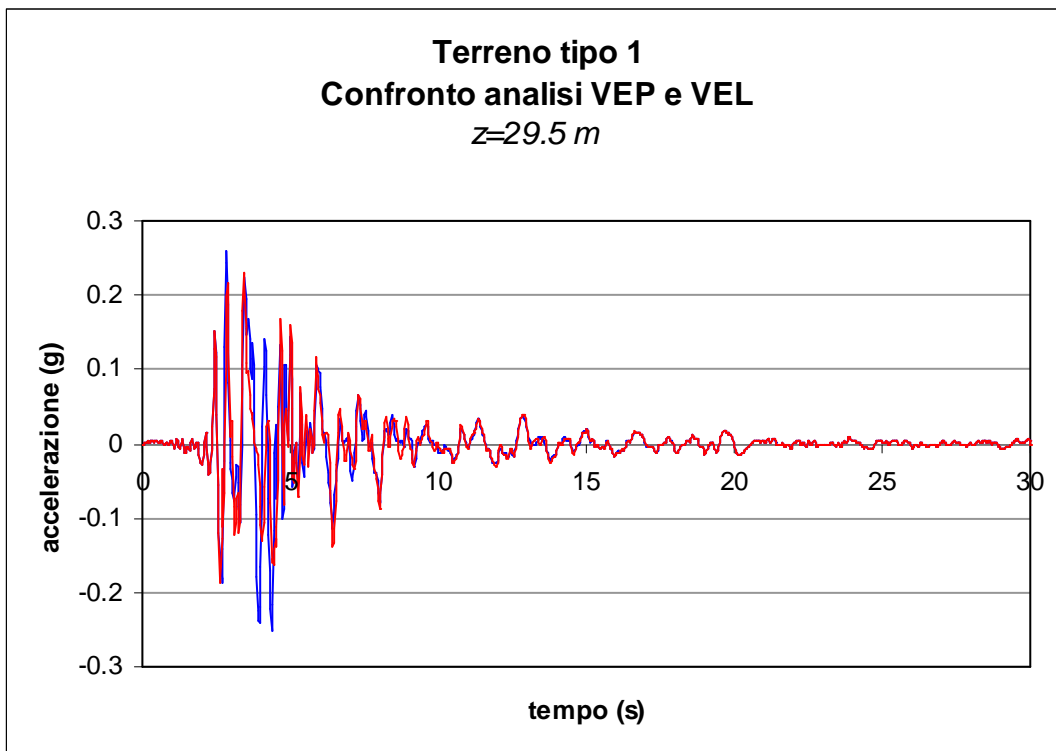
(a)



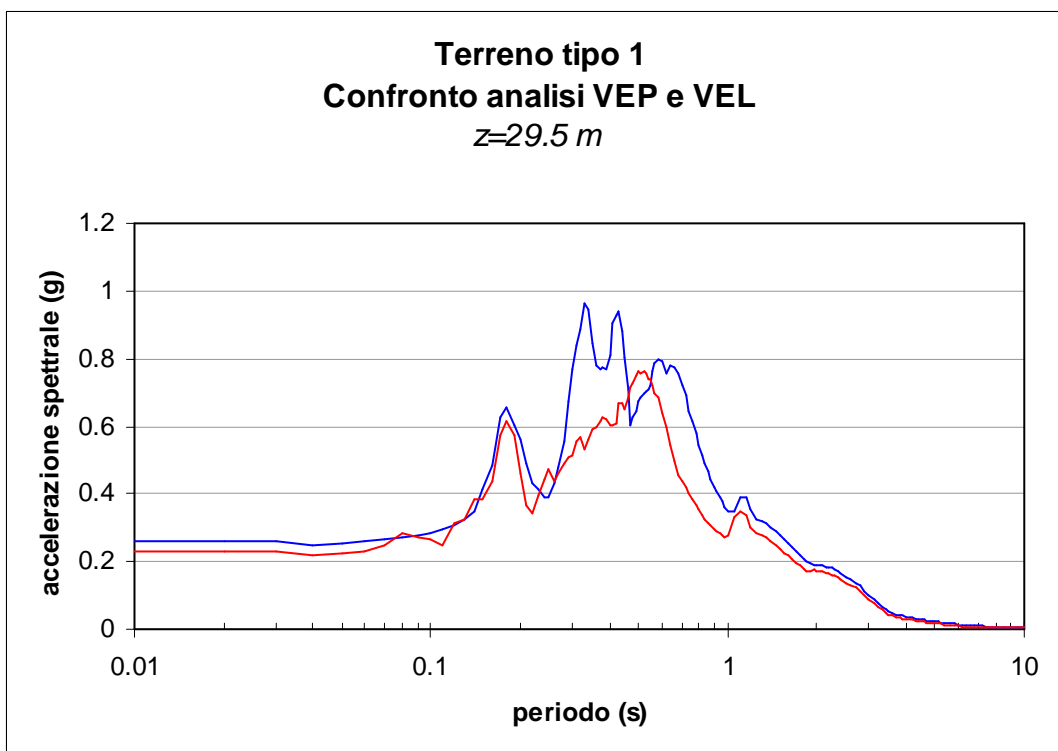


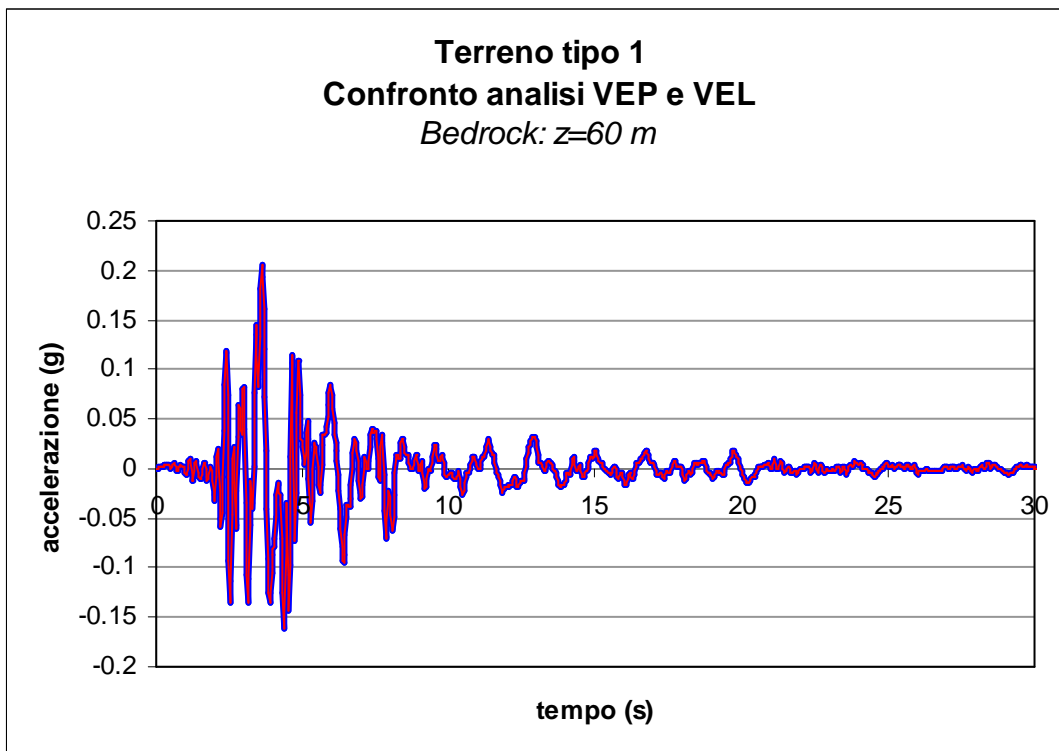
(b)





(c)





(d)

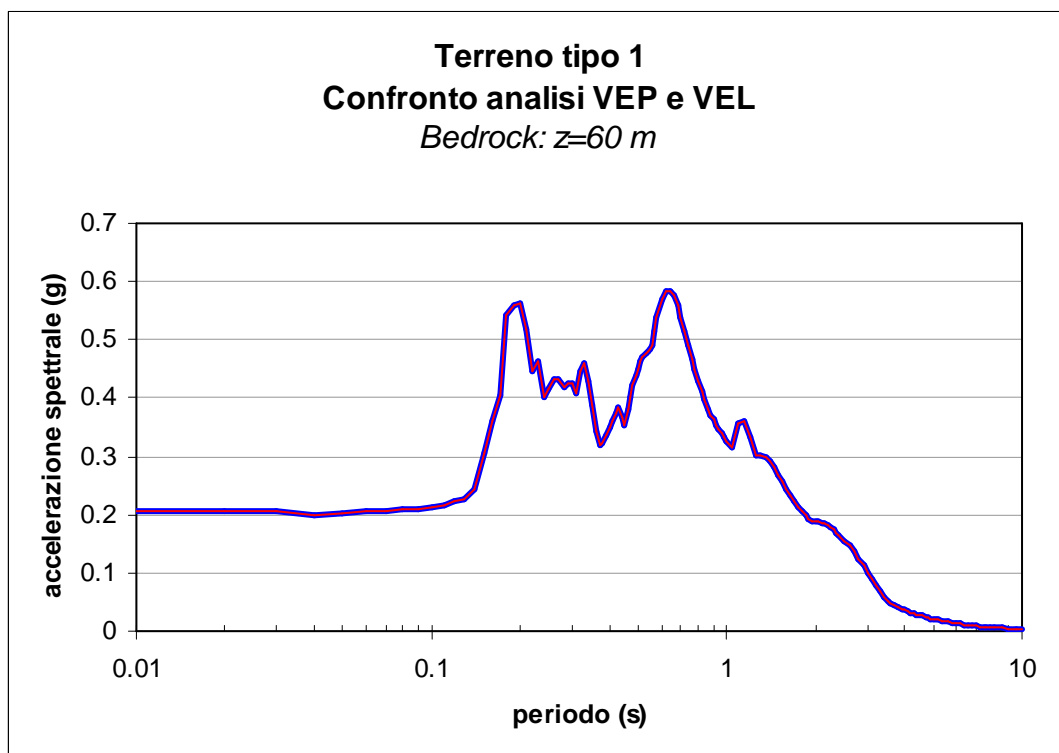
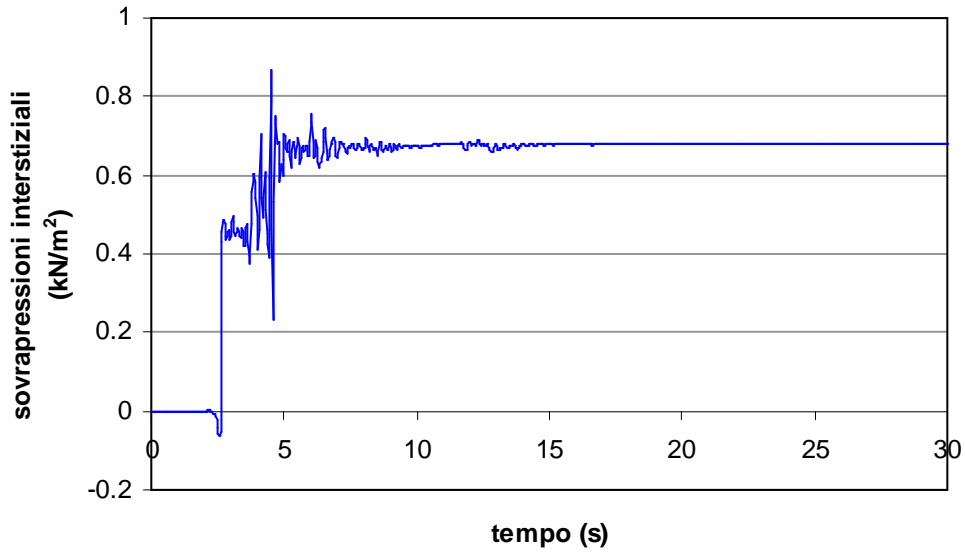
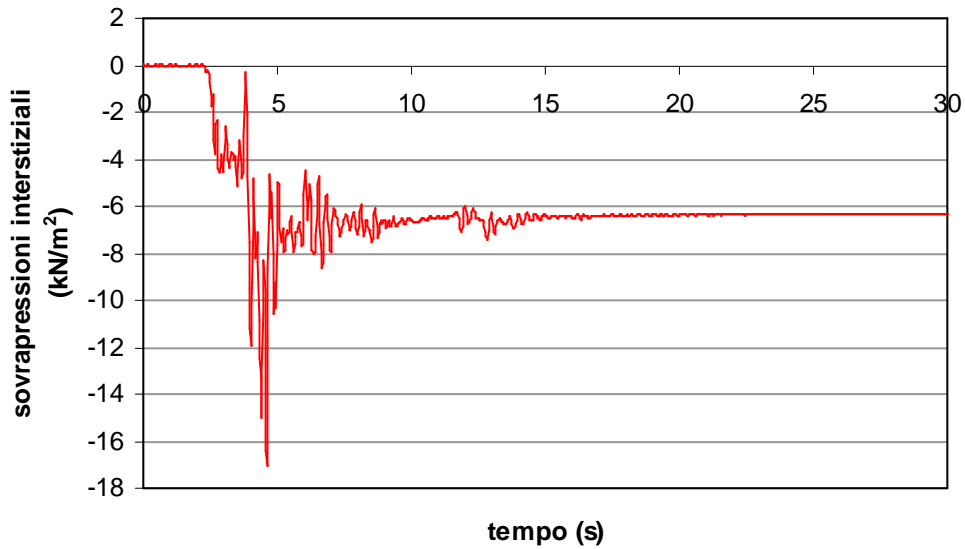


Figura 7.2.21 - Risultati delle analisi visco-elasto-plastiche (VEP) e visco-elastiche-lineari (VEL) poste a confronto per il terreno tipo 1.

Terreno tipo 1 - analisi VEP
condizione non drenata
stato drenato alla base
 $z=0.25\text{ m}$



Terreno tipo 1 - analisi VEP
condizione non drenata
stato drenato alla base
quota galleria: $z=15\text{ m}$



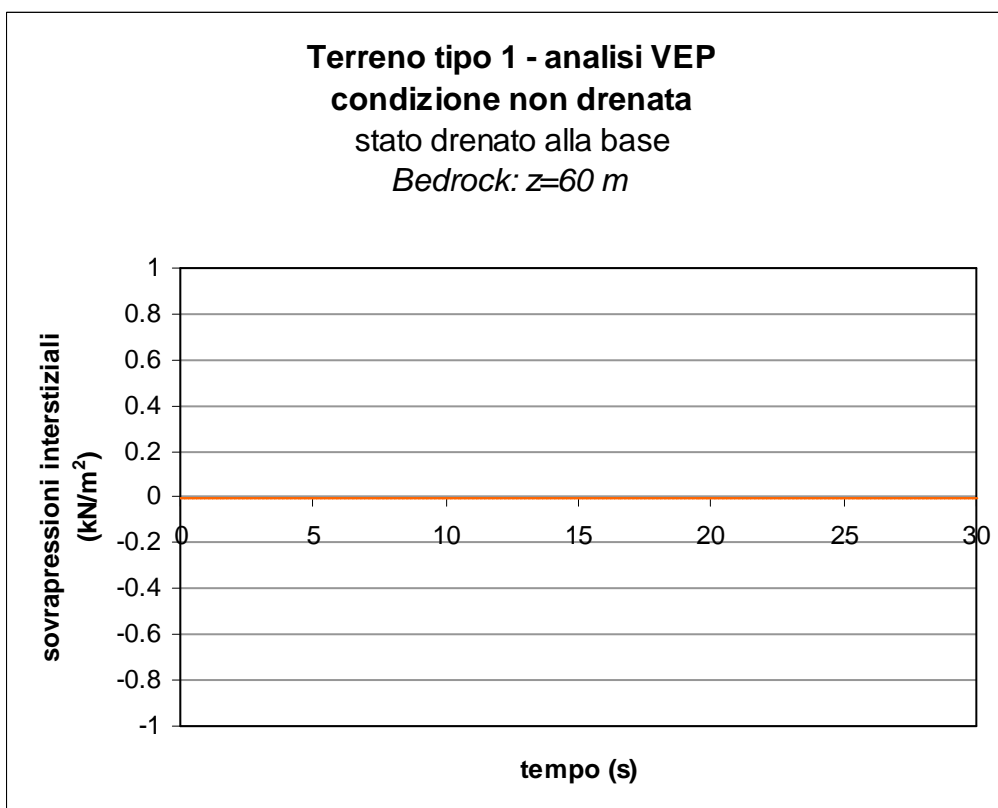
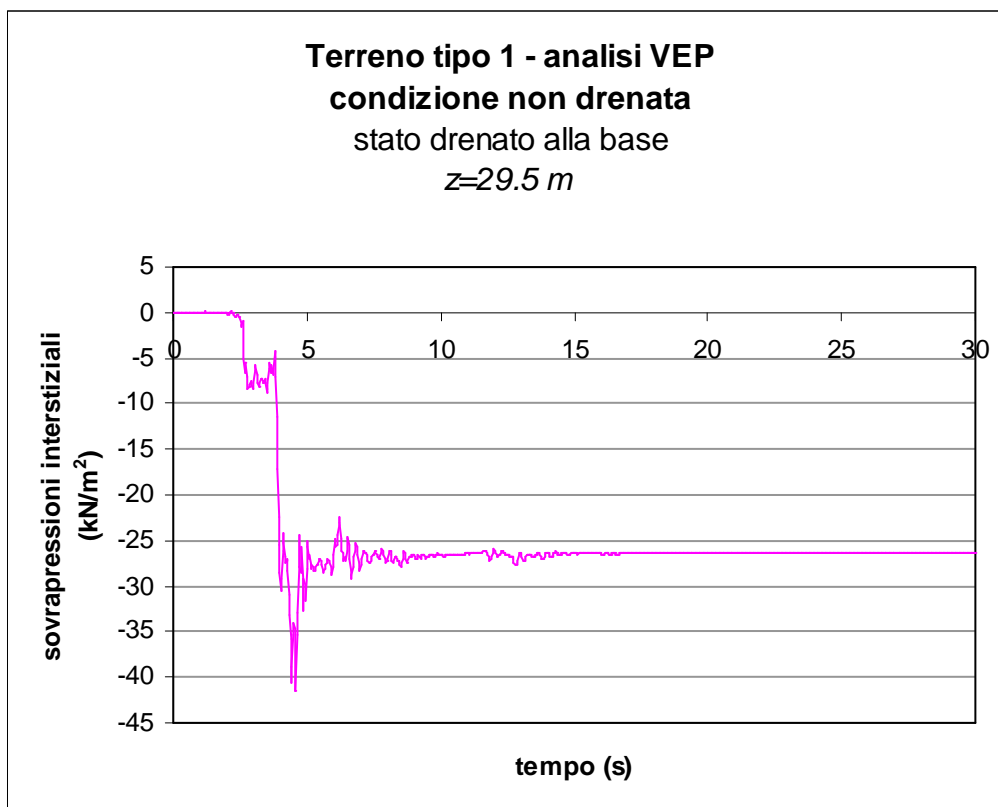


Figura 7.2.22 - Terreno tipo 1 - modello visco-elasto-plastico, comportamento non drenato e strato drenato posto alla base del modello: sovrappressioni generate in diversi punti del modello durante l'analisi dinamica.

7.3 Risultati delle analisi numeriche per il terreno tipo 2

ANALISI EERA

La Figura 7.3.1 mostra il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 7.3.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_p = 44\%$.

L'accelerogramma è applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso, prima di eseguire l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma prodotto al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 7.1.6.

Le Figure 7.3.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. Si osserva come l'accelerazione massima alla base pari a 0.284 g si mantiene all'incirca costante lungo tutto il percorso effettuato dalle onde sismiche nel terreno, raggiungendo il valore di 0.281 g alla quota della galleria, mentre per effetto di un valore molto piccolo della rigidezza in superficie, ivi subisce un notevole effetto di amplificazione raggiungendo un valore di 1.172 g. Ciò può essere facilmente giustificabile alla luce della minore rigidezza a taglio che caratterizza il terreno tipo 2 rispetto al terreno tipo 1: infatti per effetto della minore rigidezza, il livello di deformazione di taglio mobilitato durante il sisma, in media pari a 0.5%, e il corrispondente smorzamento mobilitato, in media pari a 9%, sono maggiori dei corrispondenti valori raggiunti durante il fenomeno di propagazione nel terreno 1. Ciò spiega il risultato ottenuto nella analisi di risposta sismica monodimensionale.

In Figura 7.3.4 viene riportato il confronto tra l'accelerogramma registrato alla base della colonna, in un punto posizionato alla quota della galleria ed in superficie: risulta evidente quanto già illustrato ossia che il segnale sismico attraversando il terreno non subisce rilevanti fenomeni di amplificazione e modifica del suo contenuto in frequenza, tranne che nella porzione più superficiale del deposito. Un riscontro immediato di ciò si ha esaminando anche la Figura 7.3.5 in cui è riportata la funzione di amplificazione: essa mostra quali componenti del moto sismico sono state amplificate nel passaggio attraverso il terreno a partire dal *bedrock* fino in superficie.

In tutte le analisi si è assunto che la deformazione effettiva, adottata nel processo iterativo, fosse pari a 0.5 volte quella massima. La procedura numerica è stata estesa ad un numero di iterazioni pari ad 20, così da assicurare sempre una convergenza minore dell'1%.

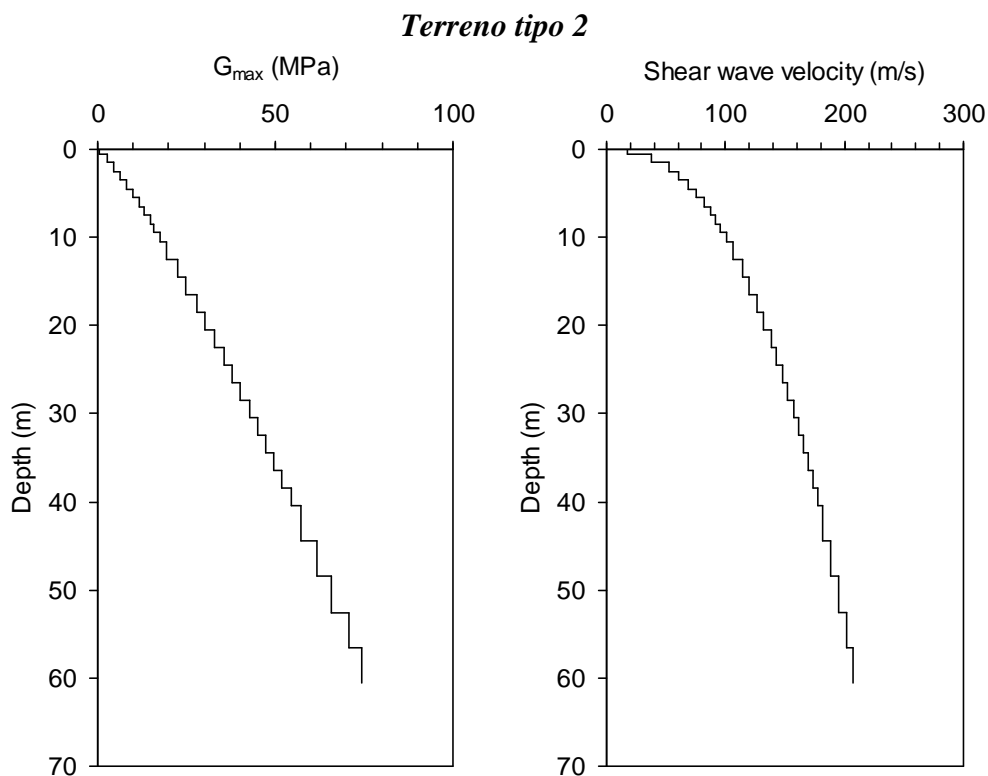


Figura 7.3.1 - Analisi *EERA*: andamenti di G_0 e di V_S con la profondità.

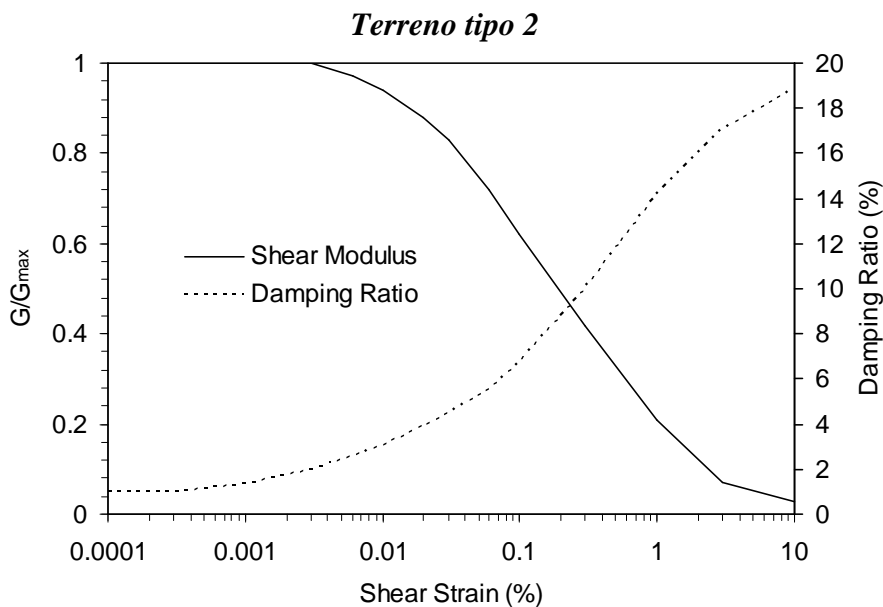


Figura 7.3.2 - Analisi *EERA*: curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} e di smorzamento D con la deformazione di taglio.

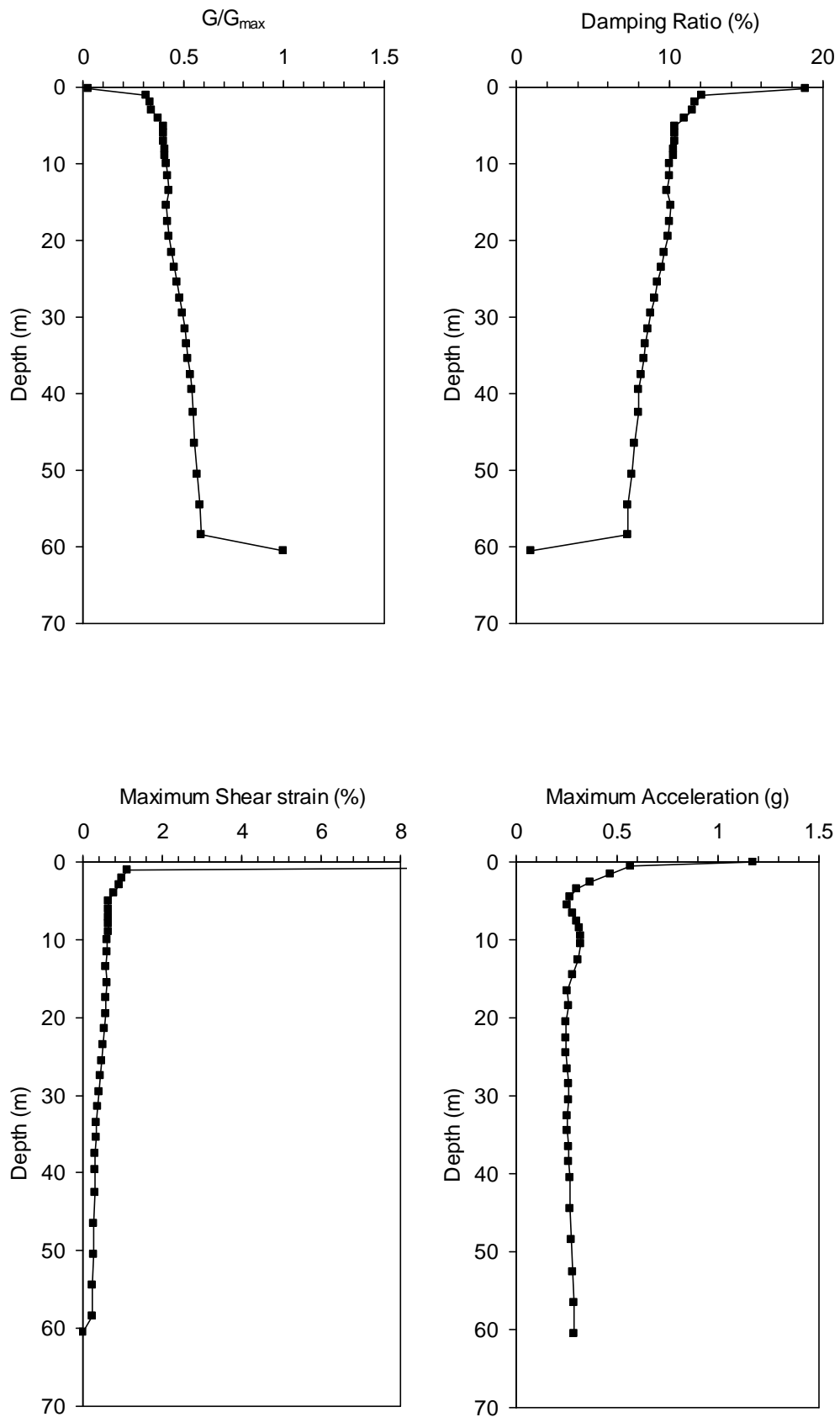


Figura 7.3.3 - Analisi EERA: andamenti con la profondità del rapporto di rigidezza a taglio normalizzato G/G_{max} , dello smorzamento D , della massima deformazione di taglio γ e della accelerazione a .

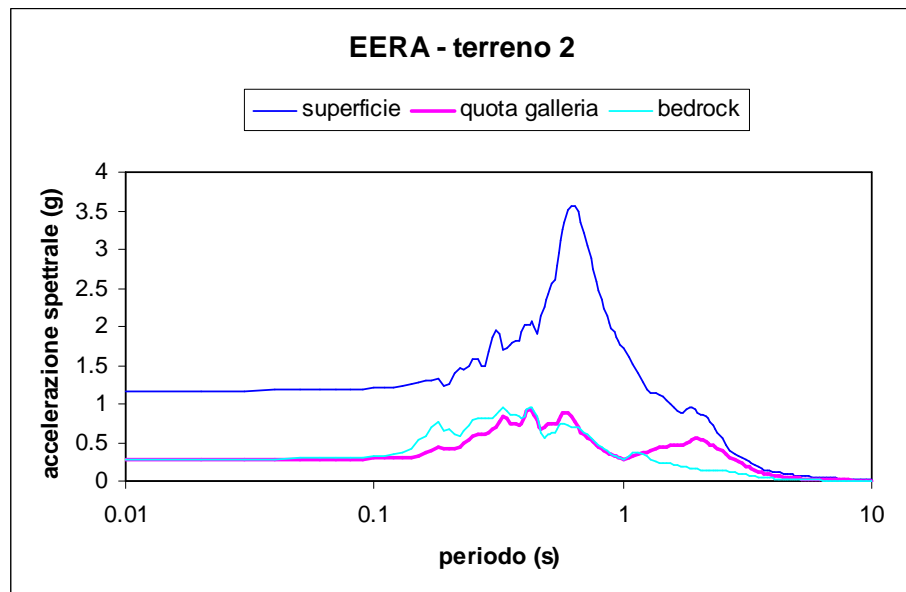
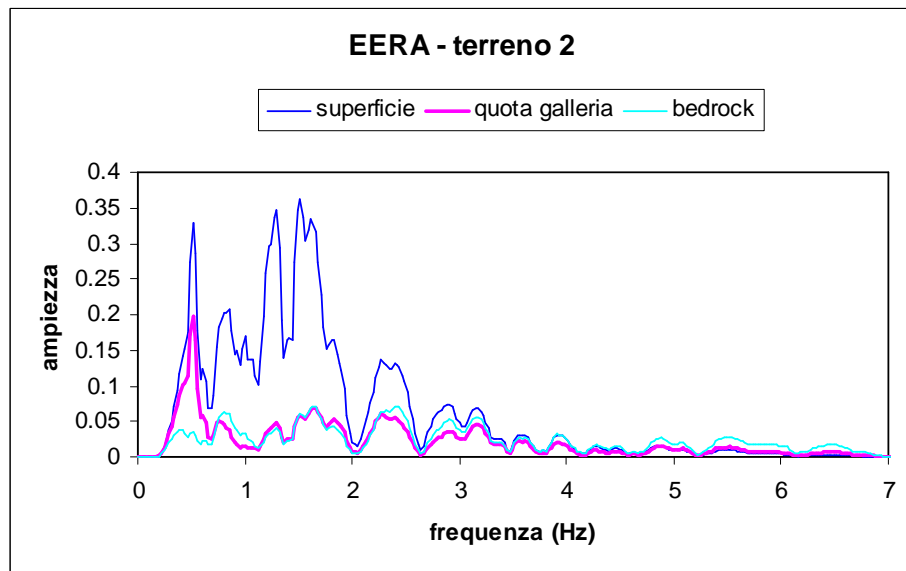
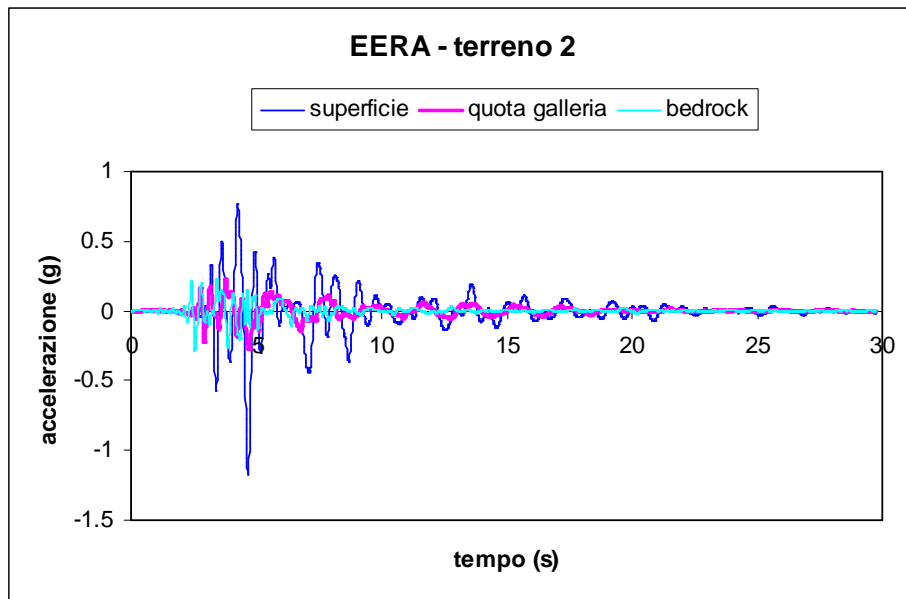


Figura 7.3.4 - Analisi EERA: accelerogramma, Spettro di Fourier e Spettro di Risposta registrati in alcuni punti della colonna.

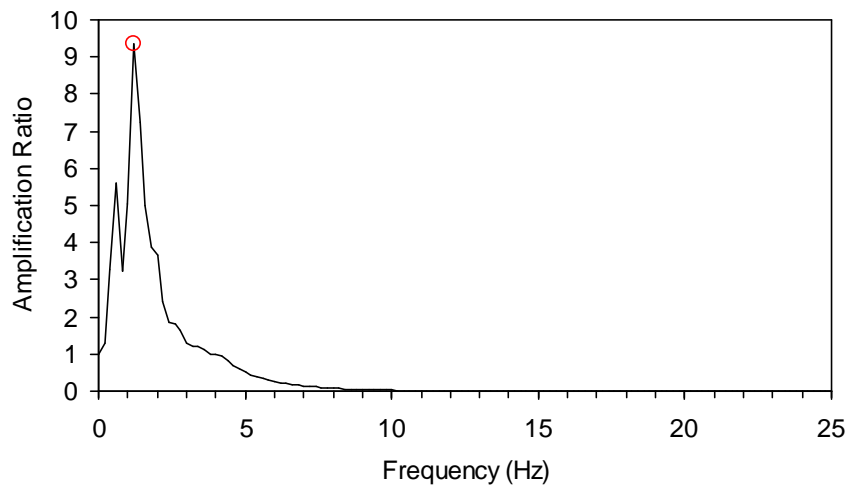


Figura 7.3.5 - Analisi EERA: funzione di amplificazione.

ANALISI QUAKE/W

Per tali analisi elastiche lineari equivalenti si è assunto:

- a) Comportamento non lineare del terreno considerando un modello Elastico Lineare Equivalente;
- b) Rigidezza a taglio variabile con la profondità (Figura 7.1.2);
- c) Curve di decadimento della rigidezza a taglio normalizzata G/G_0 con la deformazione di taglio funzione dell' $I_P=40\%$ ed indicate in Figura 7.3.6a;
- d) Curve di incremento dello smorzamento D con la deformazione di taglio funzione dell' I_P ed indicate in Figura 7.3.6b;
- e) Valore iniziale dello smorzamento $D= 1\%$ pari al valore iniziale dello smorzamento inserito come dato di *input* in *EERA*.

Lo stato tensionale iniziale in *QUAKE/W* è stato generato preliminarmente all'analisi dinamica utilizzando un valore del coefficiente di Poisson pari a $\nu'= 0.375$ anziché 0.25; tale valore è stato determinato, in modo da poter ottenere il valore del coefficiente di spinta a riposo desiderato, utilizzando la relazione $K_0 = \nu' / (1 - \nu')$.

Il modello utilizzato per l'analisi numerica con il codice *QUAKE/W*, illustrato in Figura 6.2.7, ha una larghezza pari a 10 m ed una altezza pari a 60 m ed è costituito da 120 elementi finiti a 8 nodi per un totale di 485 nodi. Gli elementi finiti hanno un'altezza pari ad 1 m in modo tale

da rispettare la condizione $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove f_{\max} è la massima frequenza significativa assunta pari a 7 Hz.

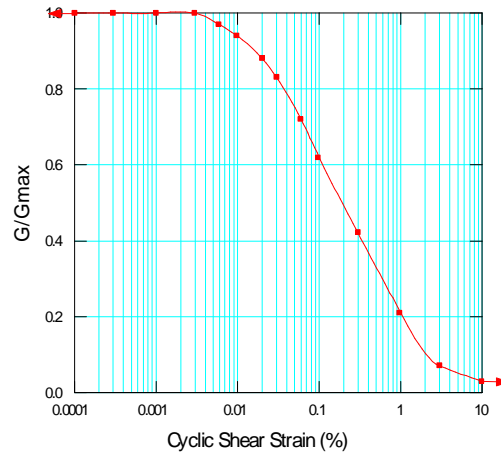
Le condizioni applicate al contorno sono: bordi verticali liberi alla traslazione in direzione orizzontale e vincolati alla traslazione in direzione verticale ($u_y=0$); base vincolata alla traslazione in entrambe le direzioni ($u_x= u_y=0$).

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 7.3.8 (cfr. Figura 7.1.6) ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g ed operando la relativa deconvoluzione.

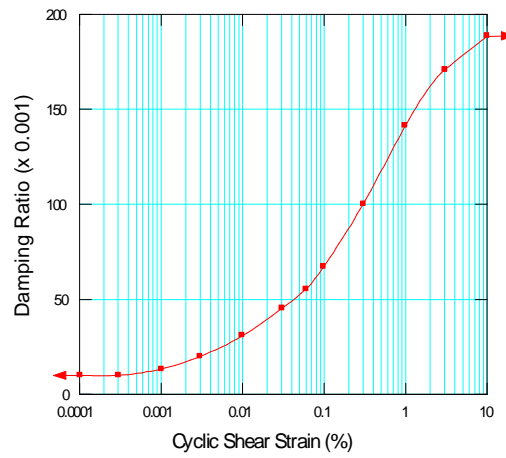
Per eseguire l'analisi numerica agli elementi finiti è stato adottato inizialmente un passo temporale pari a 0.01 s; per quanto esposto al Capitolo 6 esso è stato successivamente aumentato a 0.03 s per poter istituire un confronto tra i risultati ottenuti dai tre codici di calcolo adottati.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *QUAKE/W*:

- *Coefficient of Equivalent Shear Stress* =0.65 (valore di *default*)
- *Coefficient of Equivalent Shear Strain* = 0.50 (valore di *default* = al valore imposto in *EERA*)
- *Equivalent Number of Cycles* =10 (valore di *default*)
- *Stress Limit For Liquefaction*=0 (valore di *default*)
- *Max number of iterations* =10 (valore di *default*)
- *Tolerance (%)* =1 (valore di *default* ed uguale al valore imposto in *EERA*)



(a)



(b)

Figura 7.3.6 - Analisi *QUAKE/W*: profili di G/G_0 (a) e di D (b) assunti per le analisi.

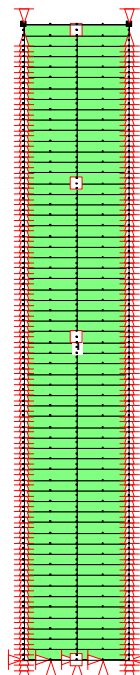


Figura 7.3.7 - Analisi *QUAKE/W*: mesh 10x60 a 120 elementi e 485 nodi.

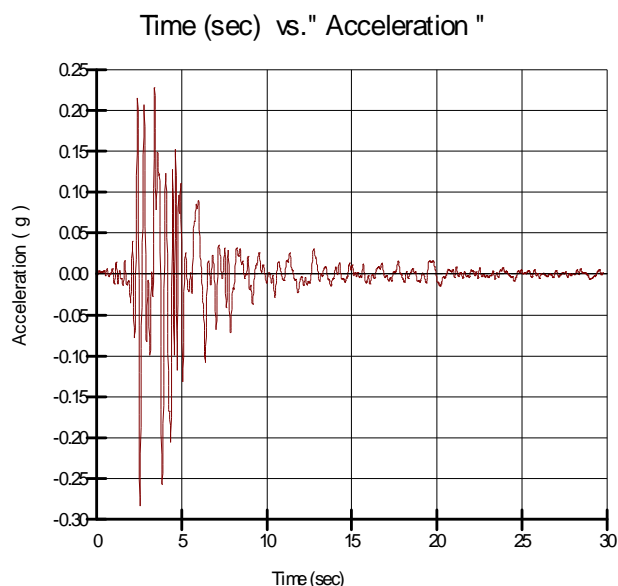


Figura 7.3.8 - Analisi *QUAKE/W*: accelerogramma applicato alla base del modello.

ANALISI PLAXIS

Il modello geometrico adottato per l'analisi visco-elastica lineare agli elementi finiti è indicato in Figura 7.3.9. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidezza e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 7.3.10 e in dettaglio in Figura 7.3.11, è composta da 2066 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 16781 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 3.73 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione: $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$

Avendo assunto per f_{\max} , massima frequenza significativa, un valore pari a 7 Hz, la massima dimensione degli elementi finiti h_{\max} , varia da circa 18 m in corrispondenza della base a 1.4 m circa in corrispondenza della superficie.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre, lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato.

Le analisi visco-elastiche lineari con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidezze e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidezza e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidezza e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...).

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di seguito sommariamente descritta:

- a) sono stati assunti i profili di rigidezza e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidezza e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l'accelerogramma di input precedentemente indicati;
- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente;
- c) sono stati valutati i profili di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi *FEM* a partire dai risultati *EERA*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:

$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix}$$

ove $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) sono le pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 7.3.I.

In Figura 7.3.12a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 7.3.12b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 7.3.14 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di

smorzamento è compreso tra 0.4 Hz e 2.6 Hz (Figura 7.3.13), ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 7.1.6 ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stato eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxiation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

Per le analisi *FEM* con il codice di calcolo *PLAXIS* sono stati adottati due modelli differenti: il modello visco-elastico lineare e il modello visco-elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Quest'ultimo modello tiene conto degli effetti della plasticità sul comportamento dinamico dei terreni. I risultati ottenuti per entrambi i modelli sono di seguito riportati.

Tabella 7.3.I

ANALISI DINAMICA

modello: *Elastico lineare*
 materiale tipo: non *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	17	18.83	0.8203	0.0200	15	38	0.25	0.6
2	0.5-1.5	1	17	12.12	0.5280	0.0129	784	1959	0.25	0.6
3	1.5-2.5	1	17	11.68	0.5087	0.0124	1572	3931	0.25	0.6
4	2.5-3.5	1	17	11.49	0.5007	0.0122	2223	5558	0.25	0.6
5	3.5-5.5	2	17	10.62	0.4625	0.0113	3564	8910	0.25	0.6
6	5.5-7.5	2	17	10.32	0.4496	0.0110	5001	12501	0.25	0.6
7	7.5-9.5	2	17	10.24	0.4460	0.0109	6250	15626	0.25	0.6
8	9.5-11.5	2	17	10.00	0.4358	0.0106	7666	19164	0.25	0.6
9	11.5-13.5	2	17	9.92	0.4322	0.0105	9165	22914	0.25	0.6
10	13.5-16.5	3	17	9.96	0.4339	0.0106	10570	26425	0.25	0.6
11	16.5-19.5	3	17	9.93	0.4327	0.0105	12158	30394	0.25	0.6
12	19.5-22.5	3	17	9.79	0.4265	0.0104	13966	34915	0.25	0.6
13	22.5-25.5	3	17	9.35	0.4073	0.0099	16605	41512	0.25	0.6
14	25.5-29.5	4	17	9.00	0.3921	0.0096	19352	48379	0.25	0.6
15	29.5-33.5	4	17	8.59	0.3744	0.0091	22774	56934	0.25	0.6
16	33.5-37.5	4	17	8.29	0.3610	0.0088	26022	65054	0.25	0.6
17	37.5-41.5	4	17	8.03	0.3497	0.0085	29162	72906	0.25	0.6
18	41.5-47.5	6	17	7.85	0.3418	0.0083	32975	82437	0.25	0.6
19	47.5-53.5	6	17	7.42	0.3231	0.0079	37859	94648	0.25	0.6
20	53.5-60	6.5	17	7.28	0.3171	0.0077	42579	106447	0.25	0.6

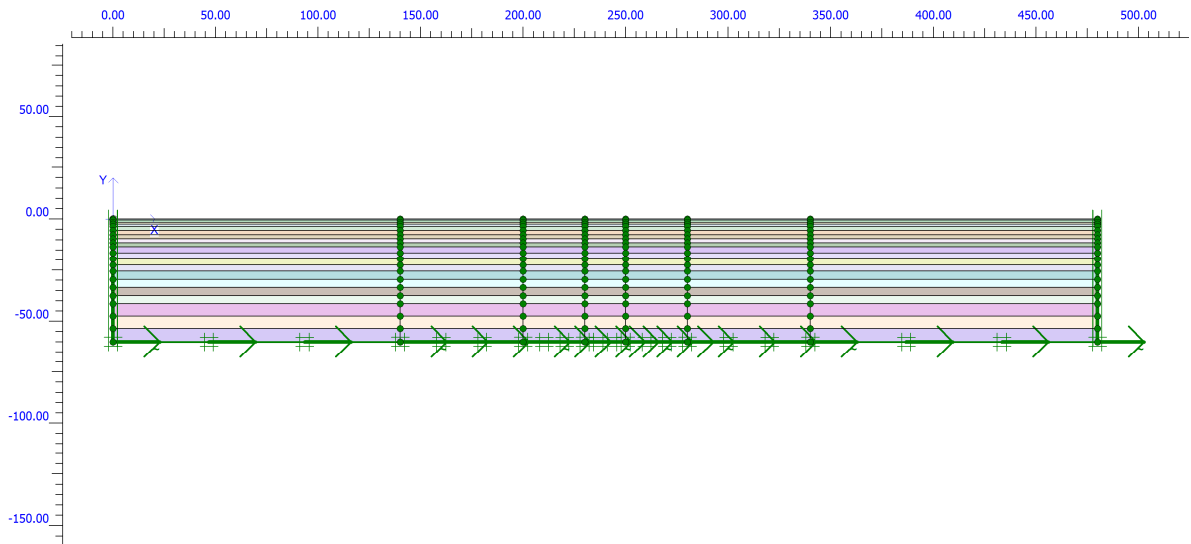


Figura 7.3.9 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

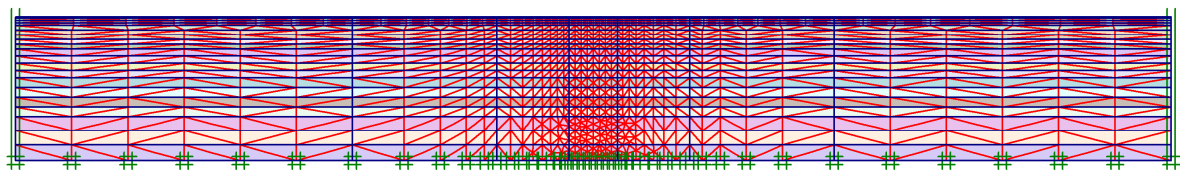


Figura 7.3.10 - Mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

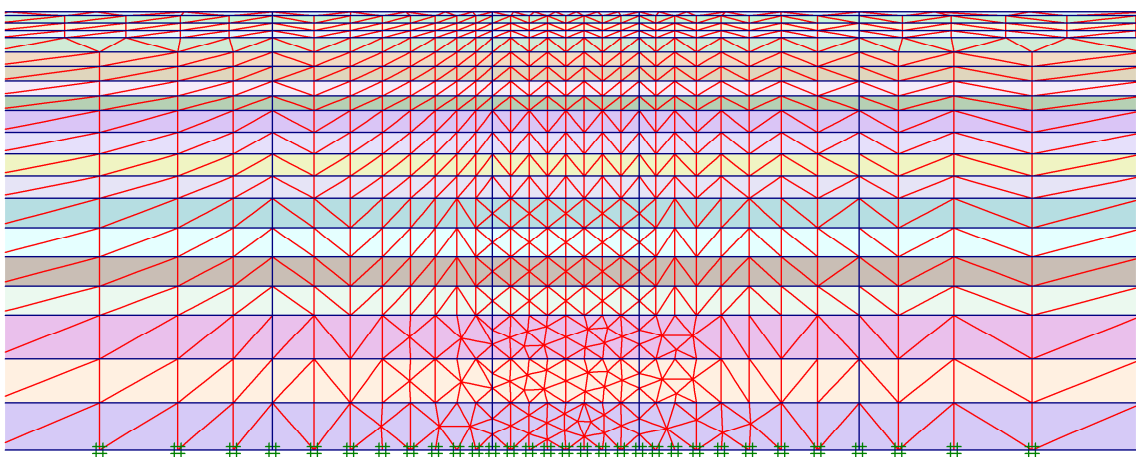


Figura 7.3.11 – Particolare della mesh adottata per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

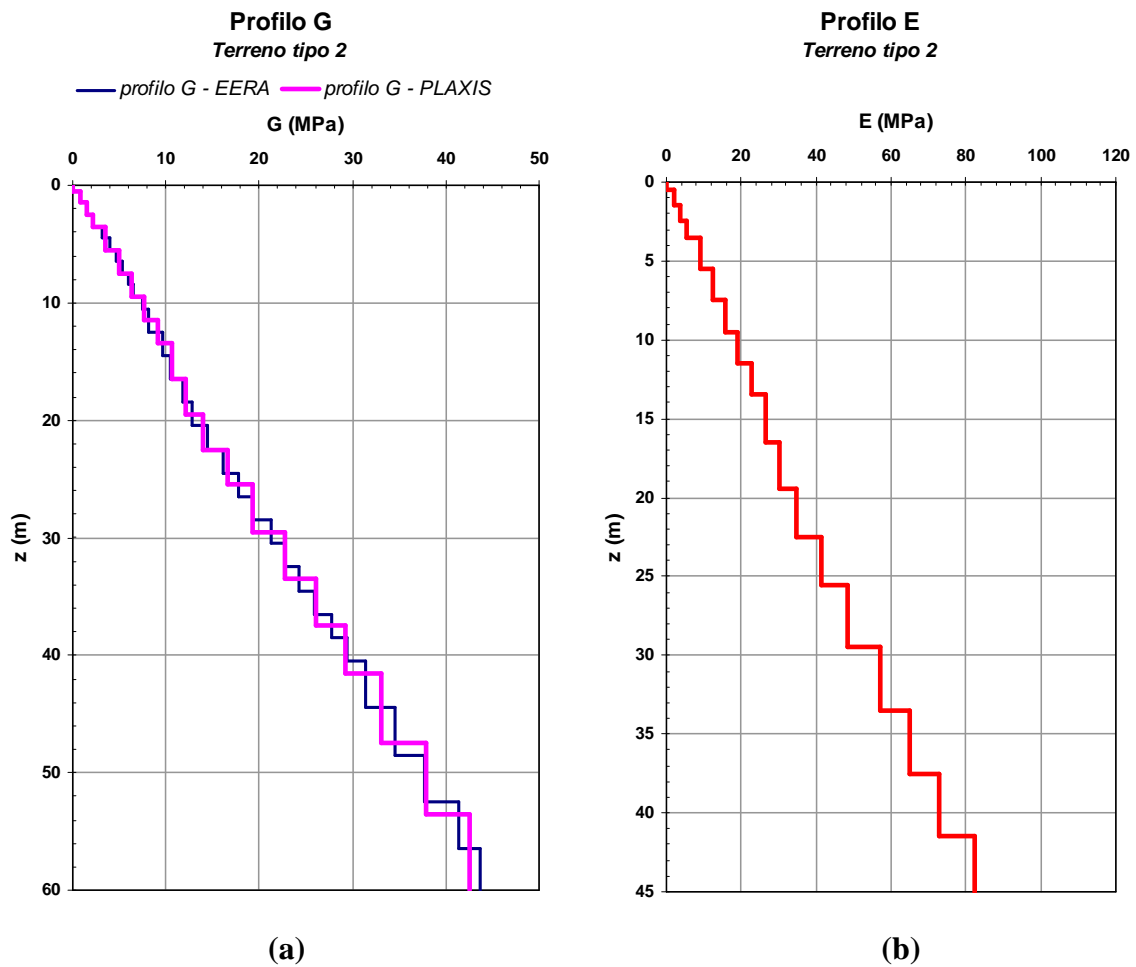


Figura 7.3.12 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l’analisi.

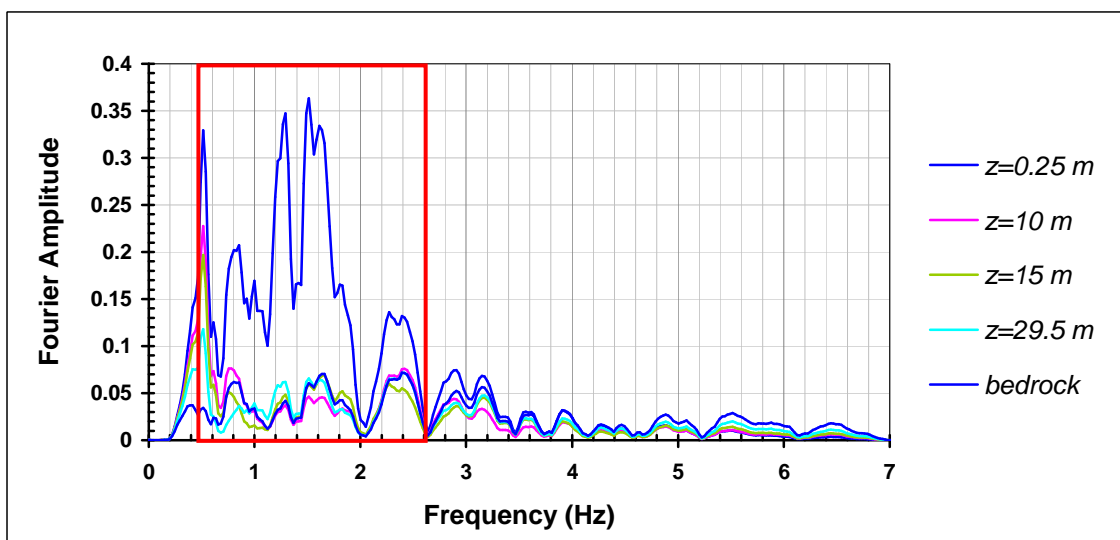
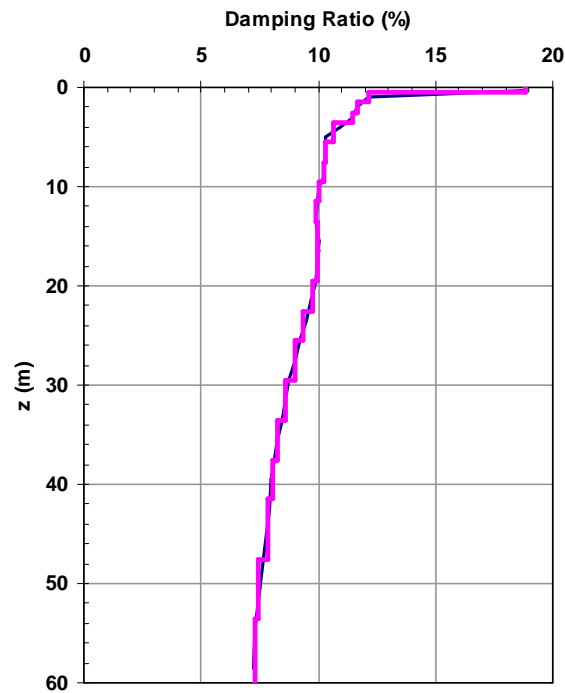


Figura 7.3.13 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico utilizzato per calibrare i parametri di smorzamento viscoso nell’analisi con *PLAXIS* per il terreno 1.

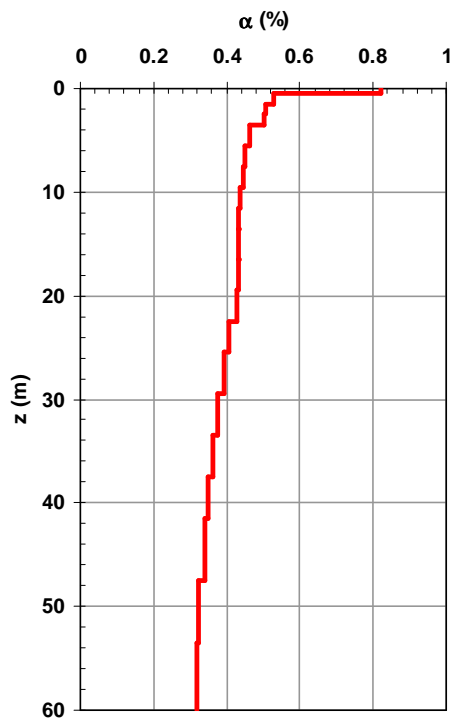
Profilo Damping Ratio
Terreno tipo 2

— Damping Ratio - EERA — Damping Ratio - PLAXIS



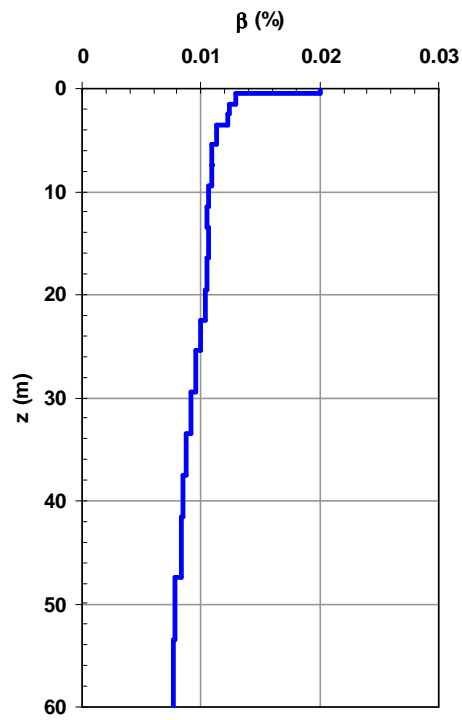
(a)

Profilo α di Rayleigh
Terreno tipo 2



(b)

Profilo β di Rayleigh
Terreno tipo 2



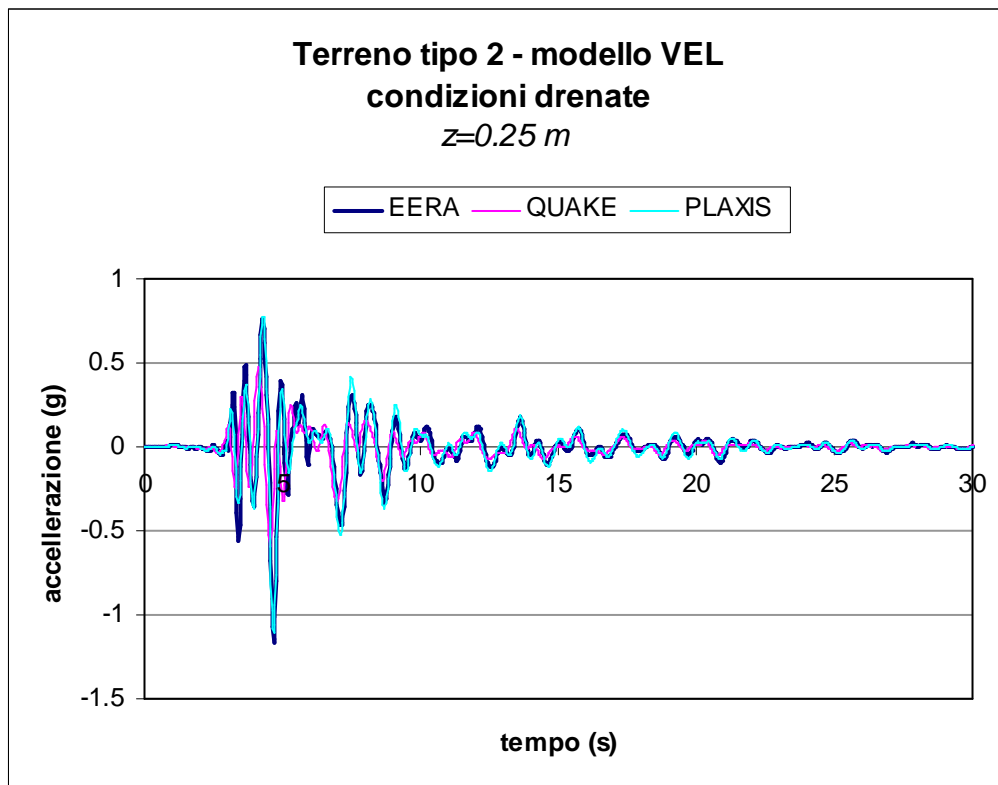
(c)

Figura 7.3.14 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

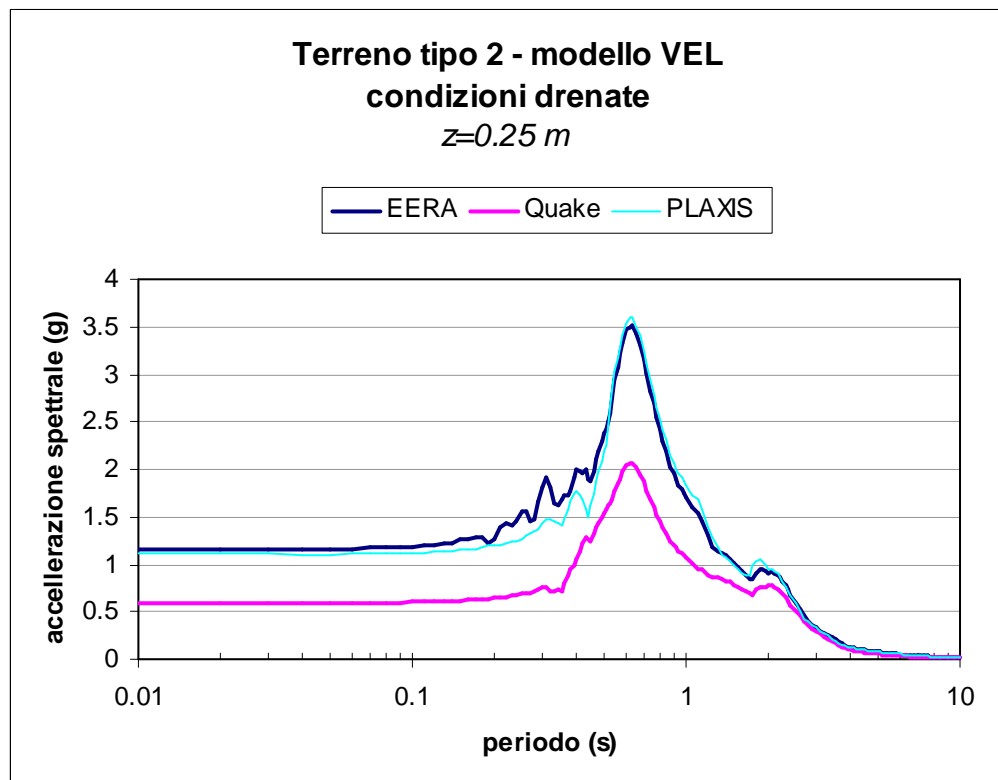
MODELLO VISCO-ELASTICO

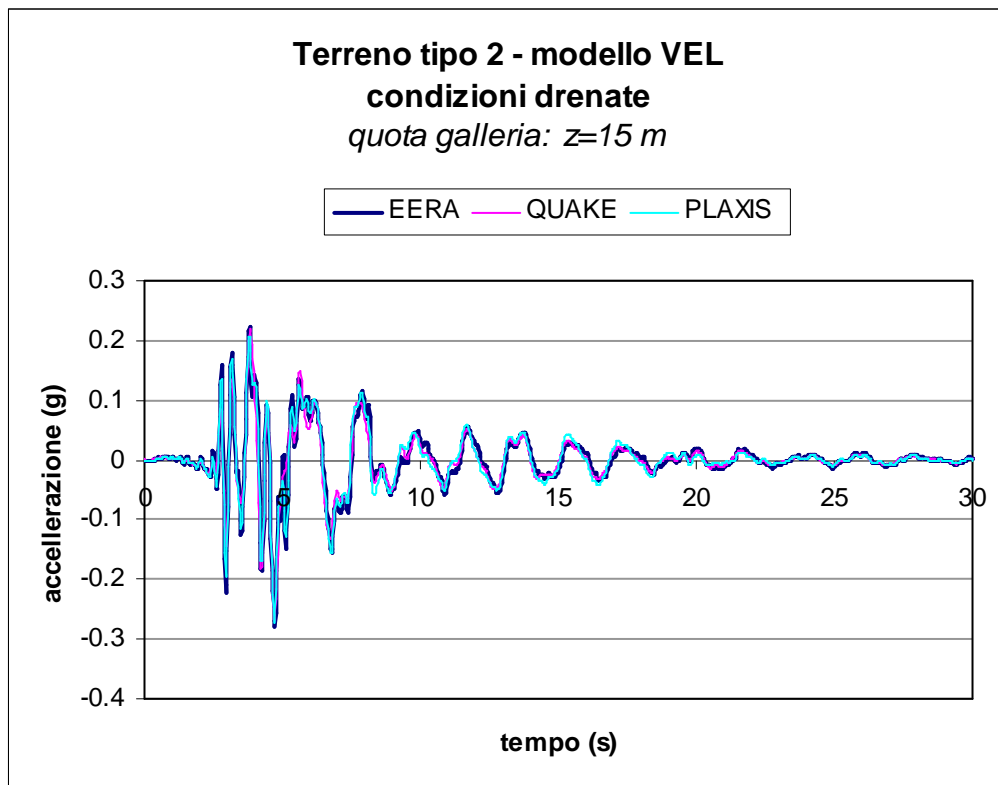
Le analisi dinamiche con il codice di calcolo *PLAXIS* sono state svolte adottando in un primo momento per il terreno tipo 2 un comportamento drenato. Il risultato ottenuto è indicato in Figura 7.3.15 insieme con quelli ottenuti da *EERA* e *QUAKE/W* per lo stesso caso analizzato, in termini di accelerogramma registrato in diversi punti della colonna posizionata in asse al modello. Successivamente si è ipotizzato per il terreno tipo 2 un comportamento non drenato ed i risultati ottenuti sono riportati in Figura 7.3.16. L'andamento delle sovrappressioni interstiziali generate durante l'analisi dinamica è riportato invece in Figura 7.3.17: si osserva facilmente come le sovrappressioni sia elevatissime alla base del modello e ciò potrebbe determinare problemi all'analisi *FEM* soprattutto quando si utilizza un modello visco-elasto-plastico; in alcuni casi analizzati, ad esempio, l'analisi visco-elasto-plastica eseguita non convergeva. Tali sovrappressioni potrebbero inoltre influenzare la propagazione del segnale sismico. Tali effetti possono essere eliminati rendendo drenato il comportamento dello strato di base. In Figura 7.3.18 sono riportati i risultati ottenuti in termini di sovrappressioni interstiziali per il caso di studio quando si ponesse alla base uno strato drenato. Si osserva come in quest'ultimo caso i valori delle sovrappressioni interstiziali generate durante l'analisi dinamica siano un ordine di grandezza inferiore rispetto al caso precedente in cui lo strato di base è considerato a comportamento non drenato.

In Figura 7.3.19 sono riportati i risultati ottenuti considerando drenato lo strato di base, in termini di accelerogramma e spettri registrati in diversi punti della colonna in asse al modello, a confronto con i risultati ottenuti con i codici *EERA* e *QUAKE/W*.

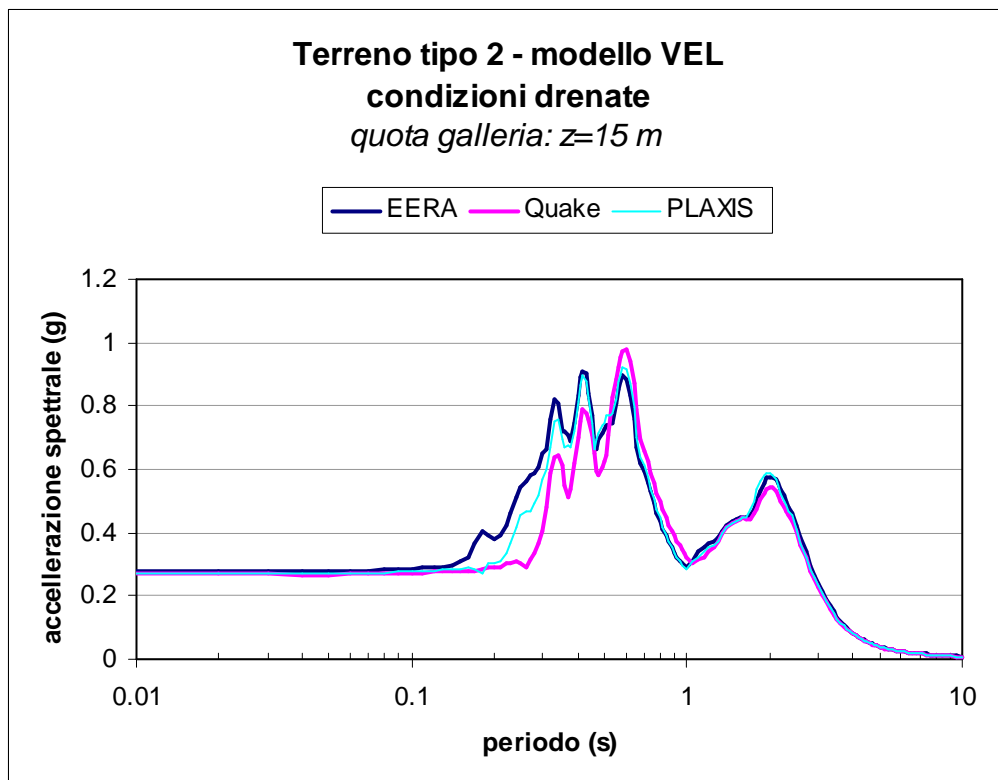


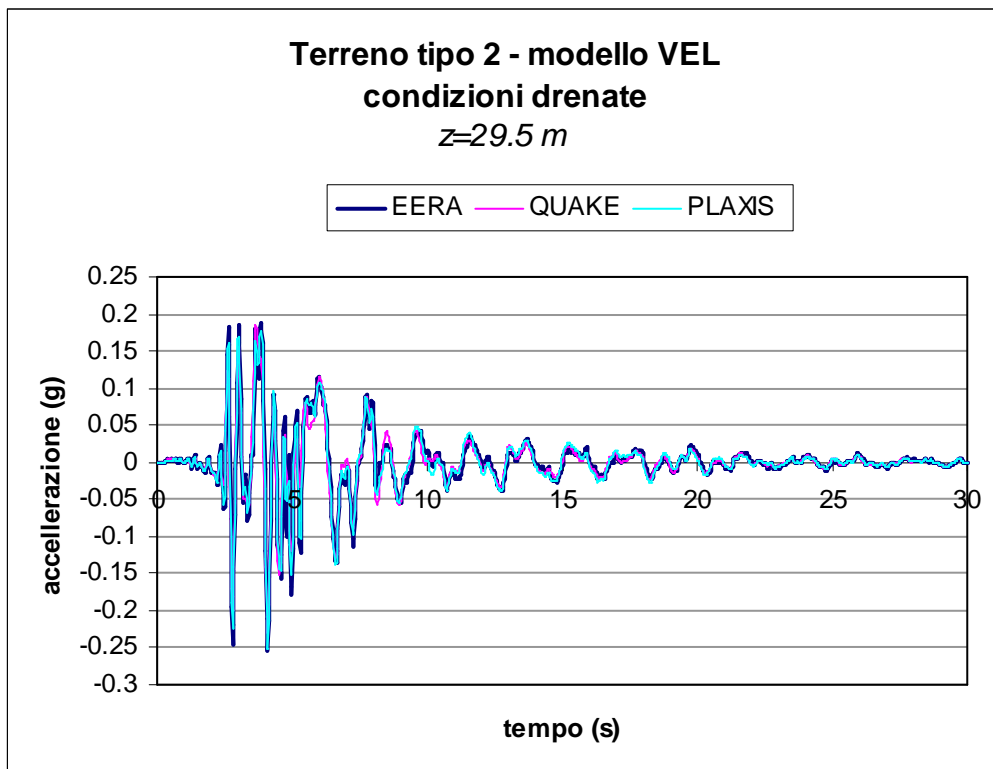
(a)



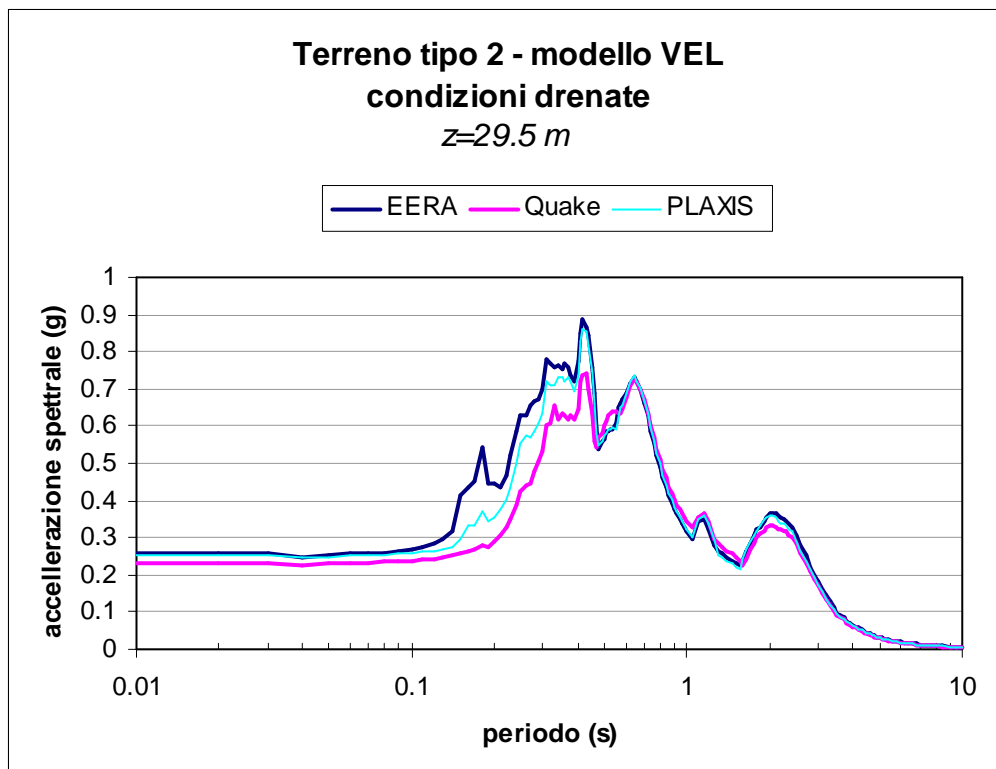


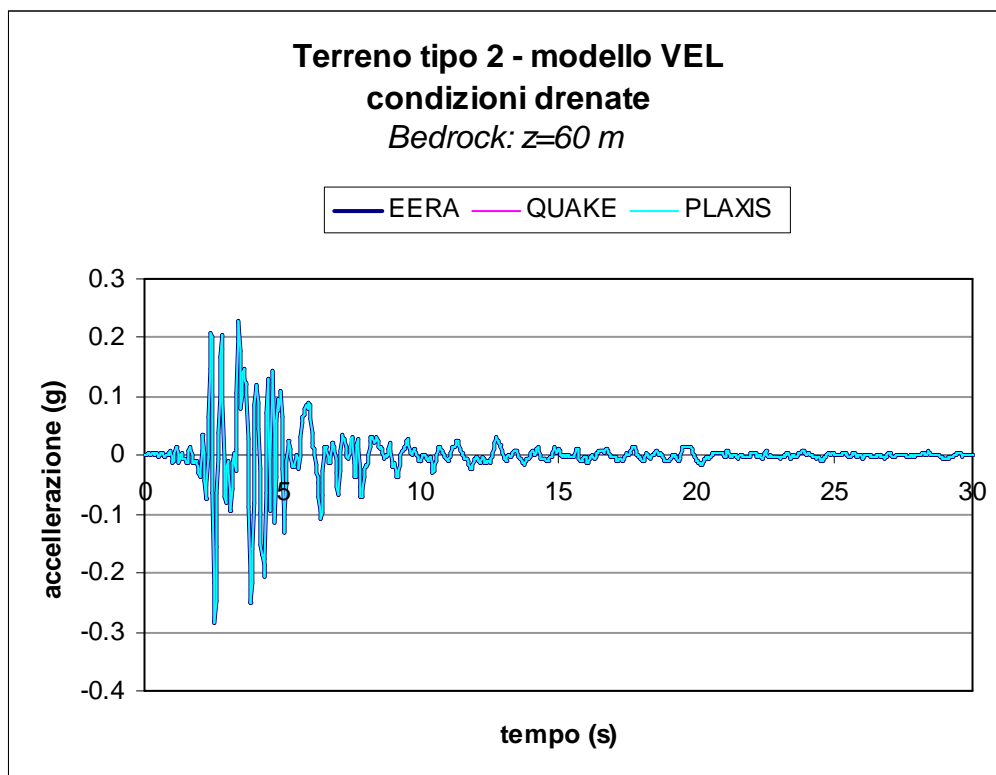
(b)





(c)





(d)

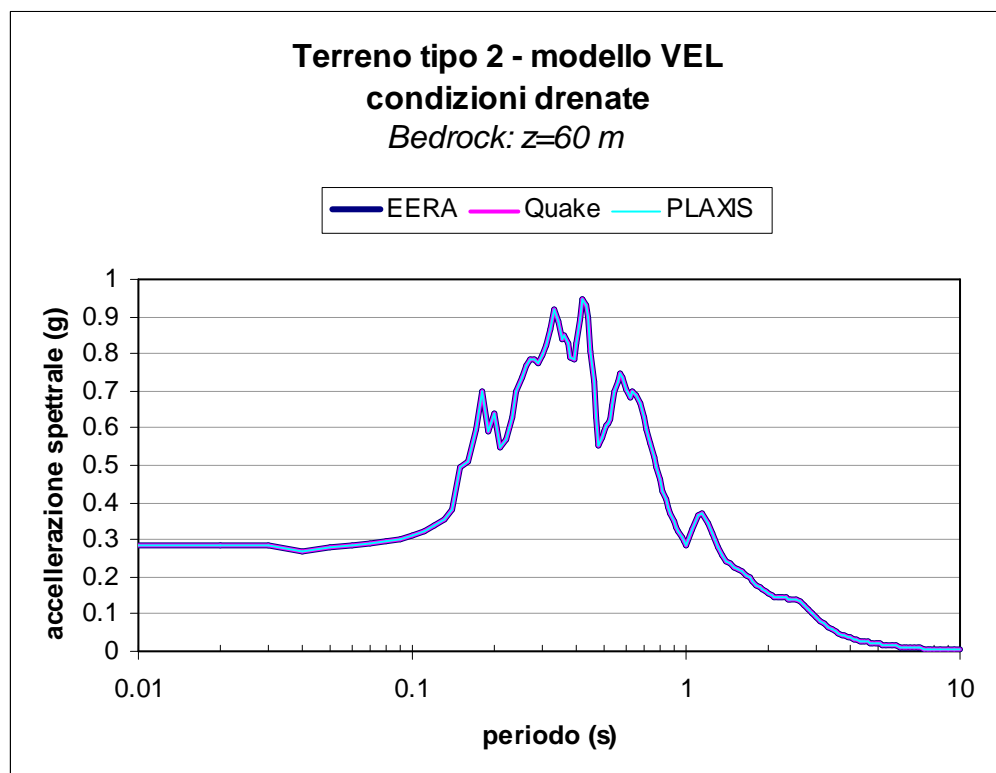
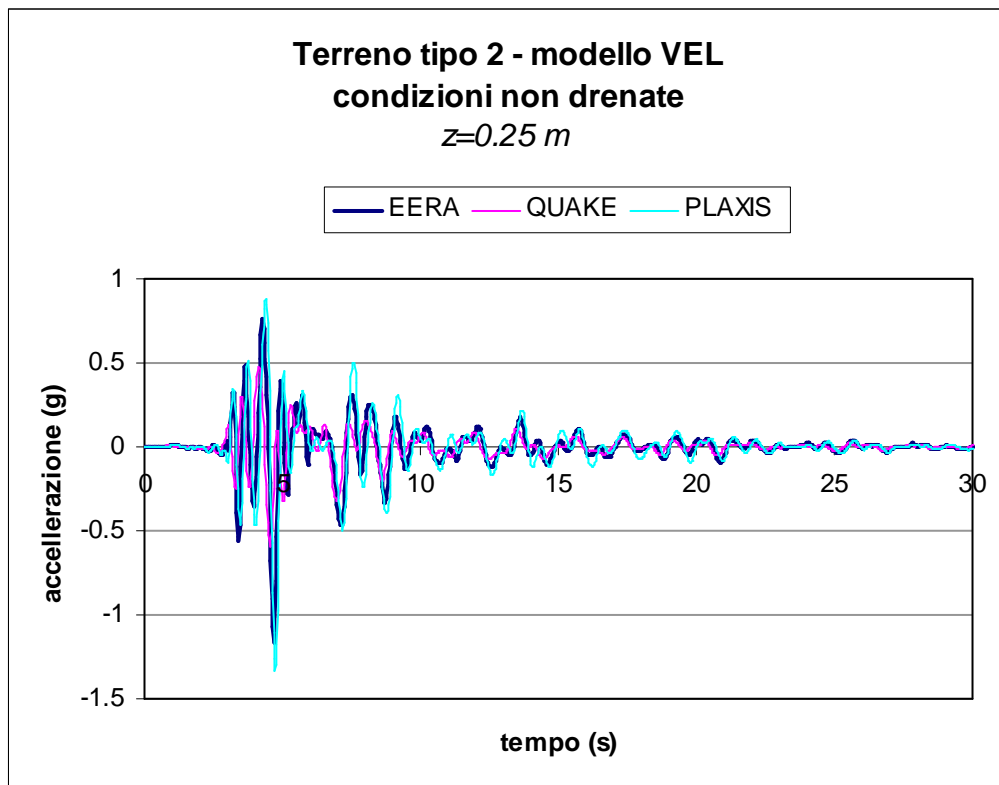
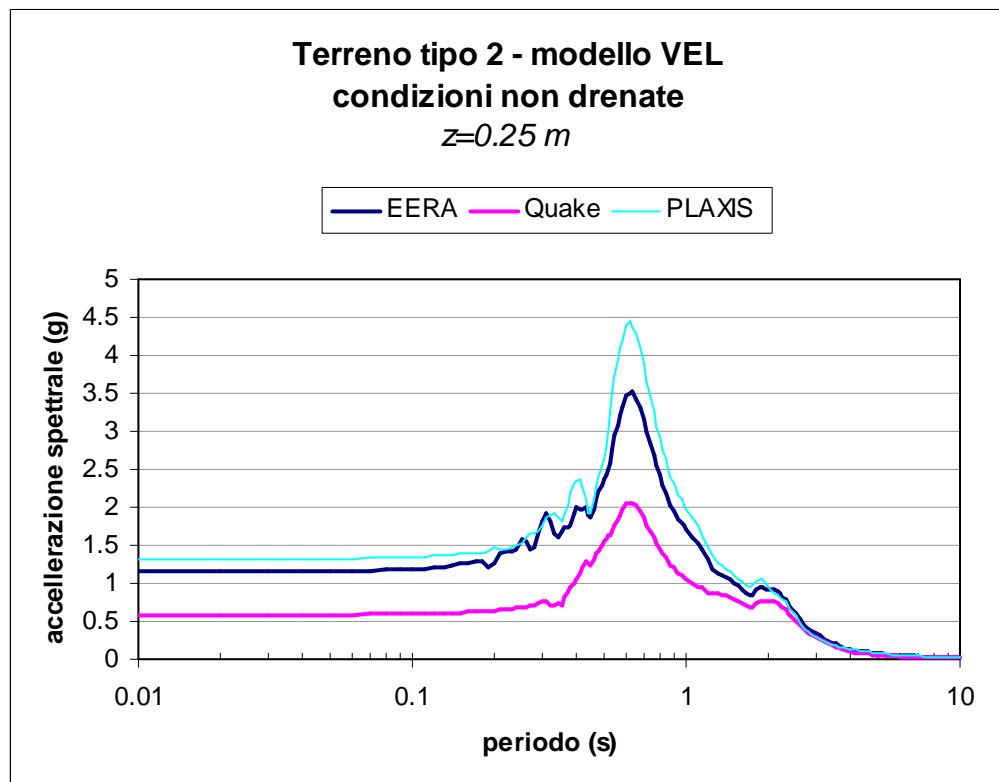
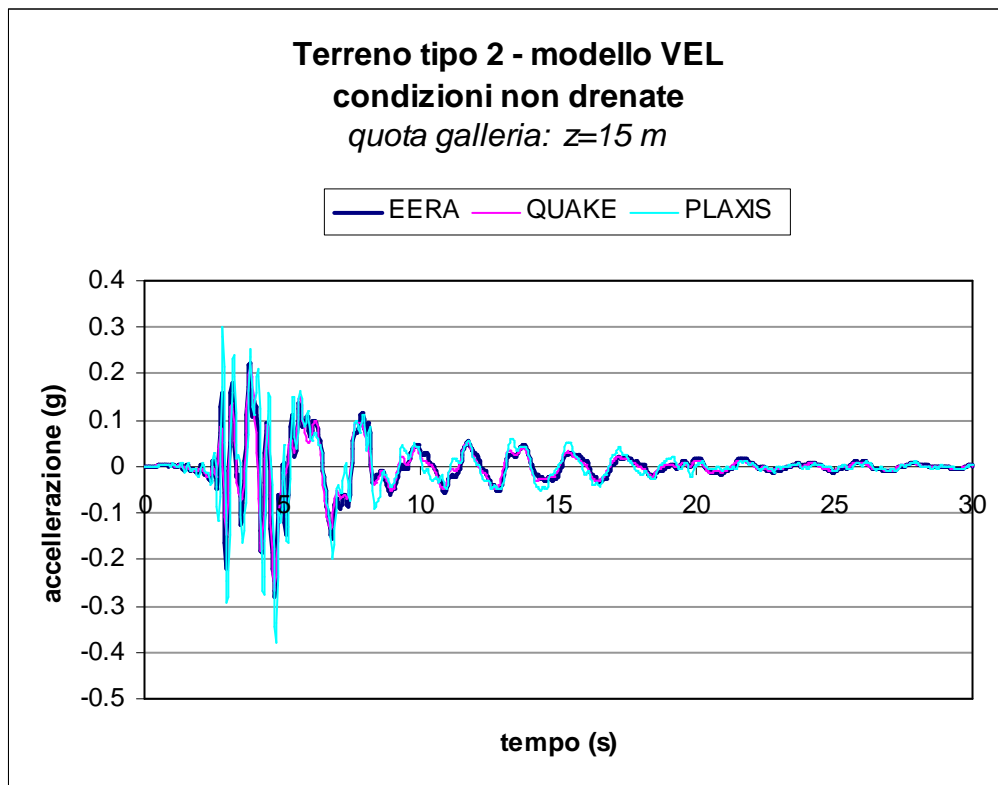


Figura 7.3.15 - Terreno tipo 1 - comportamento drenato: Confronto tra i risultati ottenuti con i codici di calcolo *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS*.

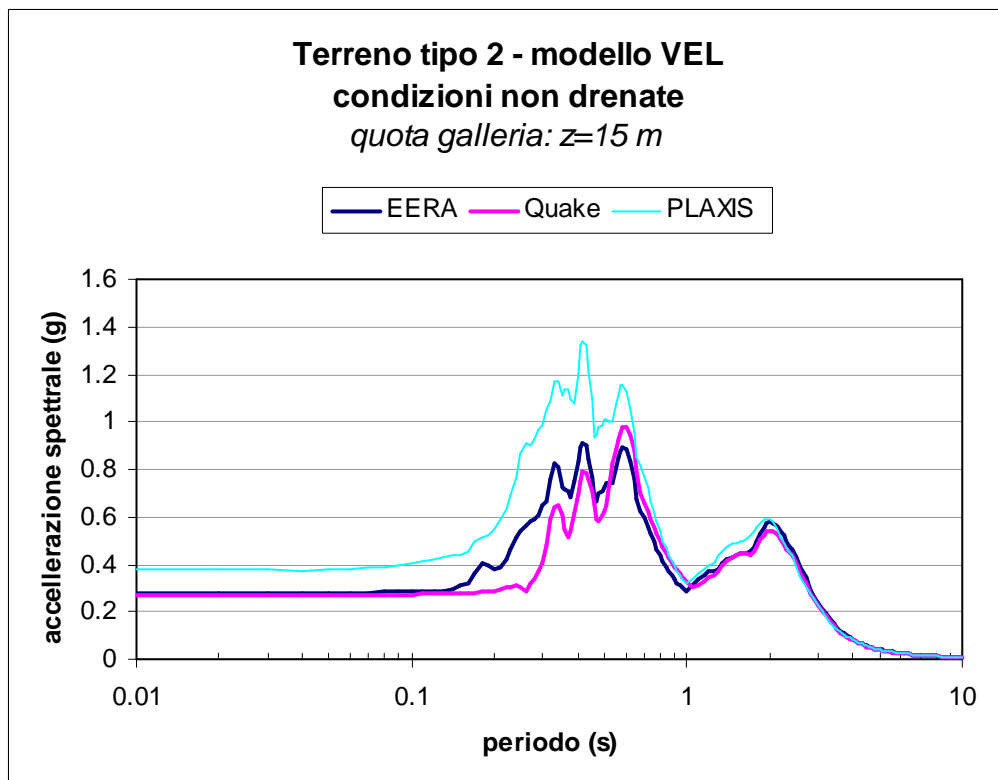


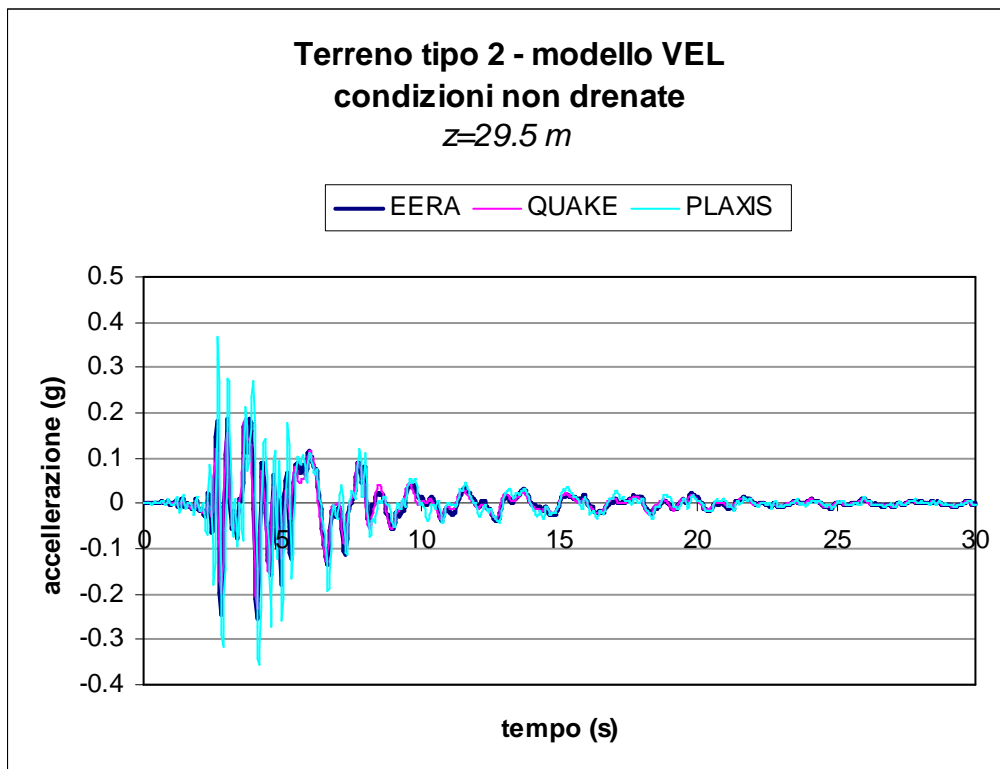
(a)



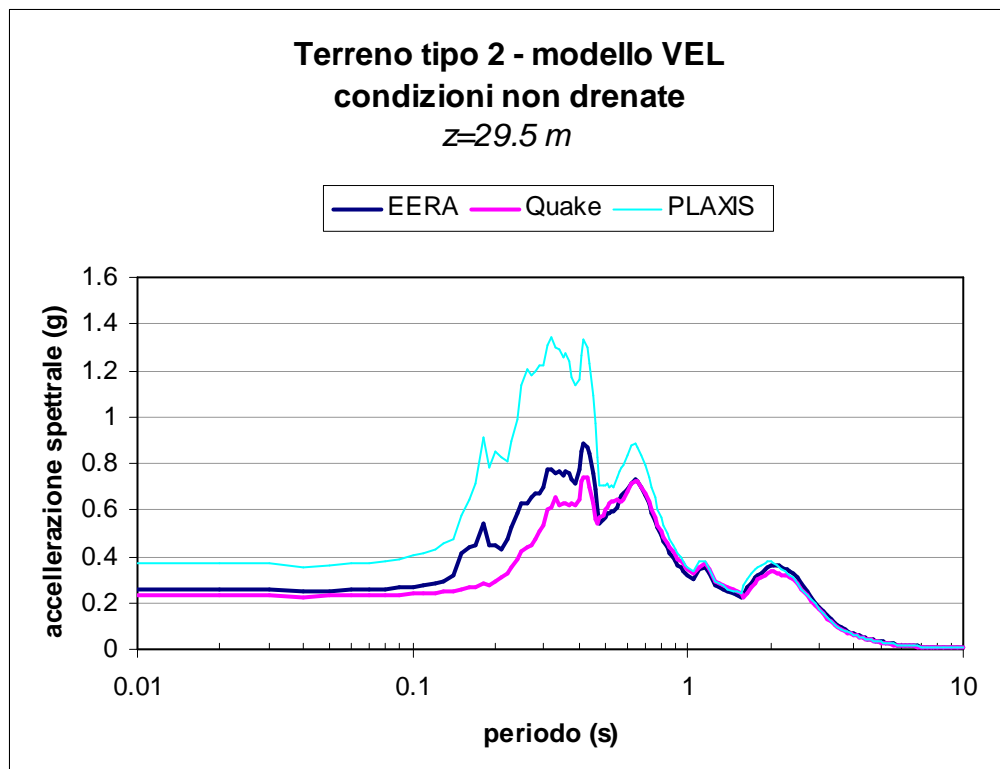


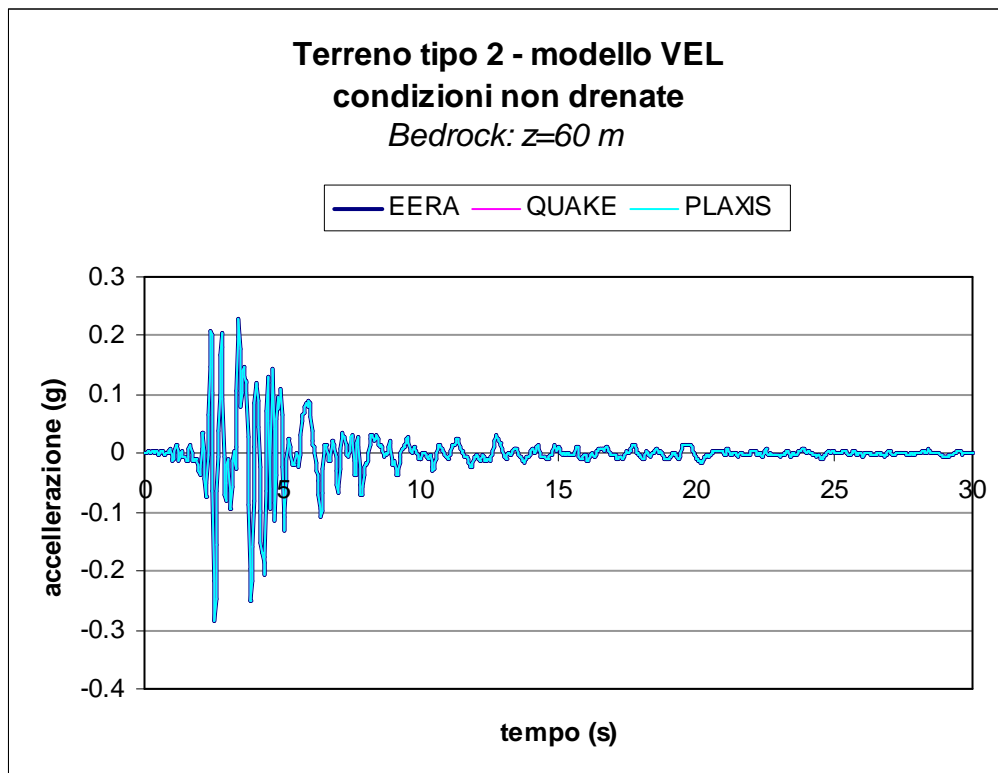
(b)





(c)





(d)

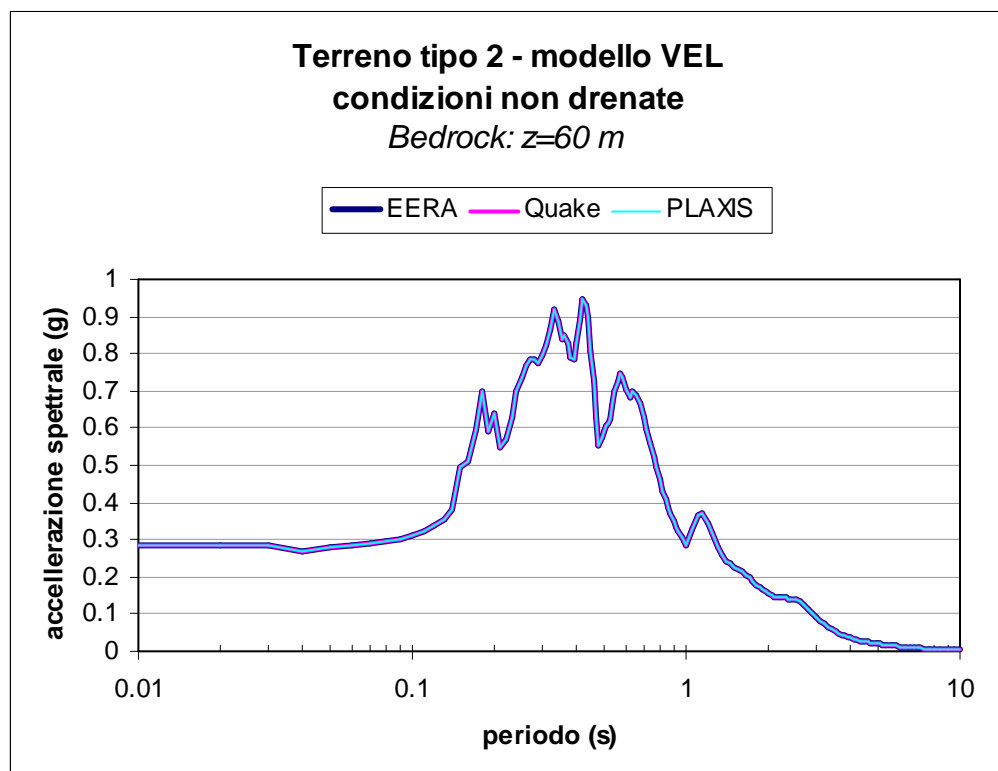
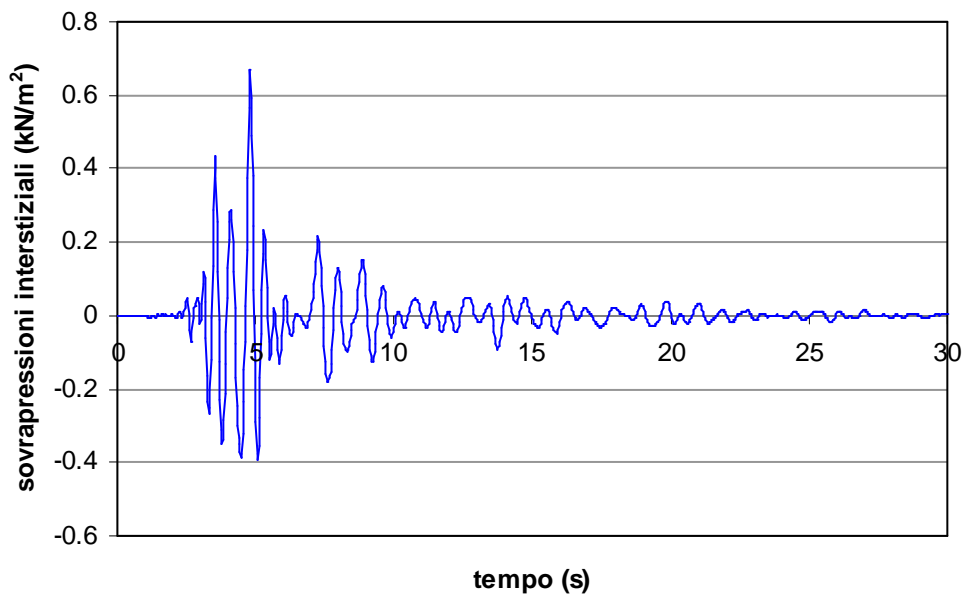
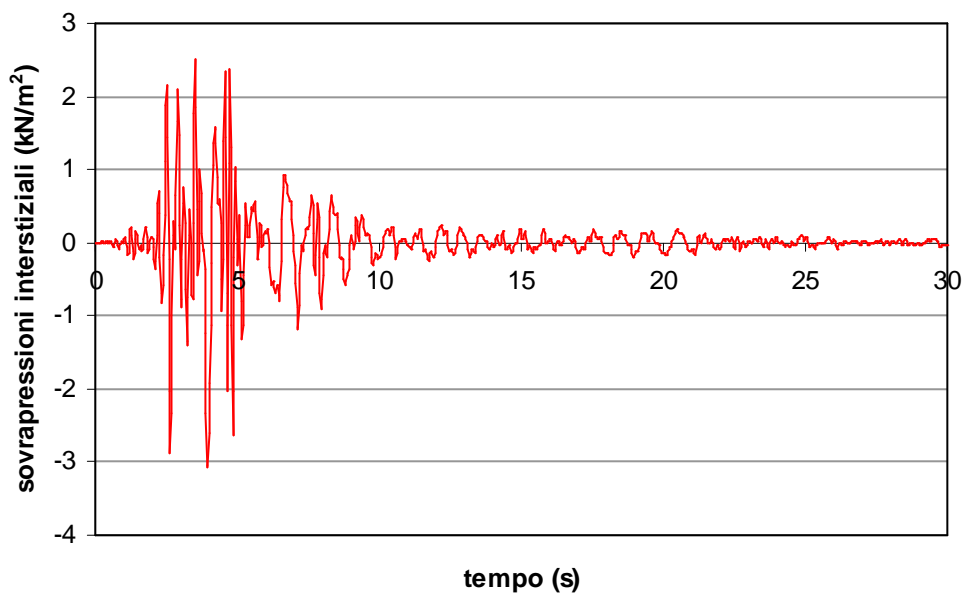


Figura 7.3.16 - Terreno tipo 1 - comportamento non drenato: Confronto tra i risultati ottenuti con i codici di calcolo *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS*.

Terreno tipo 2 - analisi VEL
condizione non drenata
z=0.25 m



Terreno tipo 2 - analisi VEL
condizione non drenata
quota galleria: z=15 m



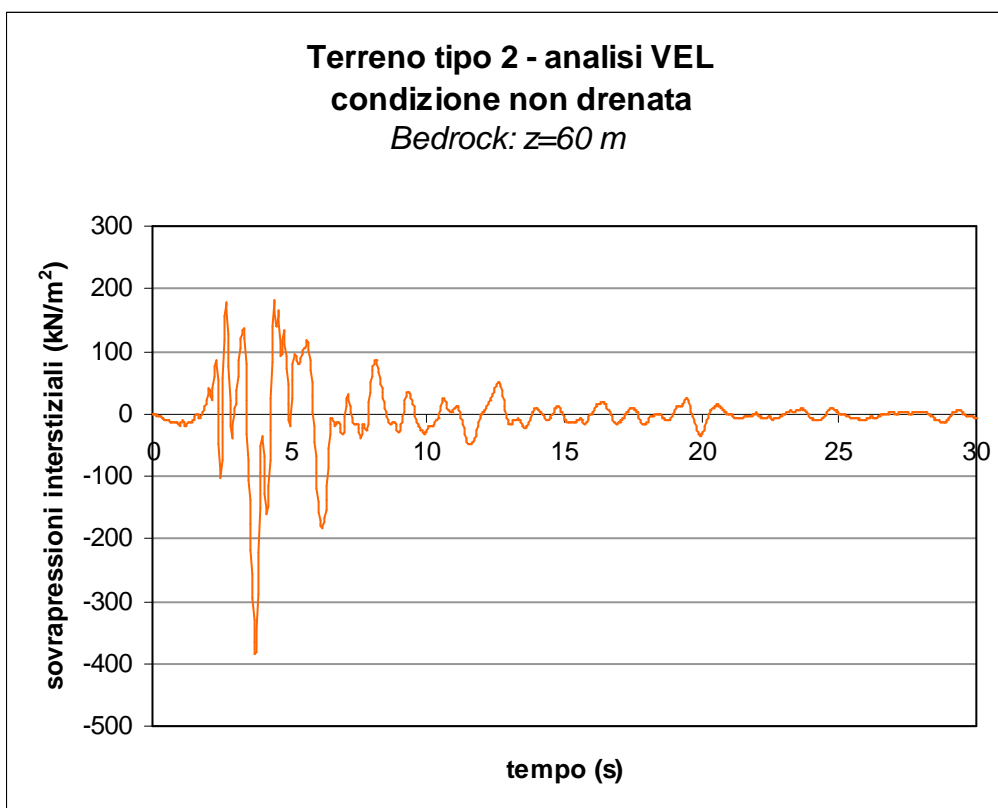
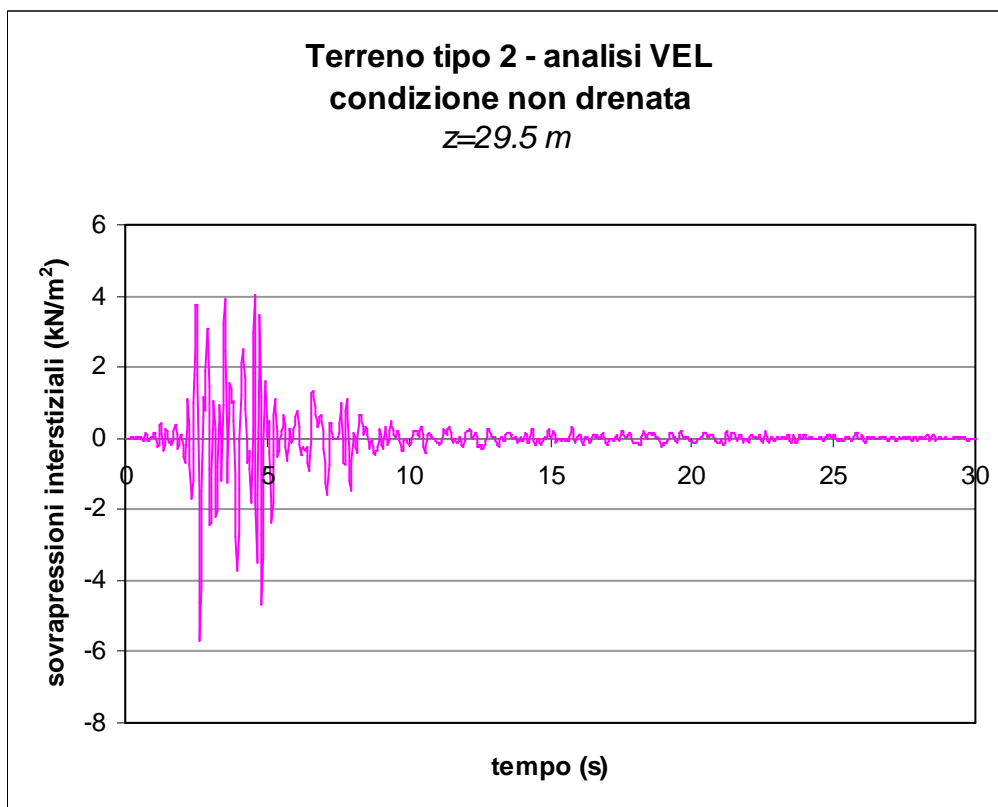
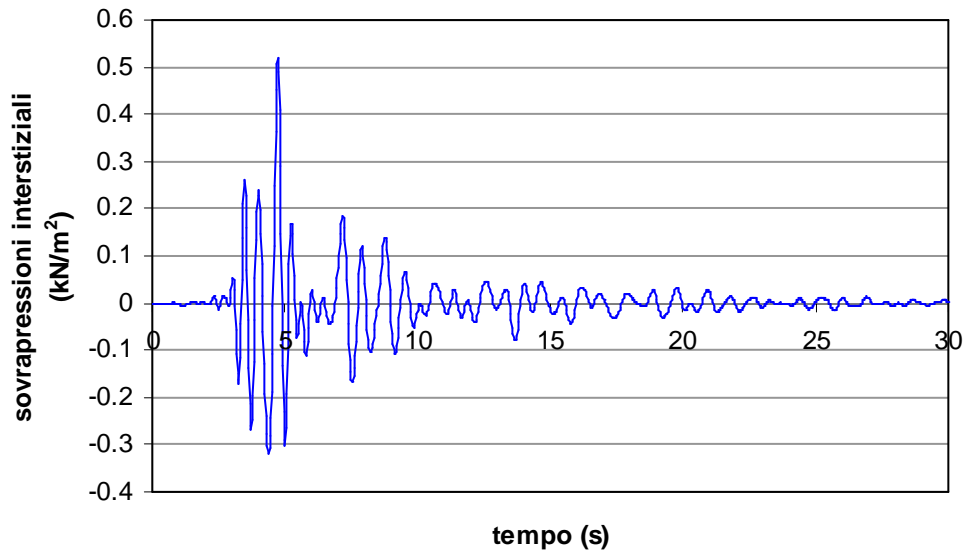
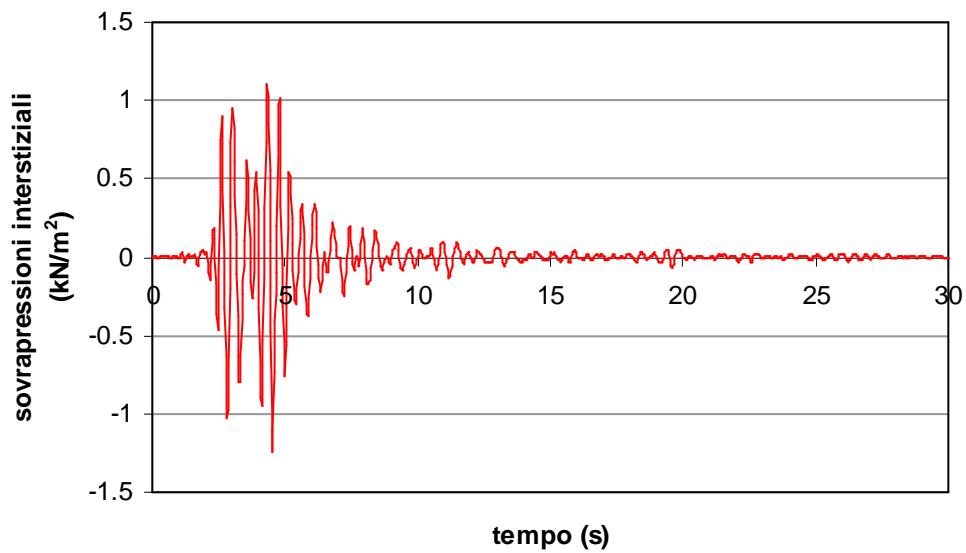


Figura 7.3.17 - Terreno tipo 1 - modello visco-elastico, comportamento non drenato: sovrappressioni generate in diversi punti del modello durante l'analisi dinamica.

Terreno tipo 2 - analisi VEL
condizione non drenata
stato drenato alla base
 $z=0.25\text{ m}$



Terreno tipo 2 - analisi VEL
condizione non drenata
stato drenato alla base
quota galleria: $z=15\text{ m}$



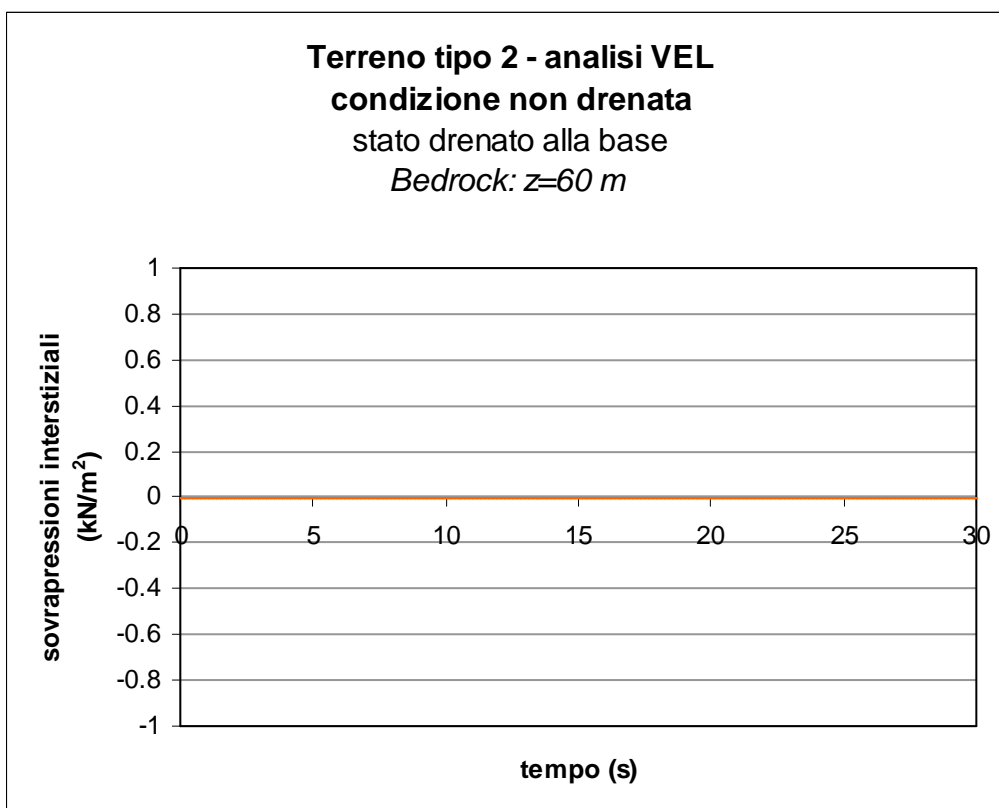
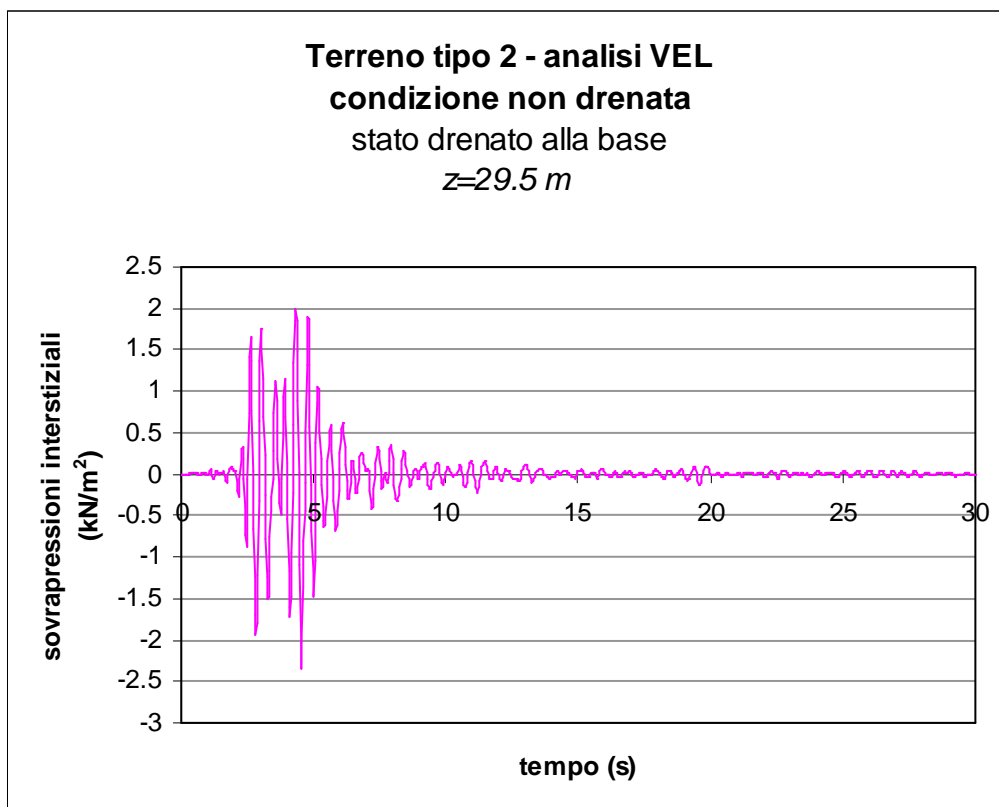
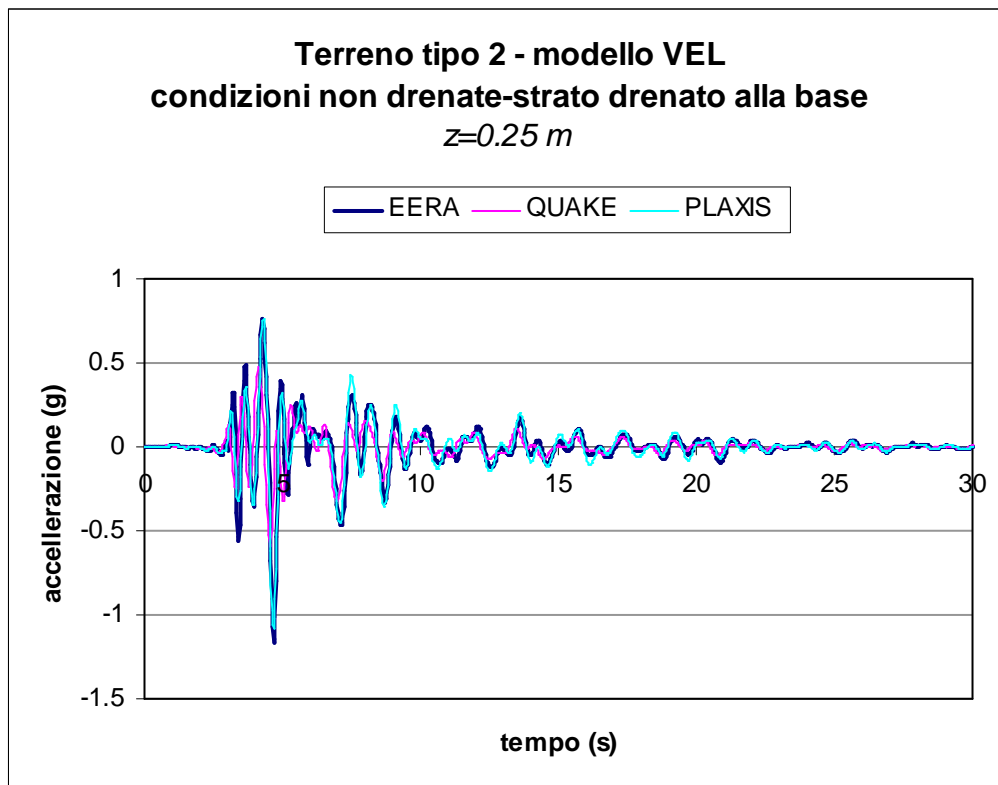
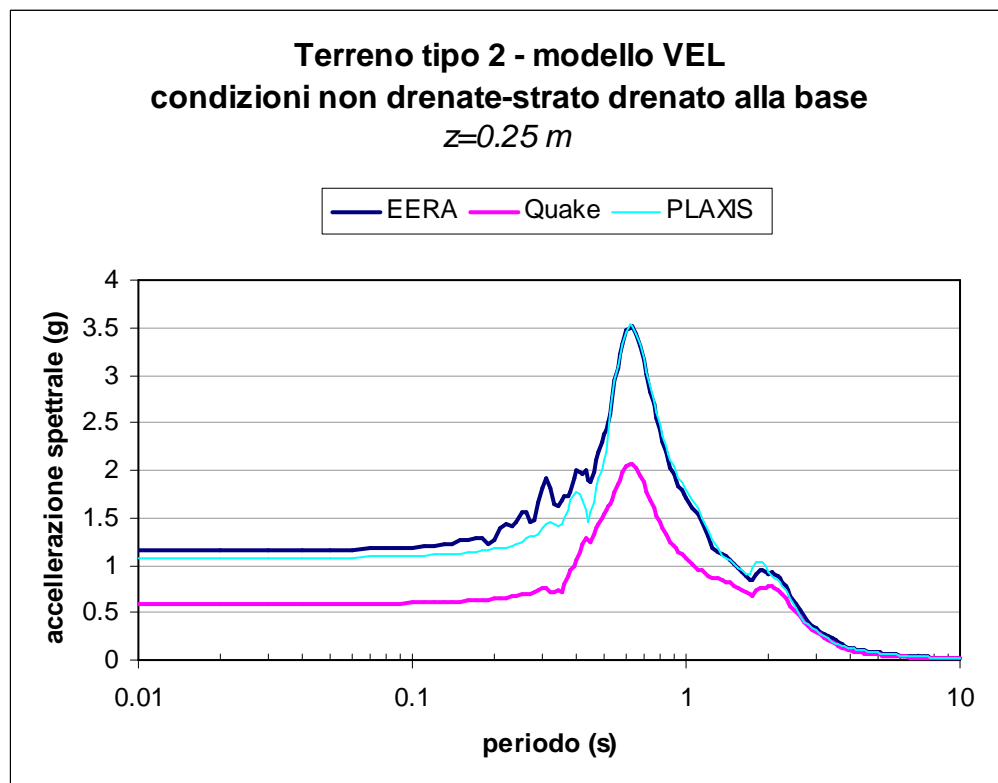
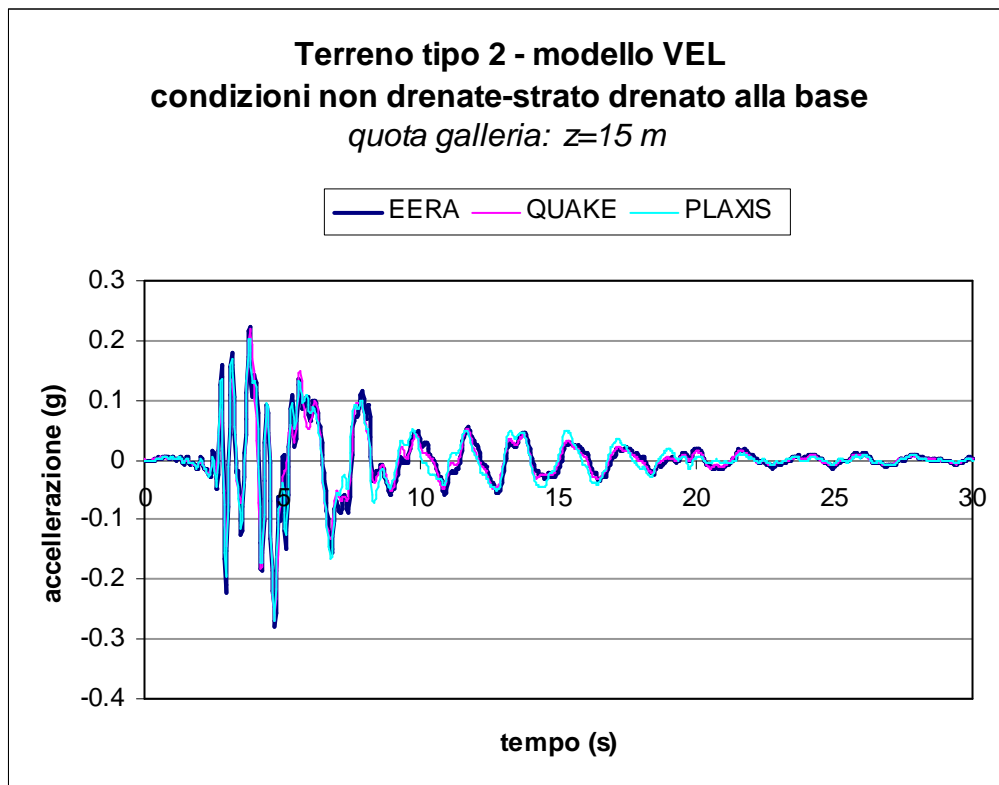


Figura 7.3.18 - Terreno tipo 1 - modello visco-elastico, comportamento non drenato e strato drenato posto alla base del modello: sovrappressioni generate in diversi punti del modello durante l'analisi dinamica.

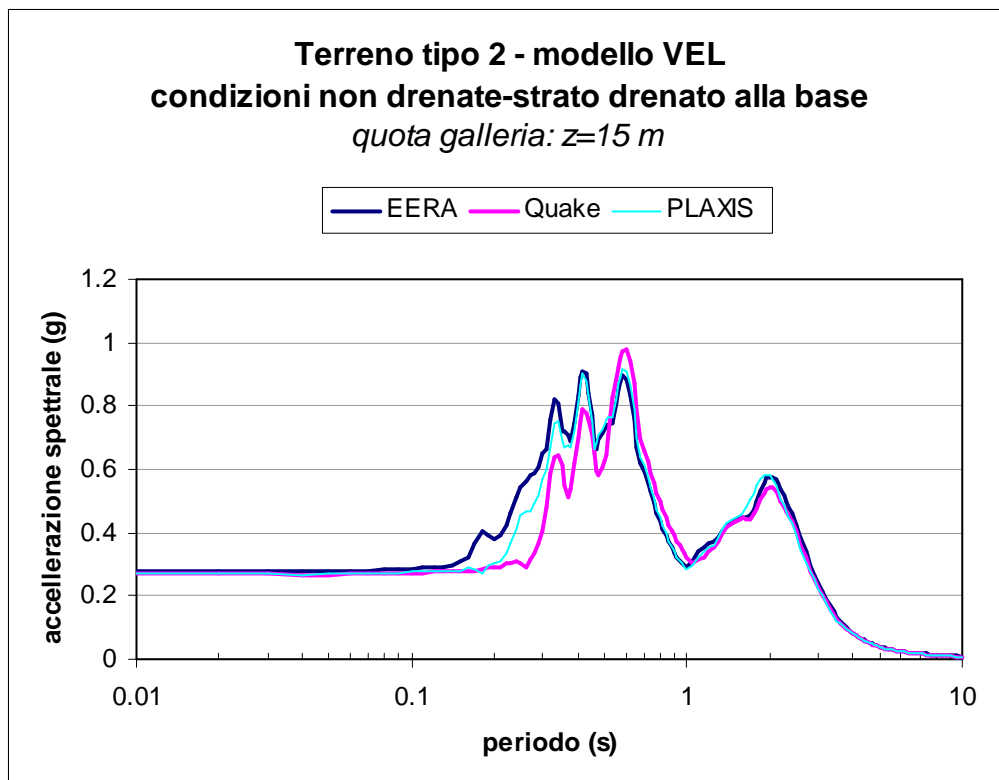


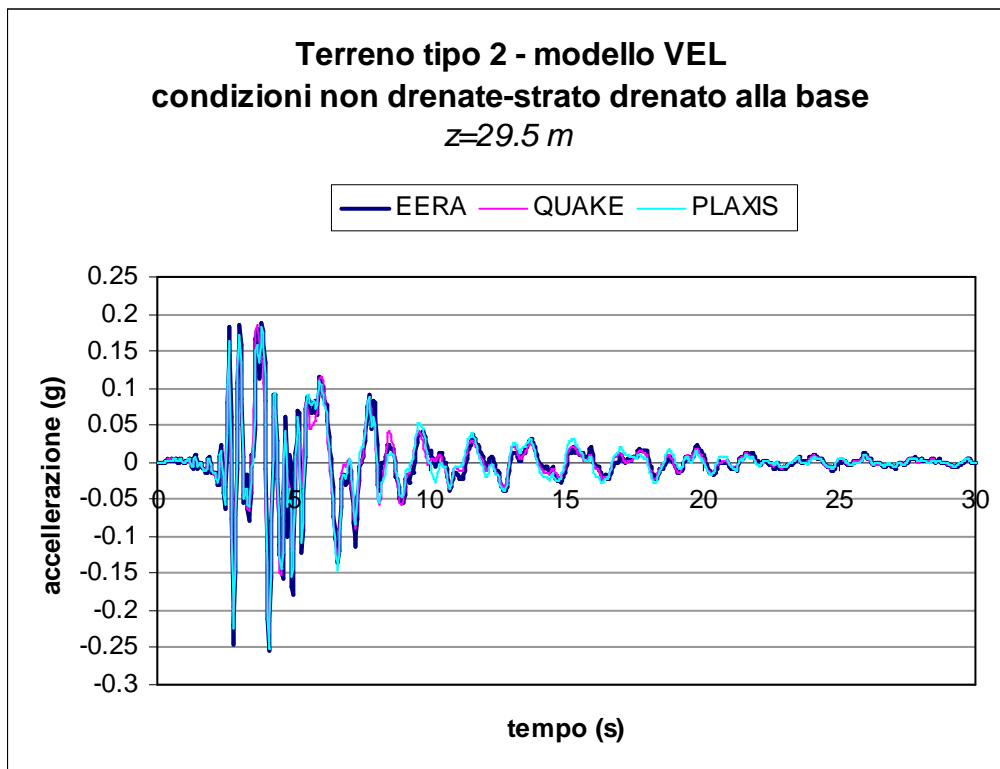
(a)



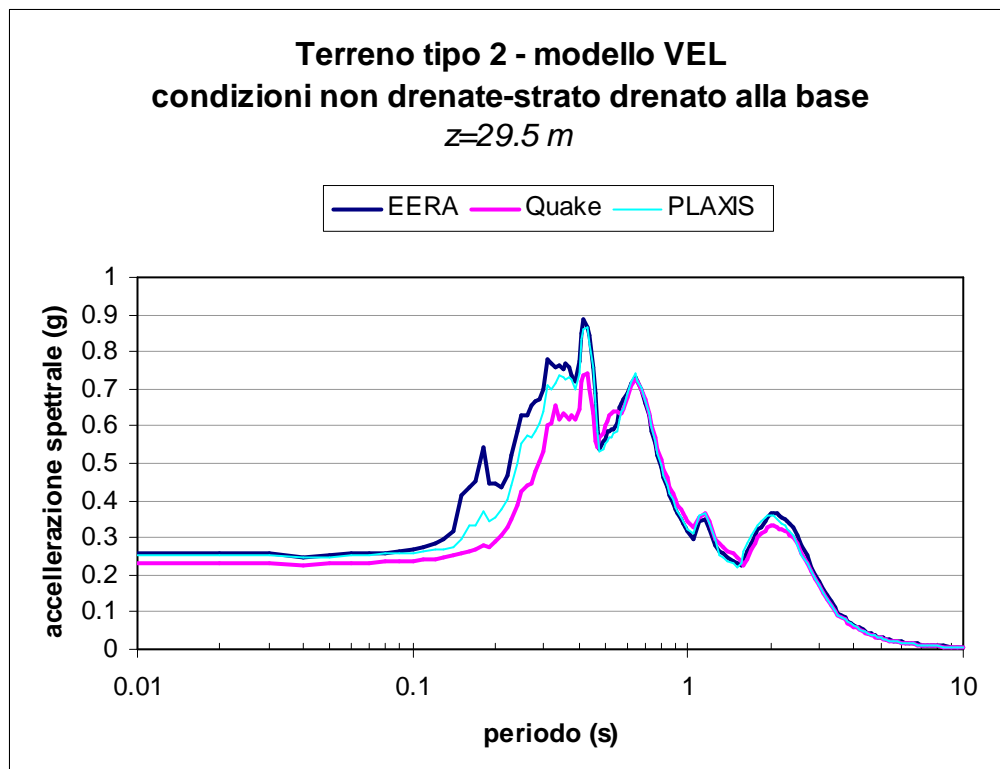


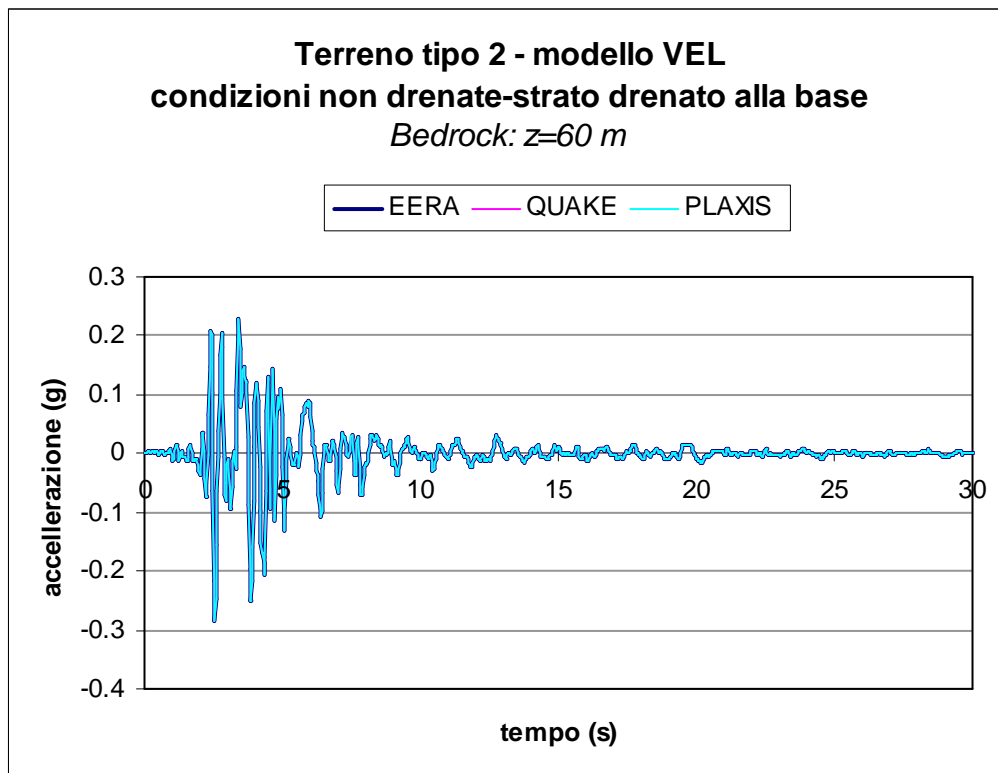
(b)





(c)





(d)

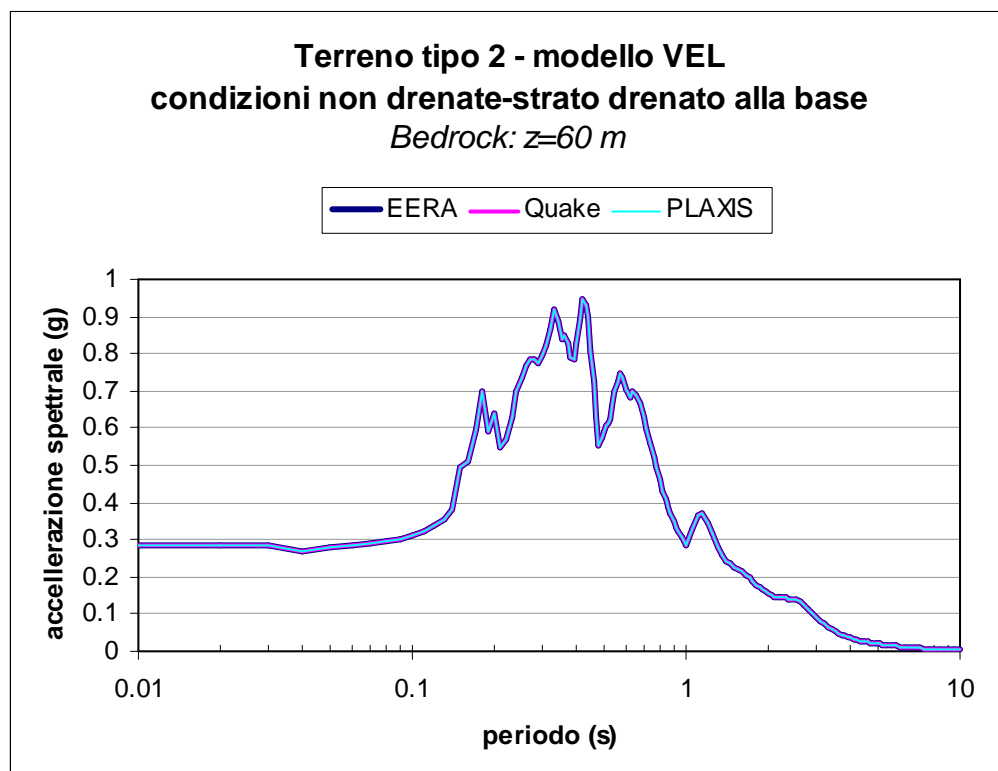


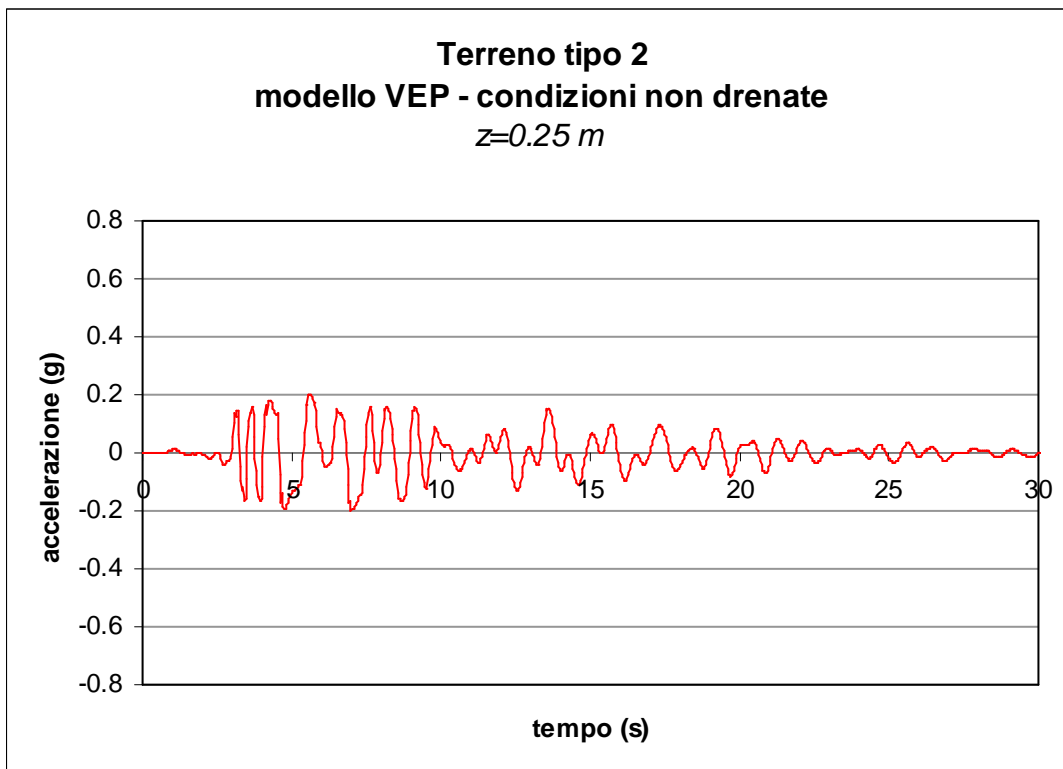
Figura 7.3.19 - Terreno tipo 1 - comportamento non drenato e strato drenato di base: Confronto tra i risultati ottenuti con i codici di calcolo *EERA*, *QUAKE/W* e *PLAXIS*.

MODELLO VISCO-PLASTICO

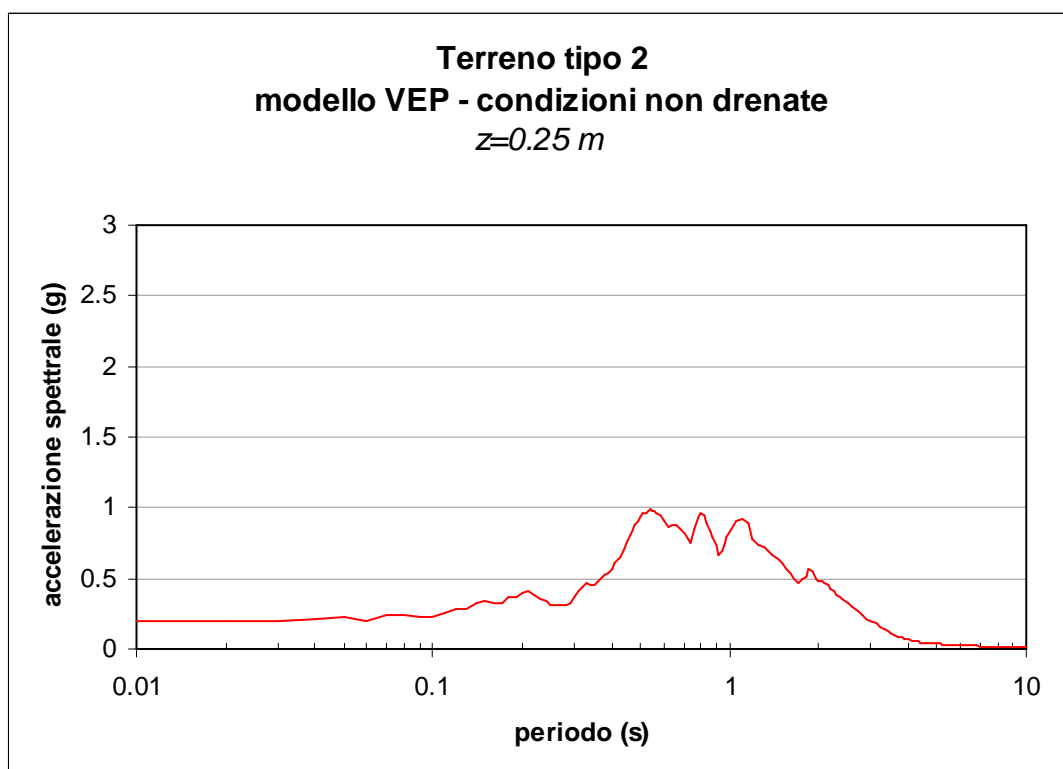
In virtù di quanto osservato precedentemente, le analisi *FEM* visco-elasto-plastiche con il codice di calcolo *PLAXIS* sono state svolte considerando per il terreno tipo 2 un comportamento non drenato e ponendo alla base uno strato a comportamento drenato.

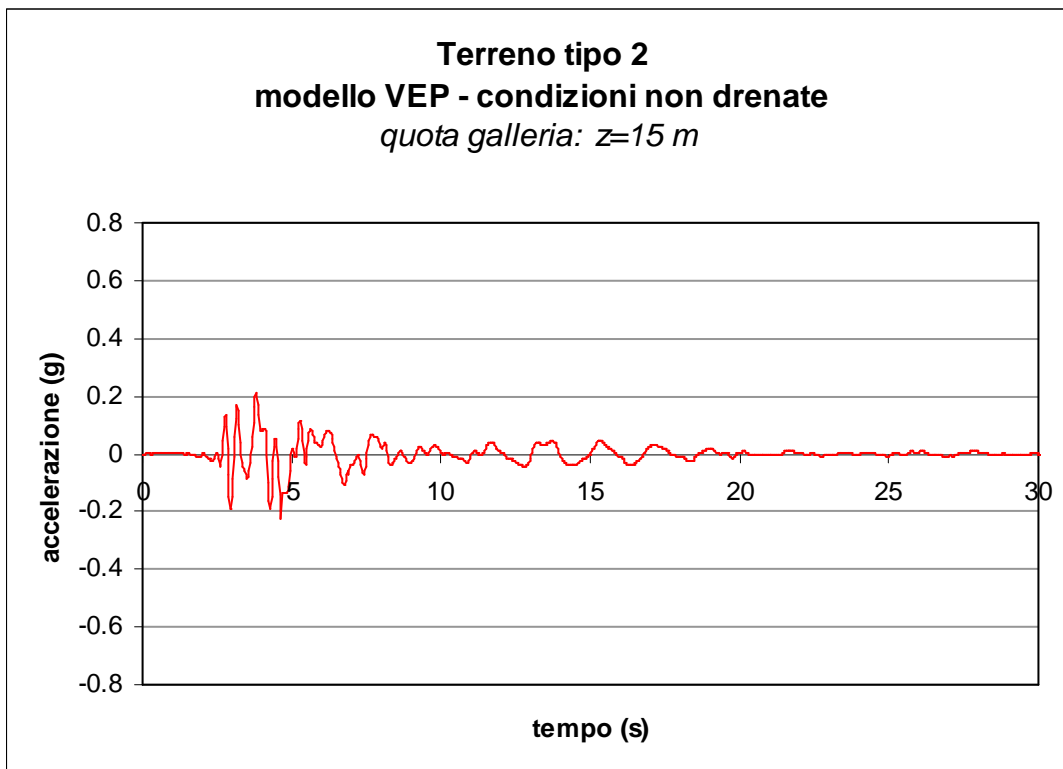
In Figura 7.3.20 sono riportati i risultati ottenuti in termini di accelerogramma e spettri registrati in vari punti della colonna posta in asse al modello, mentre in Figura 7.3.21 tali risultati sono posti a confronto con i risultati dell'analisi visco-elastica-lineare. Si osserva come la plasticità tende a smorzare i picchi e a ridurre le ordinate spettrali.

In Figura 7.3.22 è riportato invece l'andamento delle sovrappressioni interstiziali generate durante l'analisi dinamica. I maggiori valori della sovrappressione interstiziale ottenuti in tale analisi sono da imputarsi alle deformazioni plastiche.

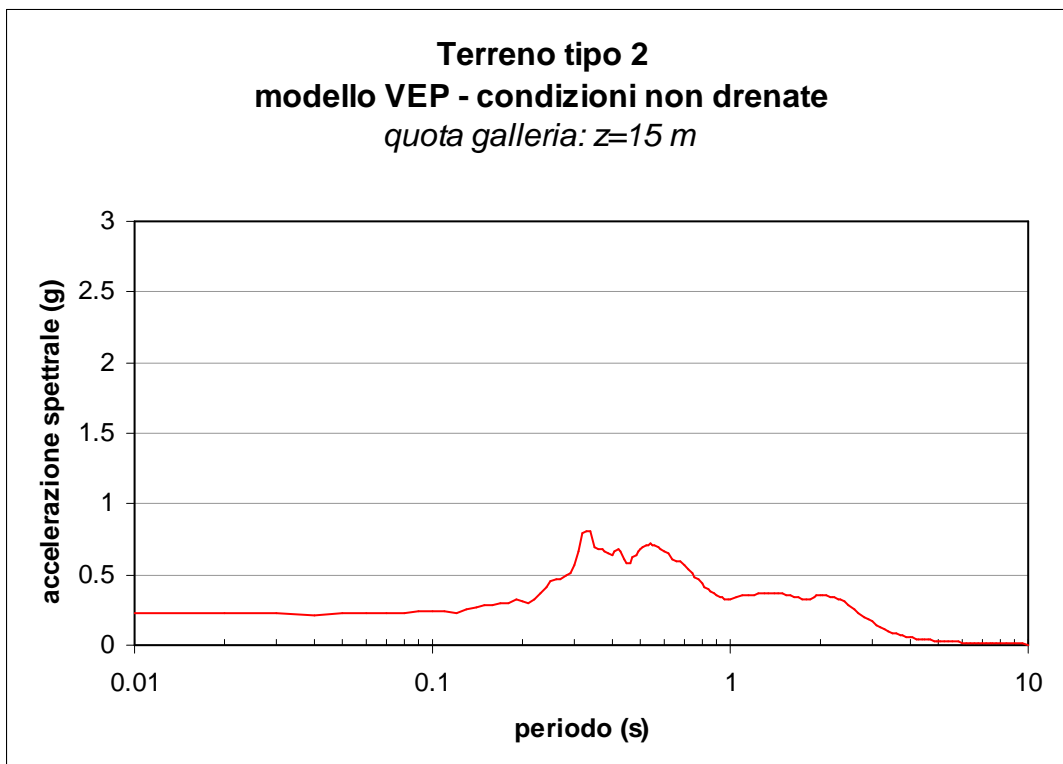


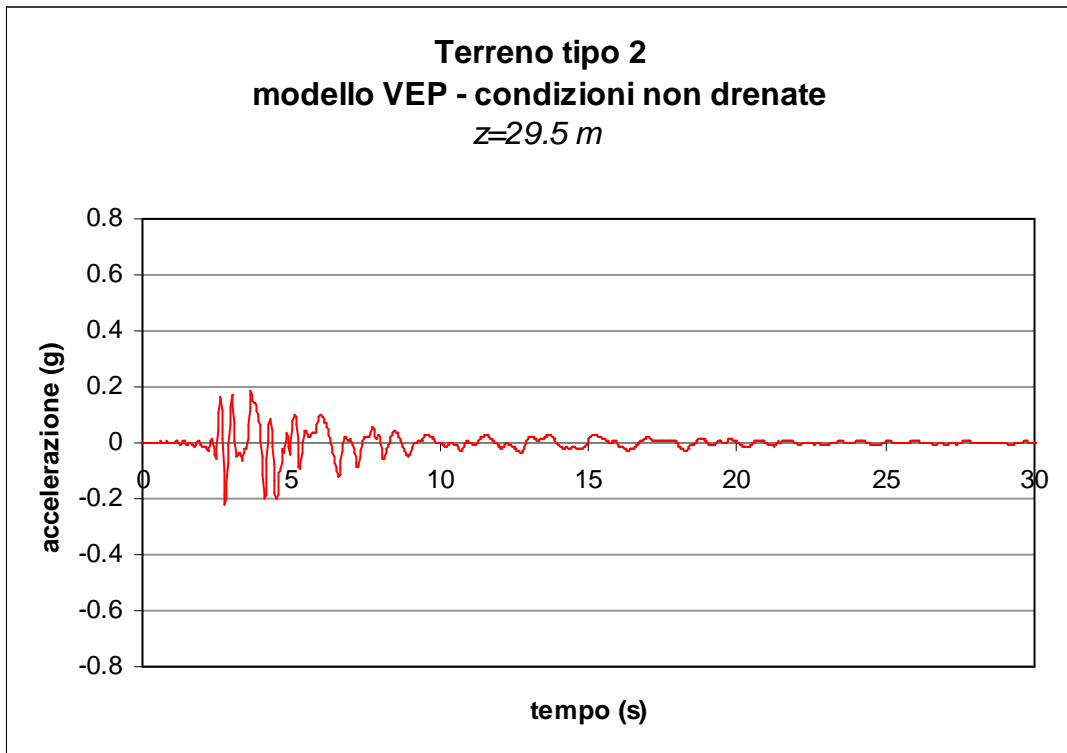
(a)



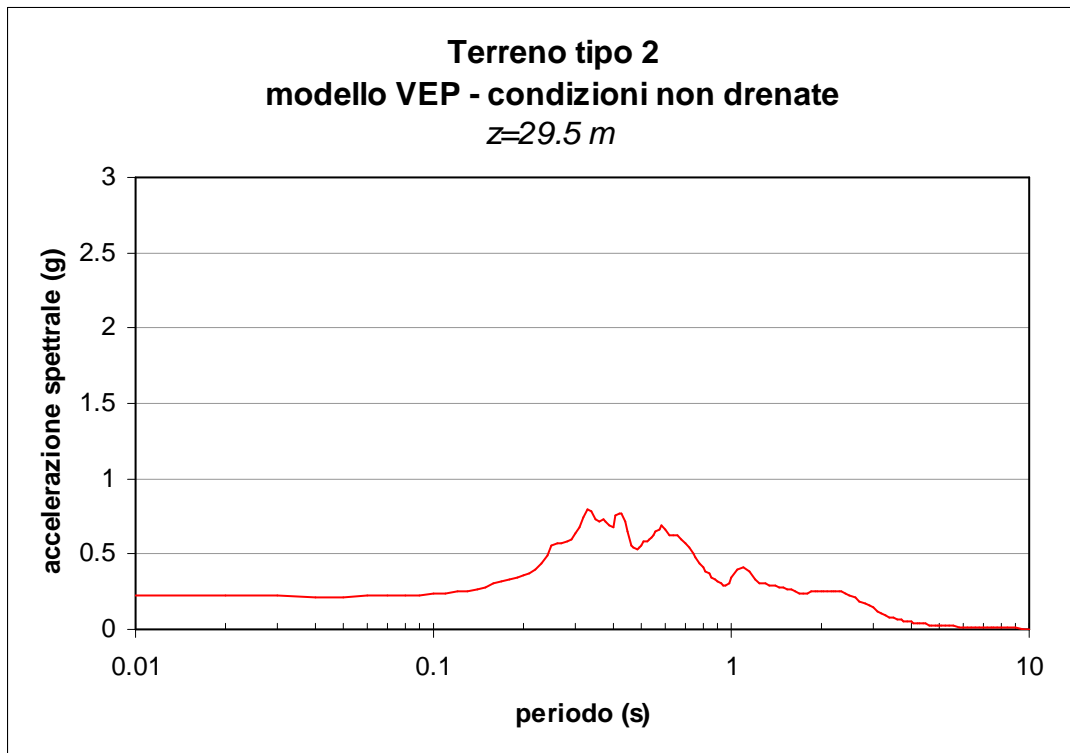


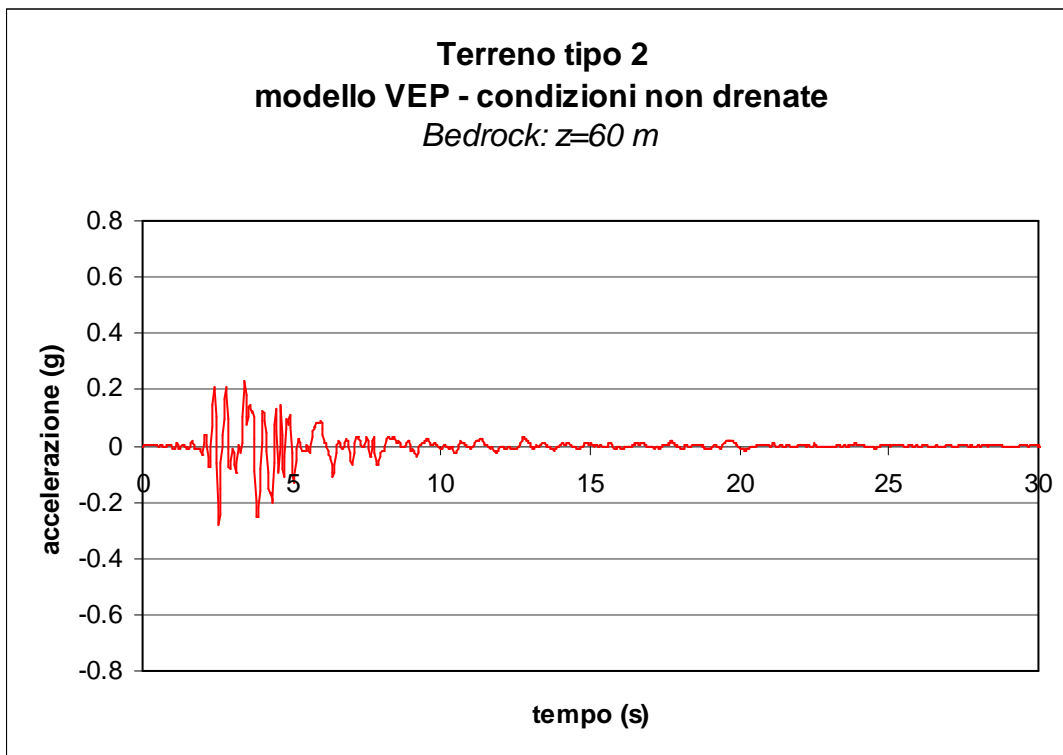
(b)





(c)





(d)

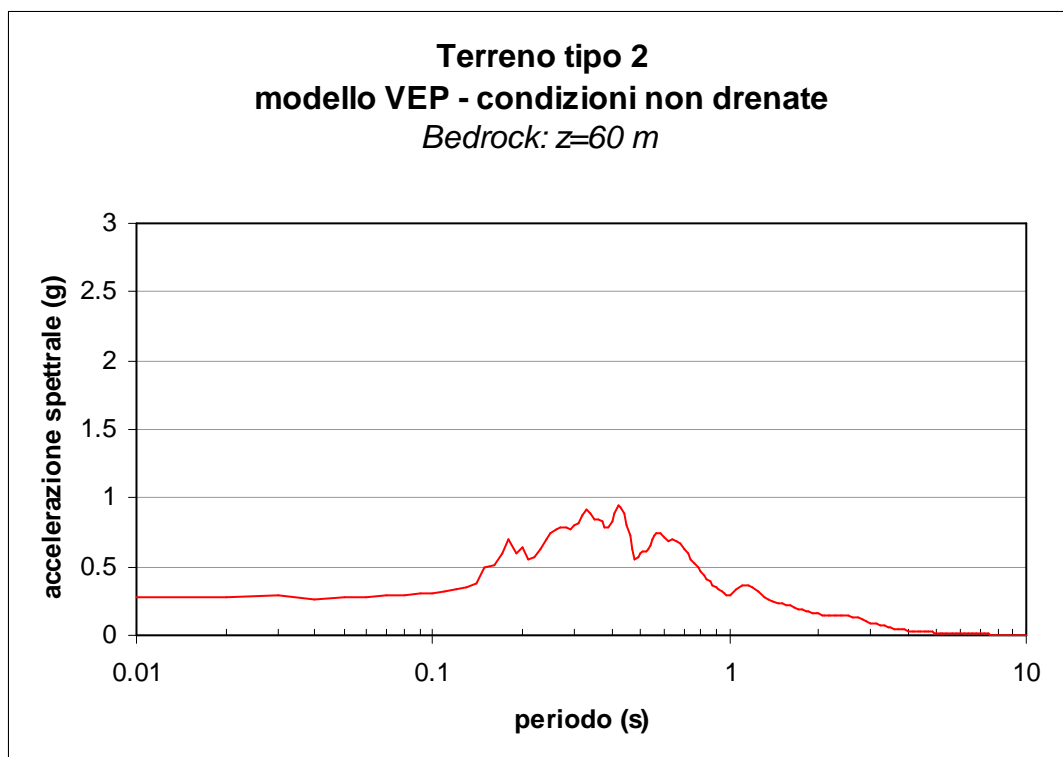
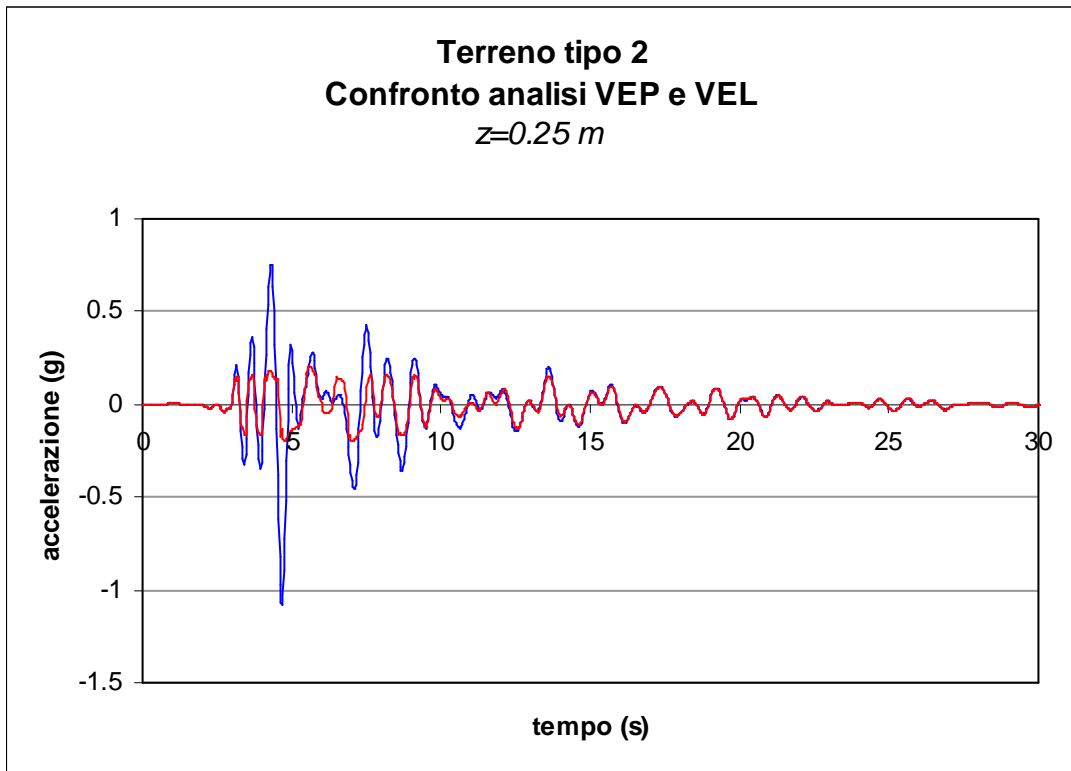
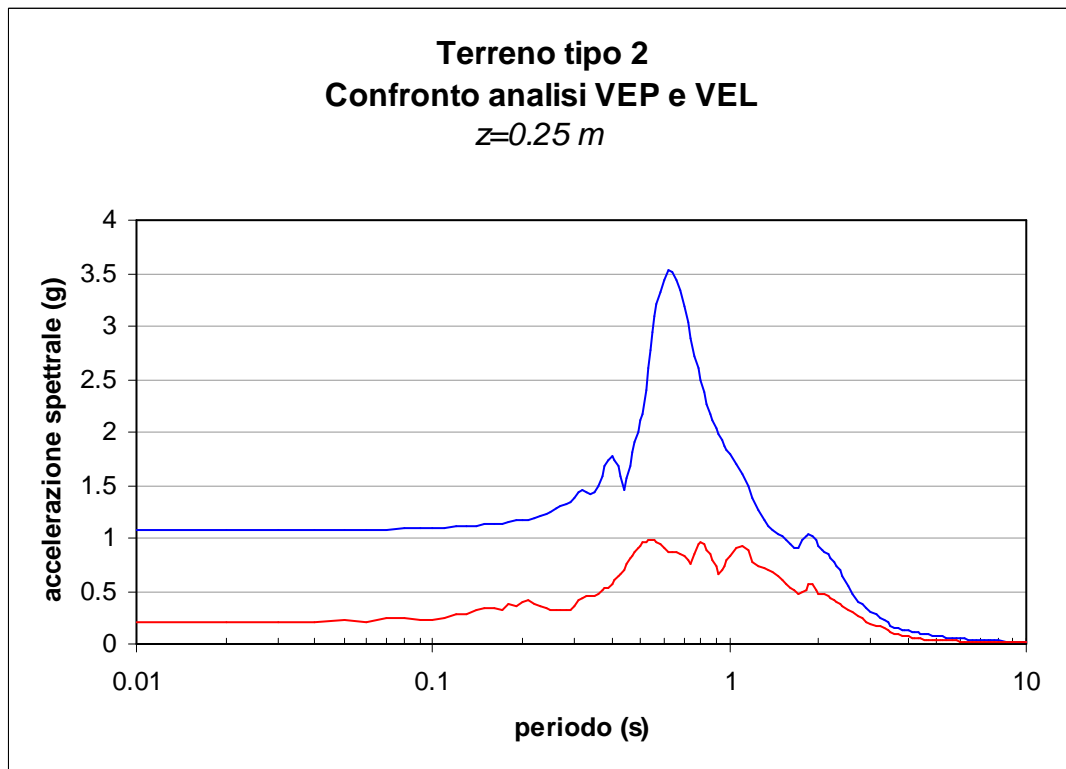
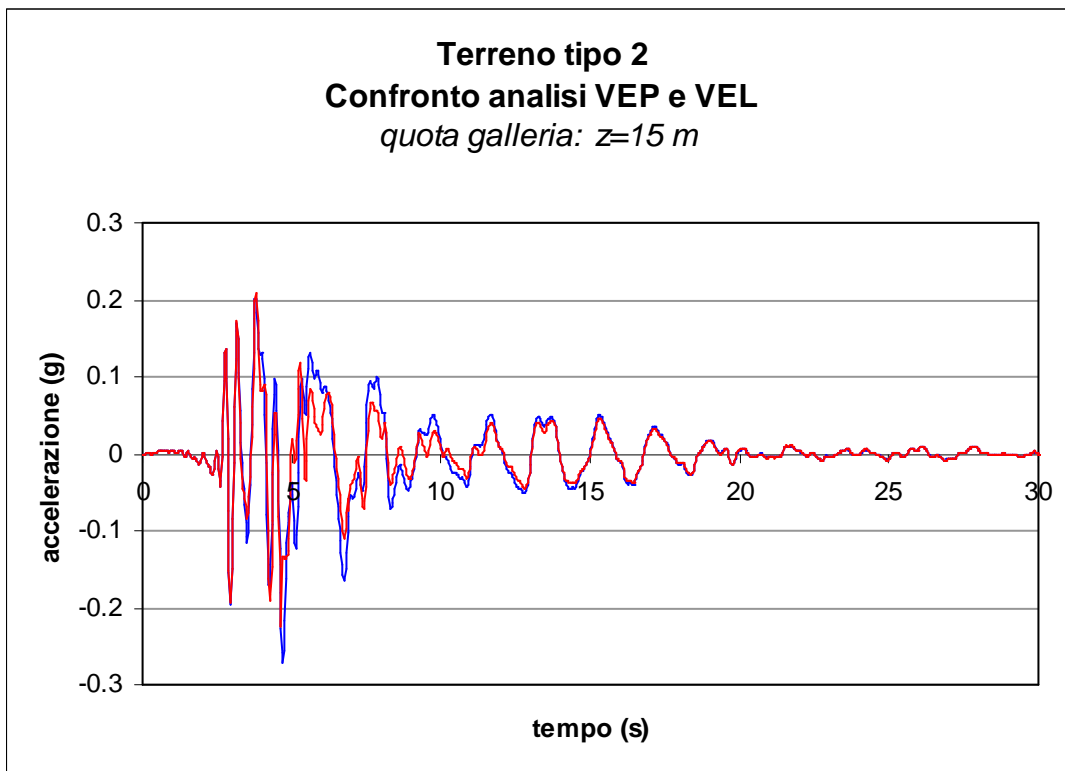


Figura 7.3.20 - Risultati della analisi visco-elasto-plastica per il terreno tipo 1.

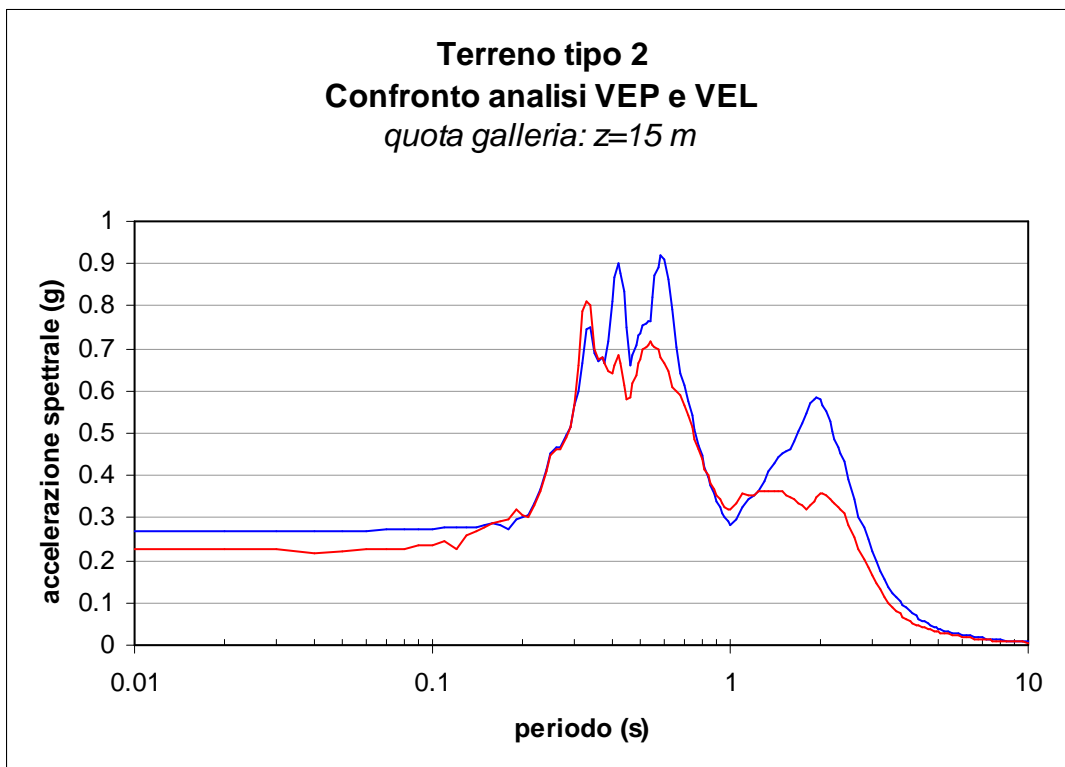


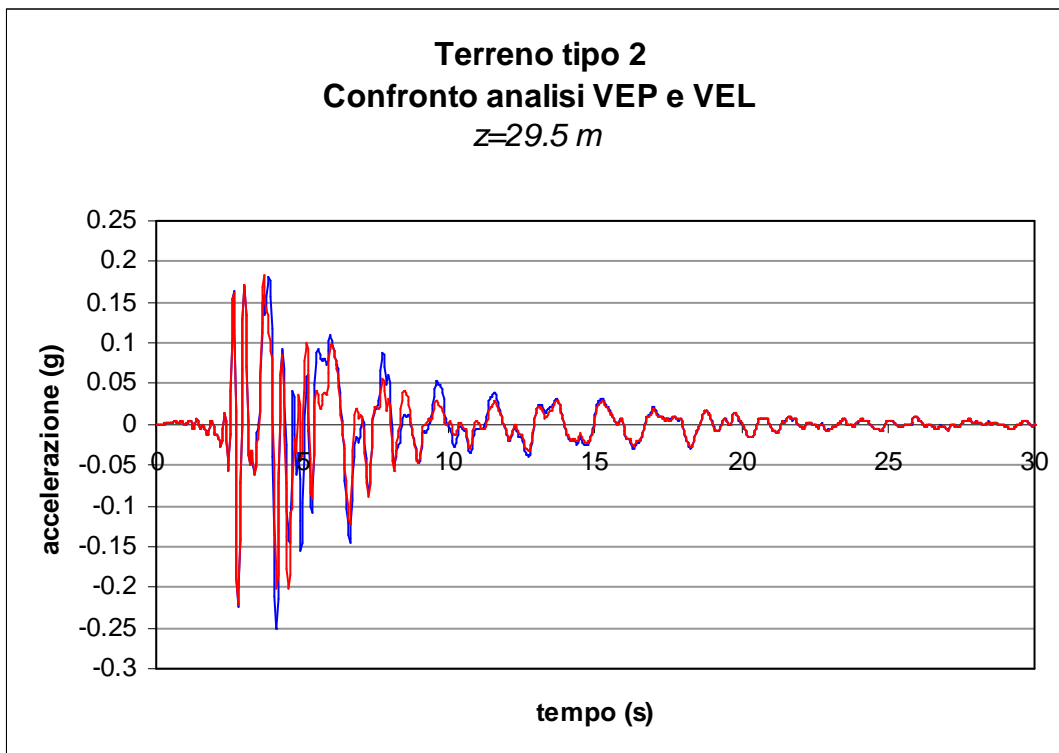
(a)



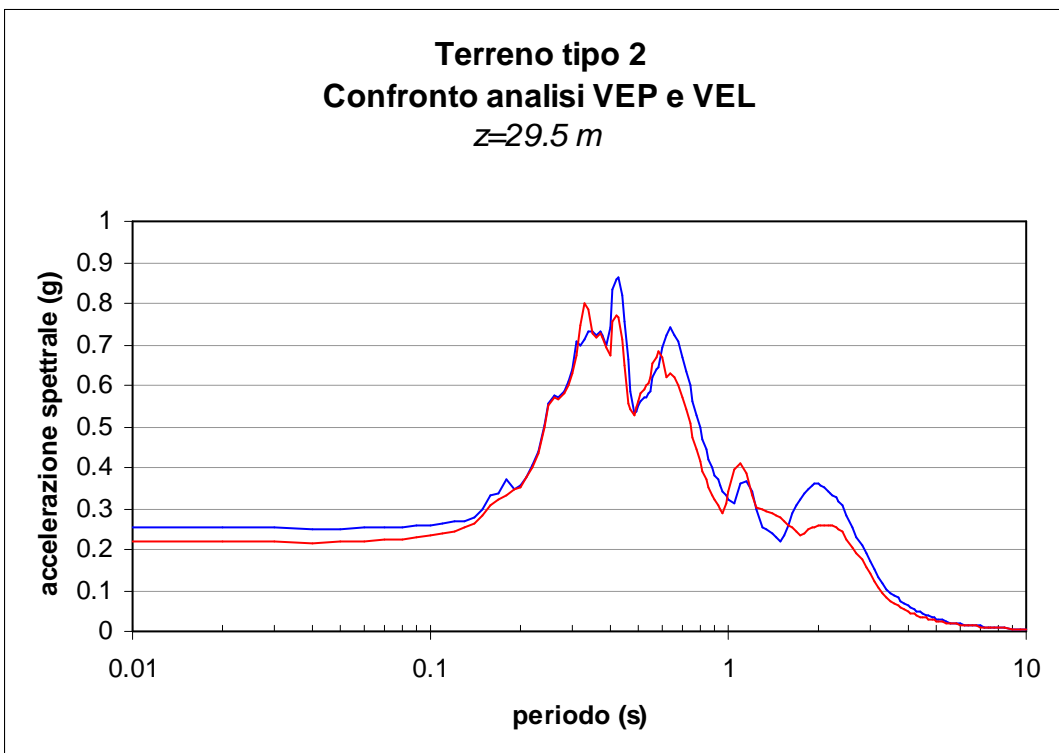


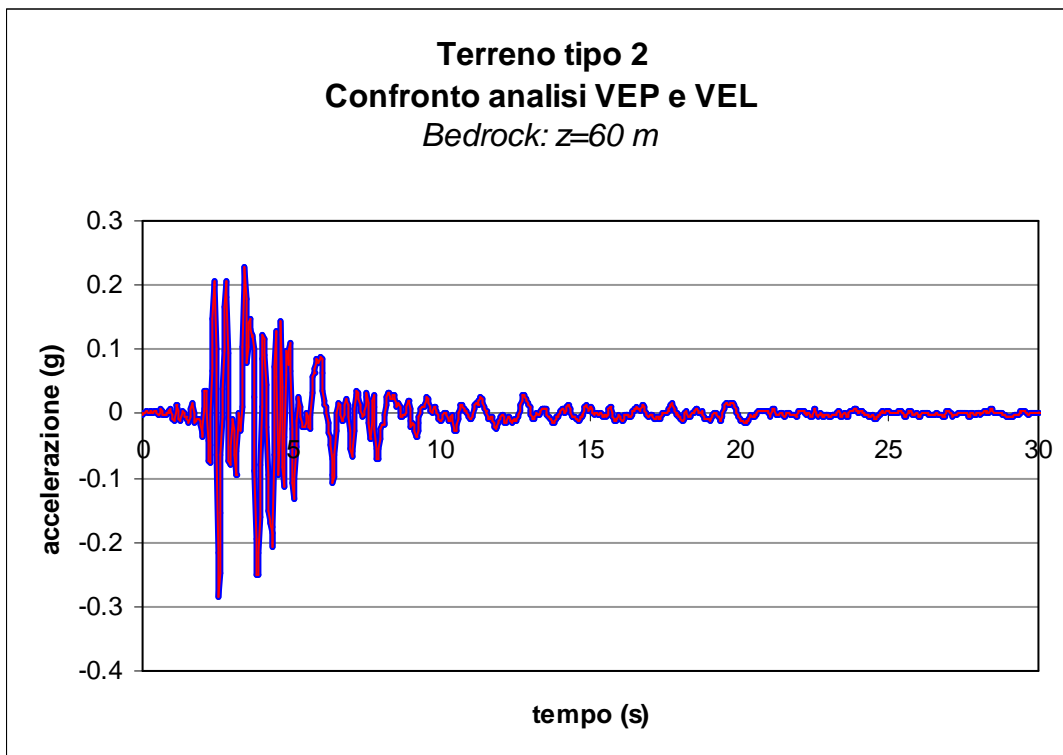
(b)





(c)





(d)

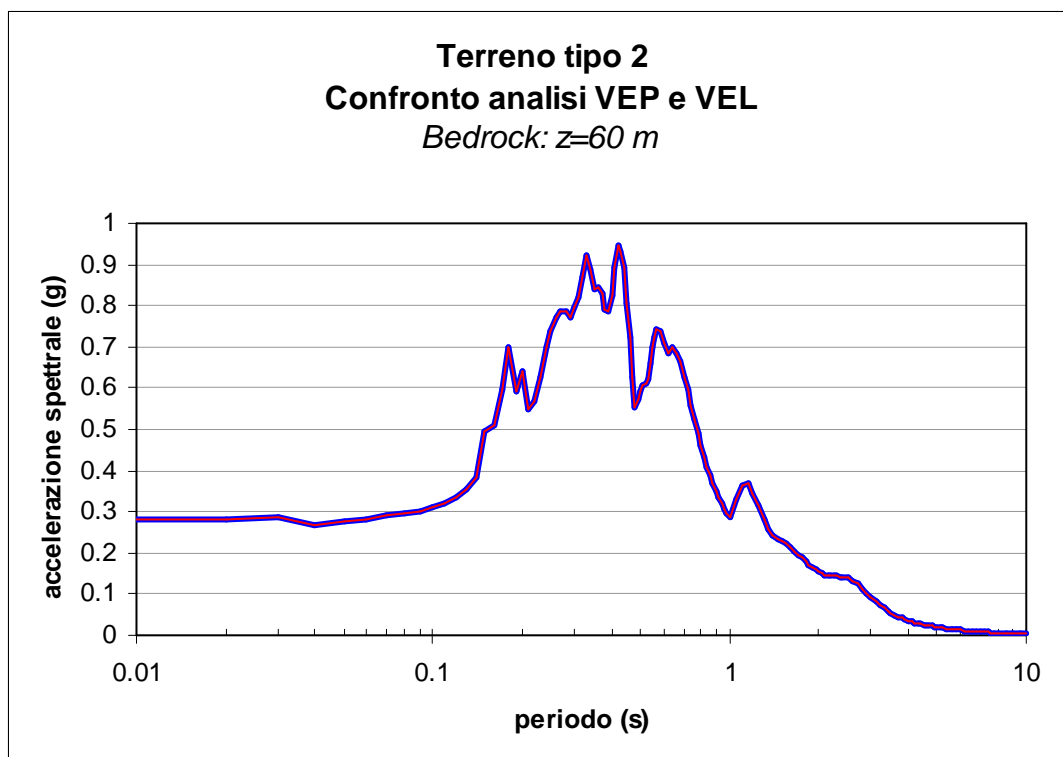
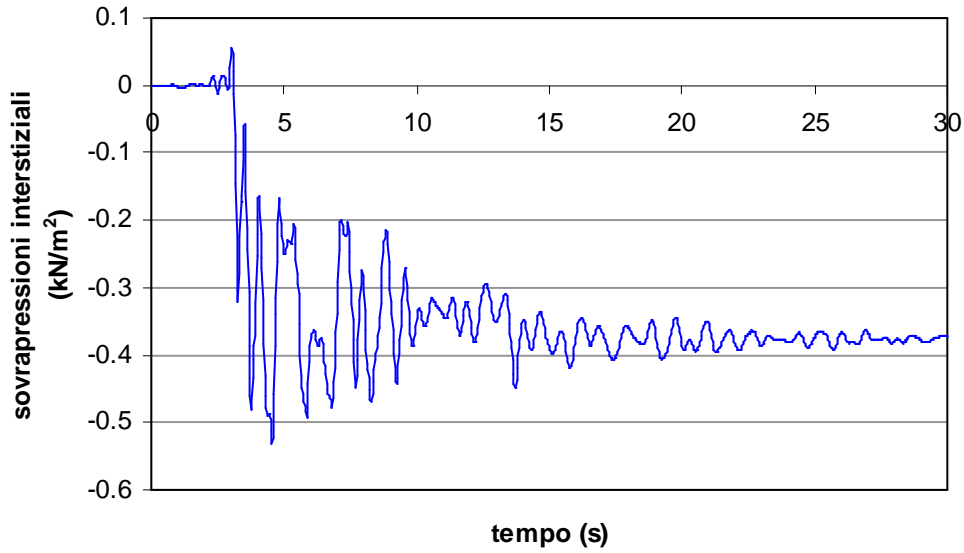
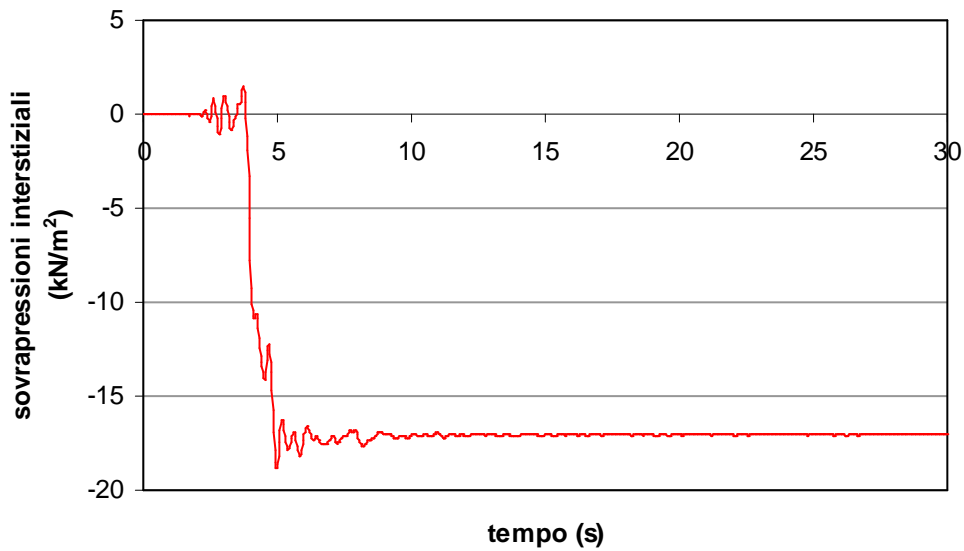


Figura 7.3.21 - Risultati delle analisi visco-elasto-plastiche (VEP) e visco-elastiche-lineari (VEL) poste a confronto per il terreno tipo 1.

Terreno tipo 2 - analisi VEP
condizione non drenata
stato drenato alla base
 $z=0.25\text{ m}$



Terreno tipo 2 - analisi VEP
condizione non drenata
stato drenato alla base
quota galleria: $z=15\text{ m}$



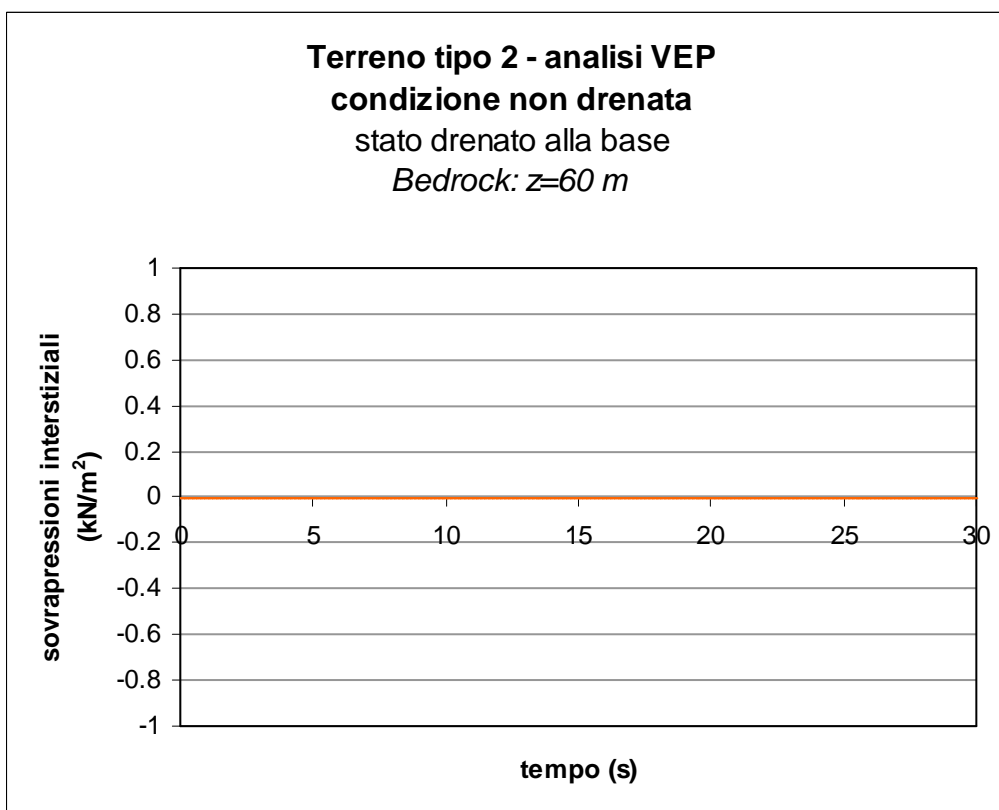
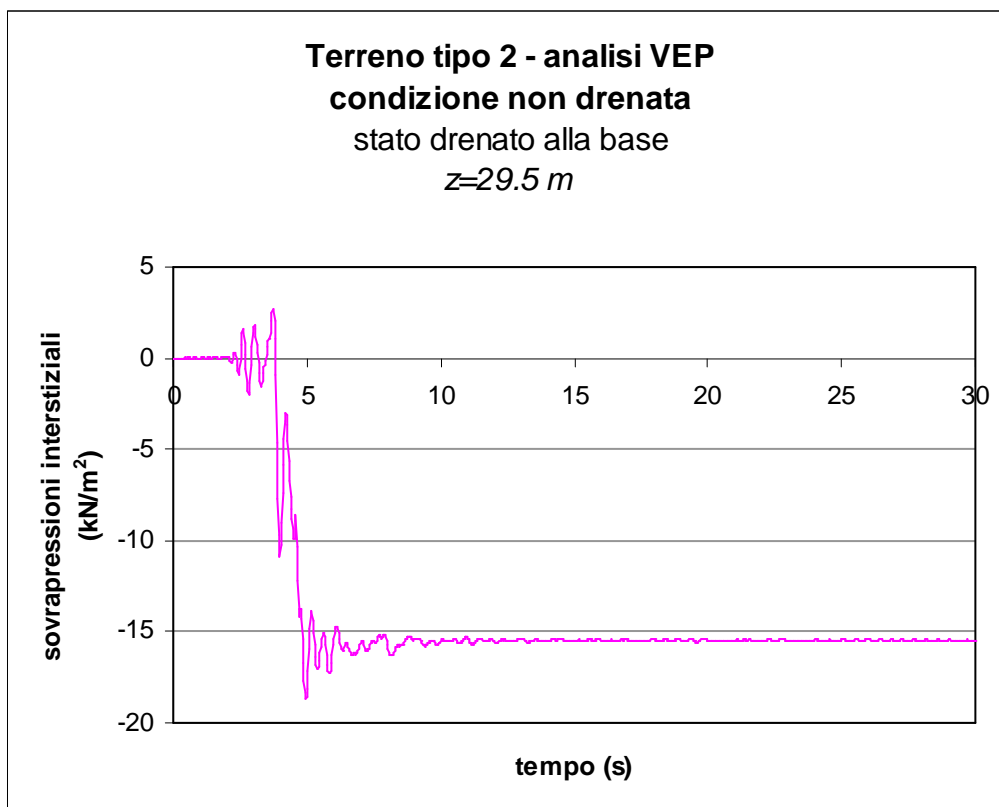


Figura 7.3.22 - Terreno tipo 1 - modello visco-elasto-plastico, comportamento non drenato e strato drenato posto alla base del modello: sovrappressioni generate in diversi punti del modello durante l'analisi dinamica.

8. Analisi del comportamento dinamico di gallerie superficiali in terreni argillosi mediante approcci numerici disaccoppiati ed accoppiati.

8.1 Introduzione

Il comportamento di una galleria in presenza di sisma può essere analizzato sia ricorrendo a soluzioni in forma chiusa basate su approcci di tipo analitico sia effettuando delle analisi dinamiche complete mediante, ad esempio, un codice di calcolo non lineare agli Elementi Finiti (*FEM*). Nel primo caso gli effetti locali sono tenuti in conto attraverso specifiche analisi di propagazione sismica monodimensionale, finalizzate alla definizione delle caratteristiche del sisma alla quota della galleria (*approccio disaccoppiato*). Le analisi *FEM*, invece, permettono di valutare il comportamento della galleria tenendo conto in maniera più realistica dell'interazione terreno-rivestimento, del comportamento non lineare del terreno e dell'accelerogramma di progetto nella sua interezza e non solo attraverso parametri sintetici (*approccio accoppiato*).

Il problema della propagazione monodimensionale è stato analizzato adottando l'approccio lineare equivalente implementato nel codice *EERA* (Bardet et al., 2000). Le sollecitazioni nel rivestimento della galleria sono state calcolate, limitatamente alla sola direzione trasversale, facendo riferimento alle equazioni proposte da Wang (1993) sia per condizioni di *full-slip* (assenza di attrito tra il terreno e la galleria con conseguente scorrimento relativo tra i due elementi) sia per quelle di *no-slip* (perfetta aderenza tra terreno e galleria) tenendo conto della differente rigidità del terreno e della struttura.

Le analisi *FEM* sono state condotte in condizioni di deformazione piana con il codice *PLAXIS*. Nell'ottica di un confronto con i risultati ottenuti dall'approccio disaccoppiato, in un primo gruppo di analisi è stato utilizzato per il terreno un modello costitutivo di tipo visco-elastico. In una seconda serie di analisi è stato introdotto come ulteriore ingrediente la plasticità, facendo riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

8.2 Descrizione dei casi di studio

Le analisi sono state eseguite prendendo a riferimento i due depositi di terreno, orizzontali omogenei e seminfiniti, indicati al capitolo 7.1, ossia:

- un terreno di tipo 1 (deposito di argille sovraconsolidate)
 $I_p = 40$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\nu' = 0.25$, $R = 4$, $K_0 = 0.92$, $c' = 30 \text{ kPa}$ e $\varphi' = 23^\circ$;

- un terreno di tipo 2 (deposito di argille leggermente sovraconsolidate)
 $I_p = 44$, $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, $\nu' = 0.25$, $R = 1.5$, $K_0 = 0.6$, $c' = 0.1 \text{ kPa}$ e $\phi' = 24^\circ$.

Nella serie di analisi in oggetto la profondità del *bedrock* è stata fissata a 60 m. Il profilo della rigidità a taglio iniziale G_0 con la profondità è stato definito utilizzando la relazione proposta da Viggiani (1992) in funzione dell'indice di plasticità I_p , Figura 7.1.2. Le curve di decadimento del modulo di rigidità al taglio ($G/G_0; \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D; \gamma$) con la deformazione di taglio sono state valutate con riferimento a risultati tipici proposti in letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) e sono rappresentate in Figura 7.1.3. In tutte le analisi si è assunta sempre la falda coincidente con il piano campagna.

Come segnale sismico di riferimento è stato utilizzato, in tutti i casi di studio, l'accelerogramma registrato nella stazione di Kalamata (Grecia) durante l'evento sismico del 13 Novembre 1986. Tale accelerogramma ha una durata di 29.74 s ed un picco massimo di 0.24 g. Nelle analisi è stata considerata una delle due componenti orizzontali dell'accelerazione scalando l'accelerazione massima al valore di 0.35 g. Il segnale sismico, inoltre, è stato depurato delle frequenze superiori a $f_{max} = 7 \text{ Hz}$, Figura 7.1.4, in modo da poter adottare una dimensione degli elementi h nei vari codici di calcolo ragionevole, dovendo essere verificata la condizione $h \leq h_{max} = V_s / (6 \div 7) f_{max}$, dove V_s è la velocità delle onde di taglio. L'accelerogramma selezionato è stato considerato come applicato *all'outcrop*. Per questo motivo, è stato necessario procedere con la deconvoluzione dell'accelerogramma per ottenere il corrispondente segnale sismico al *bedrock*, Figura 7.1.5 per il terreno tipo 1 e Figura 7.1.6 per il terreno tipo 2.

Lo studio è stato condotto prendendo a riferimento una galleria circolare di diametro pari a 10.10 m posizionata ad una profondità di 15 m e sostenuta da un rivestimento di conci prefabbricati in calcestruzzo armato del tipo Rck540 di spessore pari a 0.50 m.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche del rivestimento adottati per le analisi sono riportati nella seguente Tabella 8.2.I.

Pertanto i casi di studio sono due:

CASO 1 “argilla consistente” - terreno tipo 1 e galleria posizionata ad una profondità di 15 m

CASO 2 “argilla tenera” - terreno tipo 2 e galleria posizionata ad una profondità di 15 m

Tabella 8.2.I - Caratteristiche geometriche e meccaniche del rivestimento.

t (m)	0.5	spessore rivestimento
E (GPa)	38	modulo di Young del cls
A (m ² /m)	0.5	area per unità di lunghezza
I (m ⁴ /m)	0.010417	momento d'inerzia per unità di lunghezza
EA (kN/m)	19000000	rigidezza estensionale
EI (kNm ² /m)	395833	rigidezza flessionale
ν	0.25	coefficiente di Poisson per il cls
D (%)	5	coefficiente di smorzamento

8.3 Approccio disaccoppiato

Lo studio del comportamento delle strutture in sotterraneo soggette ad azioni sismiche adottando le soluzioni di tipo analitico in forma chiusa, richiede che si conoscano le caratteristiche del moto sismico alla quota della galleria; utilizzando le soluzioni analitiche proposte al capitolo 2, ad esempio, occorre conoscere, alla quota della galleria, il modulo di taglio, la accelerazione e la velocità di picco associata alle onde S e la massima deformazione di taglio. Tali informazioni sono state ricavate, per il caso oggetto di studio, attraverso specifiche analisi di propagazione sismica monodimensionale adottando l'approccio lineare equivalente implementato nel codice *EERA* (Bardet et al., 2000).

Le sollecitazioni nel rivestimento della galleria sono state calcolate, limitatamente alla sola direzione trasversale, facendo riferimento alle equazioni proposte da Wang (1993) sia per condizioni di *full-slip* (assenza di attrito tra il terreno e la galleria con conseguente scorrimento relativo tra i due elementi) sia per quelle di *no-slip* (perfetta aderenza tra terreno e galleria) tenendo conto della differente rigidezza del terreno e della struttura.

Si riportano di seguito i risultati delle analisi monodimensionali e delle soluzioni analitiche per i due casi di studio.

8.3.1 CASO 1 “argilla consistente”

I risultati delle analisi di propagazione sismica monodimensionale adottando l'approccio lineare equivalente implementato nel codice *EERA* per il terreno tipo 1 sono state già riportate al §7.2.

La Figura 7.2.1 mostra il profilo di rigidezza a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate

in Figura 7.2.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_P= 40 \%$.

L'accelerogramma è applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso, prima di eseguire l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma prodotto al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 7.1.5.

Le Figure 7.2.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. I valori della massima deformazione di taglio e del modulo di taglio ottenuti alla quota della galleria sono stati utilizzati per calcolare l'incremento di sforzo normale e del momento flettente sul rivestimento, secondo quanto proposto da Wang, 1993, sia per condizioni di *full-slip* che di *no-slip*, Tabella 8.3.I.

Tabella 8.3.I - Risultati delle analisi disaccoppiate per il CASO 1.

<i>condizioni full-slip</i>		<i>condizioni no-slip</i>	
ΔN_{max} (kN/m)	ΔM_{max} (kNm/m)	ΔN_{max} (kN/m)	ΔM_{max} (kNm/m)
± 18	± 90	± 664	± 90

8.3.2 CASO 2 “argille tenere”

I risultati delle analisi di propagazione sismica monodimensionale adottando l'approccio lineare equivalente implementato nel codice *EERA* per il terreno tipo 1 sono state già riportate al §7.3.

La Figura 7.3.1 mostra il profilo di rigidità a taglio e della velocità delle onde di taglio forniti al codice di calcolo *EERA* come dati di ingresso. Le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato e dello smorzamento con la deformazione di taglio sono invece indicate in Figura 7.3.2 e sono state valutate con riferimento a risultati tipici di letteratura (Vucetic e Dobry, 1991) per $I_P= 44 \%$.

L'accelerogramma è applicato all'affioramento della formazione rocciosa di base (*outcrop*) anziché in corrispondenza del tetto della stessa (*bedrock*). In questo caso, prima di eseguire

l'analisi di risposta sismica monodimensionale, il codice di calcolo opera una deconvoluzione dell'accelerogramma applicato all'*outcrop* per determinare le caratteristiche del corrispondente accelerogramma al *bedrock*. Per il caso oggetto di studio l'accelerogramma prodotto al *bedrock* dopo la deconvoluzione è indicato in Figura 7.1.6.

Le Figure 7.3.3 illustrano i risultati dell'analisi elastica lineare equivalente eseguita con il codice *EERA* in termini di andamenti con la profondità del rapporto di rigidità a taglio normalizzato, dello smorzamento, della massima deformazione di taglio e della accelerazione. I valori della massima deformazione di taglio e del modulo di taglio ottenuti alla quota della galleria sono stati utilizzati per calcolare l'incremento di sforzo normale e del momento flettente sul rivestimento, secondo quanto proposto da Wang, 1993, sia per condizioni di *full-slip* che di *no-slip*, Tabella 8.3.II.

Tabella 8.3.II - Risultati delle analisi disaccoppiate per il CASO 2.

<i>condizioni full-slip</i>		<i>condizioni no-slip</i>	
ΔN_{max}	ΔM_{max}	ΔN_{max}	ΔM_{max}
(kN/m)	(kNm/m)	(kN/m)	(kNm/m)
± 159	± 802	± 473	± 802

8.4 Approccio accoppiato

In questo capitolo si sintetizzano i risultati delle analisi dinamiche agli Elementi Finiti relativamente ai due casi di studio precedentemente indicati. Nell'ottica di un confronto con i risultati ottenuti dall'approccio disaccoppiato, in un primo gruppo di analisi dinamiche agli Elementi Finiti è stato utilizzato per il terreno un modello costitutivo di tipo visco-elastico. In una seconda serie di analisi dinamiche è stato introdotto come ulteriore ingrediente la plasticità, facendo riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Per gli elementi strutturali invece è stato sempre adottato il modello visco-elastico.

Considerata l'ipotesi di non linearità del comportamento meccanico del terreno assunta nelle analisi, occorre far precedere l'analisi dinamica dalla relativa analisi statica. Ciò al fine di tener conto nelle analisi dinamiche non lineari delle condizioni statiche precedenti il sisma. Pertanto per i casi di studio le analisi numeriche sono state condotte simulando dapprima la realizzazione in condizioni non drenate della galleria, imponendo una perdita di volume pari a 0.4%, per poi studiare la fase di consolidazione post-scavo. In queste fasi agli elementi di terreno è stato associato un modello elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-

Coulomb. La rigidezza del terreno assegnata ad ogni sub-strato è stata posta pari a quella mobilitata per un livello di deformazione di taglio dello 0.1%, adottando le curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato proposte da Vucetic e Dobry (1991). Tali profili per i due tipi di terreno sono riportati nella seguente Figura 8.4.1.

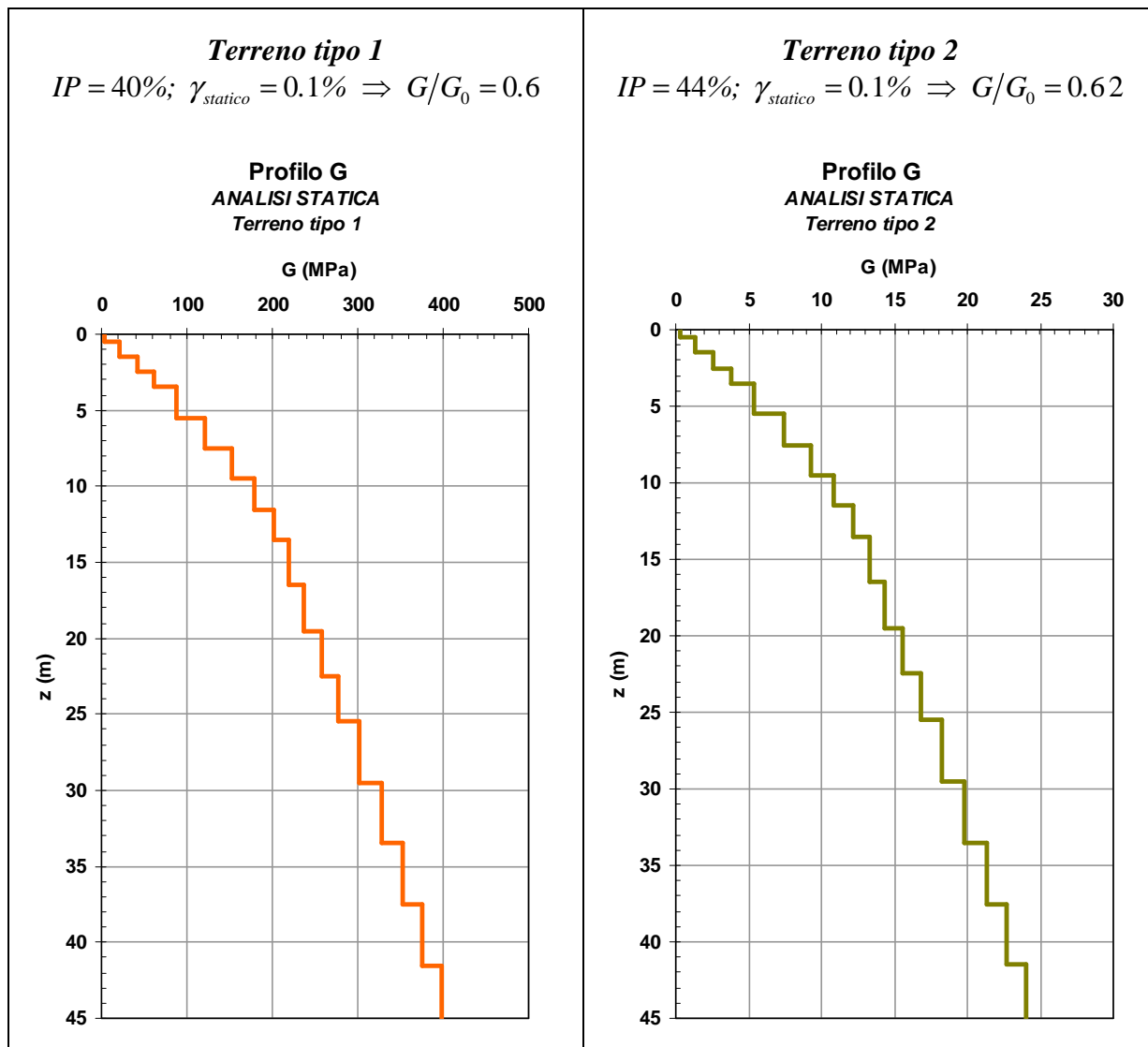


Figura 8.4.1 - Profilo della rigidezza a taglio adottato nelle fasi statiche dell'analisi numerica per i due tipi di terreno.

Il modello geometrico adottato per le analisi numeriche è indicato in Figura 8.4.2 e, in dettaglio, nella Figura 8.4.3. Esso è stato definito assumendo una larghezza pari a 8 volte l'altezza al fine di minimizzare gli effetti di bordo (riflessione fittizia delle onde) dovuti ai contorni verticali.

Il terreno è stato suddiviso in strati per tener conto della variazione della rigidezza e conseguentemente della velocità delle onde di taglio, con la profondità. La suddivisione in

strati verticali ha esclusivamente lo scopo di consentire una graduale transizione della dimensione degli elementi finiti a partire dall'asse verso i contorni verticali laterali.

Nelle analisi i nodi posti alla base della griglia sono vincolati in entrambe le direzioni mentre i nodi sui contorni laterali possono spostarsi solo in direzione verticale. Inoltre, lungo i bordi verticali sono stati utilizzati contorni viscosi alla Lysmer e Kuhlmeyer (1969) per impedire la riflessione delle onde all'interno del dominio studiato, Figura 8.4.4.

Tra le varie tipologie di gallerie disponibili nel codice *PLAXIS* è stata scelta quella scavata a tutta sezione (*Bored Tunnel*): essa definisce una galleria circolare che ha un rivestimento omogeneo e continuo ed una interfaccia sulla superficie esterna. La galleria inserita con tale opzione nel modello geometrico, illustrata in dettaglio in Figura 8.4.5, ha un raggio di 5.05 m ed è collocata ad una profondità di 15 m. Il rivestimento della galleria si compone di archi con angolo al centro pari a 10° introdotti al fine di ridurre la dimensione degli elementi finiti della *mesh* al contorno della galleria. Il rivestimento è stato modellato mediante elementi trave dotati di rigidità assiale e flessionale. Fra terreno e rivestimento è stata attivata un'interfaccia. Essa è caratterizzata da uno spessore virtuale (*virtual thickness*) che rappresenta una dimensione fittizia utilizzata per definire le proprietà dell'interfaccia. Tale spessore virtuale viene calcolato come prodotto tra un fattore di spessore virtuale (*virtual thickness factor*) e la dimensione media dell'elemento. Poiché la dimensione media dell'elemento, di cui si dirà in seguito, è piuttosto grande (a causa degli elementi di maggiori dimensioni posti ai lati del modello geometrico) si è deciso di ridurre il valore del fattore di spessore virtuale da 0.1 (valore di *default*) a 0.01.²⁴ Infatti ad un maggiore spessore virtuale corrispondono maggiori deformazioni elastiche generate e poiché generalmente tali deformazioni sono piccole si è reso necessario ridurre lo spessore virtuale dell'interfaccia. La resistenza al taglio dell'interfaccia è modellata mediante un opportuno valore del fattore di riduzione della resistenza del terreno R_{inter} . Per i casi analizzati l'interfaccia è caratterizzata da una resistenza pari a quella del terreno $R_{inter}=1$, condizione considerata equivalente a quella di *no-slip* delle soluzioni di Wang (1993).

²⁴ per far ciò occorre selezionare tutti gli elementi trave, entrare nel menù proprietà e cambiare il valore del *virtual thickness factor* δ_{int} . Occorre però prestare attenzione poiché per l'ultimo elemento selezionato accade che il valore del parametro di spessore virtuale non viene cambiato dal codice di calcolo per cui occorre selezionarlo un'altra volta e cambiare il valore di δ_{int} .

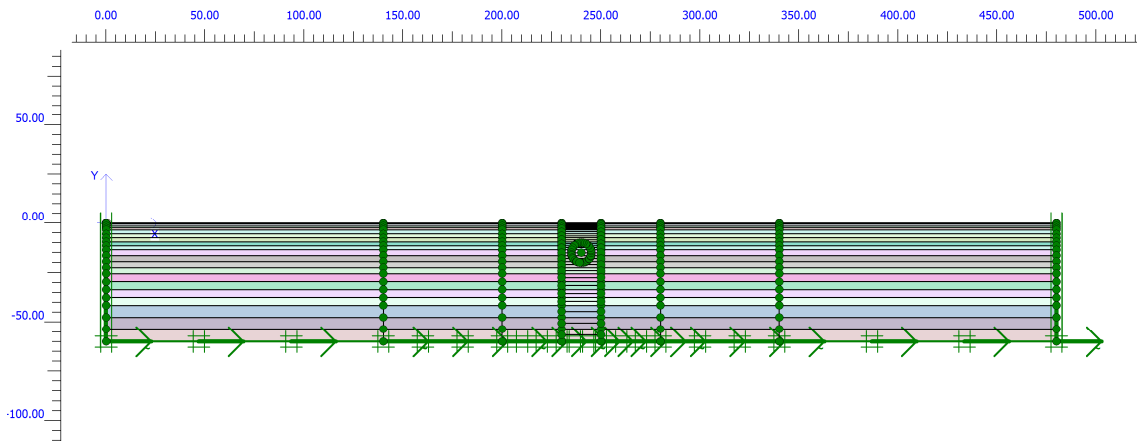


Figura 8.4.2 –Modello adottato per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

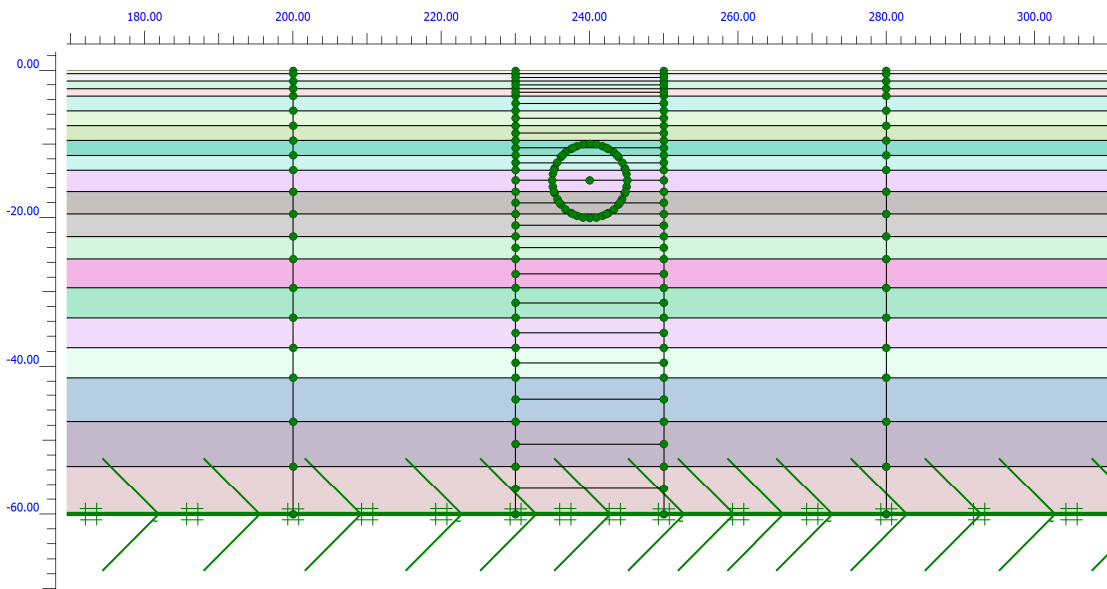


Figura 8.4.3 – Dettaglio in asse del modello adottato per le analisi numeriche.

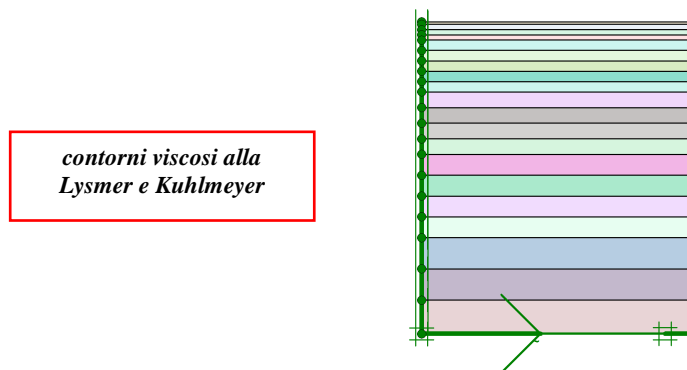


Figura 8.4.4 – Dettaglio ai bordi del modello adottato per le analisi numeriche.

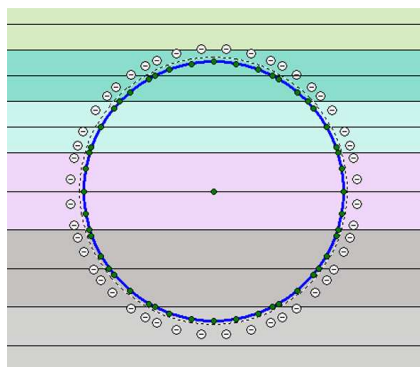


Figura 8.4.5 – Dettaglio galleria.

La griglia utilizzata, indicata in Figura 8.4.6 e in dettaglio in Figura 8.4.7, è composta da 2795 elementi triangolari a 15 nodi per un numero complessivo di 22795 nodi. La dimensione media dell'elemento è di 3.21 m ma, nella zona di maggior interesse gli elementi finiti hanno dimensione minore in modo tale da rispettare la condizione: $h < h_{\max} = \frac{V_s}{(6 \div 7 * f_{\max})}$ ove per f_{\max} , massima frequenza significativa, si è assunto un valore pari a 7 Hz.

Il sisma è applicato mediante uno spostamento variabile nel tempo applicato alla base del modello (indicato nelle figure precedenti e seguenti con delle grandi frecce).

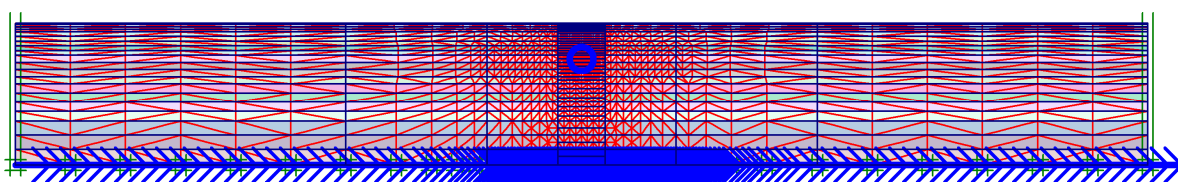


Figura 8.4.6 – Mesh adottata per le analisi FEM con il codice PLAXS.

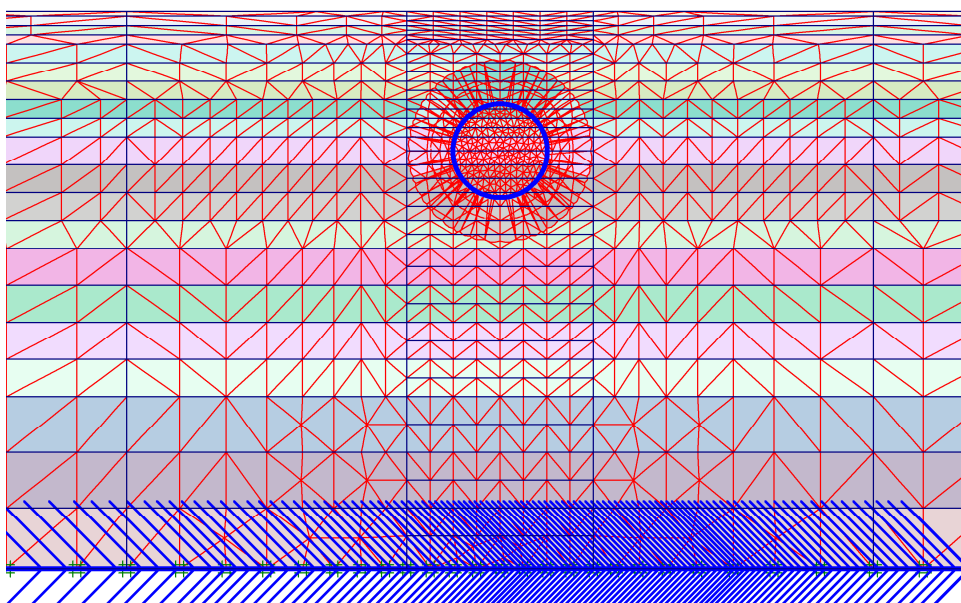


Figura 8.4.7 – Particolare della mesh adottata per le analisi FEM con il codice PLAXS.

Le analisi visco-elastiche lineari e visco-elasto-plastiche con il codice di calcolo *PLAXIS* richiedono quali dati di input le rigidzze e gli smorzamenti appropriati al livello deformazione mobilitato in ogni substrato durante il sisma. I profili di rigidzza e smorzamento cui si fa riferimento dipendono dalla rigidzza e dallo smorzamento iniziale, dalla legge adottata per descriverne la variazione con il livello deformativo, dalla geometria del problema e, in modo non trascurabile, dalle caratteristiche dell'evento sismico (accelerazione di picco, contenuto in frequenza,...). Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidzza e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche lineari agli elementi finiti, si è adottata la strategia di calibrazione dei parametri visco-elastici già ampiamente descritta nei capitoli precedenti per le analisi di risposta sismica locale con il codice *PLAXIS*.

Per quanto riguarda le fasi di calcolo esse sono indicate nella Figura 8.4.8.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time
Initial phase	0	N/A	N/A	N/A	0.00
contrazione 0.4%	1	0	Plastic analysis	Staged construction	0.00
rivestimento	2	1	Plastic analysis	Staged construction	0.00
consolidazione	3	2	Consolidation analysis	Minimum pore pressure	1169.70
rigidezze dinamiche	4	3	Plastic analysis	Staged construction	0.00
interfaccia	5	4	Plastic analysis	Staged construction	0.00
terremoto	6	5	Dynamic analysis	Total multipliers	0.00
rigidezze statiche	7	6	Plastic analysis	Staged construction	0.00
consolidazione post-sisma	8	7	Consolidation analysis	Minimum pore pressure	2698.20

Figura 8.4.8 – Fasi di calcolo impostate per le analisi *FEM* con il codice *PLAXIS*.

Le analisi numeriche sono state condotte simulando dapprima la realizzazione in condizioni non drenate della galleria, imponendo una perdita di volume pari a 0.4%, per poi studiare la fase di consolidazione post-scavo. Successivamente si è simulato l'evento sismico, in condizioni non drenate, e la successiva fase di consolidazione post-sisma. In dettaglio:

1. nella fase n°1 è stata imposta ai *cluster* di terreno che rappresentano l'area di scavo una deformazione volumetrica (*Volumetric strain*) pari a 0.4%, Figura 8.4.9;

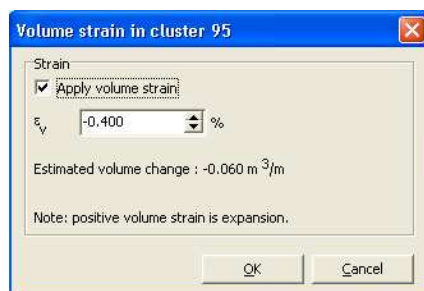


Figura 8.4.9 – Fasi di calcolo impostate per le analisi FEM con il codice PLAXS.

2. nella fase n°2 è stato attivato il rivestimento e simulato lo scavo disattivando i *cluster* di terreno inclusi; in questa fase occorre rendere asciutti (*dry*) i *cluster* disattivati²⁵ azzerando le pressioni neutre all'interno della galleria; in questa fase è stata disattivata l'interfaccia sia meccanica che idraulica;

In tutte queste fasi si generano sovrappressioni interstiziali, poiché si è ipotizzato che il comportamento del terreno a breve termine fosse non drenato, per cui si è reso indispensabile far precedere l'analisi dinamica da una fase di consolidazione al fine di simulare correttamente la condizione di lungo termine pre-sisma.

3. la fase n°3 è quella di consolidazione pre-sisma. Tale fase termina quando il massimo valore della sovrappressione interstiziale raggiunge un valore inferiore al valore di soglia pari a 1 kPa;

Nelle precedenti fasi inoltre la rigidità del terreno è quella statica, pari a quella mobilitata per un livello di deformazione di taglio dello 0.1% (Figura 8.4.1), diversa da quella che viene adottata nelle fasi dinamiche dell'analisi. E' necessario pertanto far precedere l'analisi dinamica da una fase in cui si modificano le rigidità dei *cluster* di terreno dai valori statici a quelli dinamici.

4. nella fase n°4 è stato riassegnato in modalità *Staged Construction* ad ogni *cluster* il relativo materiale con rigidità dinamiche;
5. nella fase n°5 è stata attivata l'interfaccia meccanica mentre quella idraulica rimane disattivata in modo da rendere permeabile il rivestimento della galleria;
6. nella fase n°6 è simulato l'evento sismico, in condizioni non drenate, applicando uno spostamento variabile nel tempo alla base del modello (*bedrock*);

²⁵ nella modalità *Water Condition*.

Nella fase sismica si generano sovrappressioni interstiziali, poiché si è ipotizzato che il comportamento del terreno fosse non drenato, per cui si è reso indispensabile far seguire all'analisi dinamica, una fase di consolidazione simulando la condizione di lungo termine post-sisma. Prima di far ciò occorre modificare le rigidezze dei *cluster* di terreno dai valori statici a quelli dinamici.

7. nella fase n°7 è stato riassegnato in modalità *Stage Construction* ad ogni *cluster* il relativo materiale con rigidezze statiche;
8. nella fase n°8 è stata simulata la consolidazione post-sisma;

Per le analisi dinamiche agli elementi finiti con il codice *PLAXIS* sono stati adottati due modelli differenti: il modello visco-elastico lineare e il modello visco-elasto-plastico con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb. Quest'ultimo modello tiene conto degli effetti della plasticità sul comportamento dinamico dei terreni.

I risultati ottenuti per entrambi i modelli sono di seguito riportati in termini di variazione dei valori dello sforzo normale e del momento flettente agente sul rivestimento ed in funzione dell'angolo θ definito nella seguente Figura 8.4.10; le sollecitazioni di sforzo normale sono di compressione se $N < 0$ mentre le sollecitazioni flettenti indicano fibre tese in estradosso se $M < 0$.

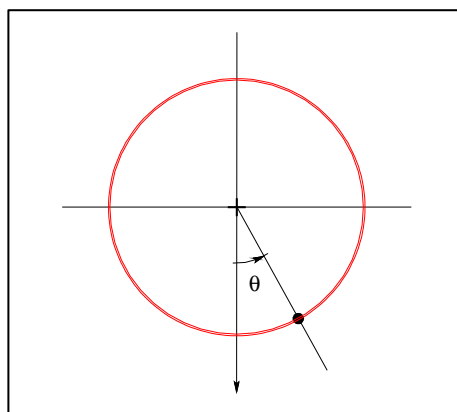


Figura 8.4.10 – Definizione dell'angolo θ .

In particolare le sollecitazioni agenti sul rivestimento sono state determinate, in funzione dell'angolo θ nel seguente modo:

$$\begin{aligned} \Delta N_{sisma}(\theta) &= N_{envelope}(\theta) - N_{consolid\ presisma}(\theta) \\ \Delta M_{sisma}(\theta) &= M_{envelope}(\theta) - M_{consolid\ presisma}(\theta) \end{aligned} \quad (8.1)$$

ove ΔN_{sisma} e ΔM_{sisma} rappresentano la variazione delle sollecitazioni sul rivestimento occorsa durante il sisma, $N_{envelope}$ ed $M_{envelope}$ rappresentano i massimi valori che la sollecitazione raggiunge durante il sisma (*Force envelopes*) e $N_{consolid\ presisma}$ ed $M_{consolid\ presisma}$ i valori al termine della consolidazione pre-sisma;

$$\begin{aligned}\Delta N_{plasticiz,BT}(\theta) &= N_{sisma}(\theta) - N_{consolid\ presisma}(\theta) \\ \Delta M_{plasticiz,BT}(\theta) &= M_{sisma}(\theta) - M_{consolid\ presisma}(\theta)\end{aligned}\quad (8.2)$$

ove $\Delta N_{plasticiz,BT}$ e $\Delta M_{plasticiz,BT}$ rappresentano la variazione permanente delle sollecitazioni sul rivestimento alla fine del sisma (breve termine) dovuta alla plasticizzazione, N_{sisma} ed M_{sisma} i valori della sollecitazione al termine del sisma;

$$\begin{aligned}\Delta N_{plasticiz,LT}(\theta) &= N_{consolid\ postsisma}(\theta) - N_{consolid\ presisma}(\theta) \\ \Delta M_{plasticiz,LT}(\theta) &= M_{consolid\ postsisma}(\theta) - M_{consolid\ presisma}(\theta)\end{aligned}\quad (8.3)$$

ove $\Delta N_{plasticiz,LT}$ e $\Delta M_{plasticiz,LT}$ rappresentano la variazione permanente delle sollecitazioni sul rivestimento dovuta alla consolidazione post-sisma (lungo termine), $N_{consolid\ postsisma}$ ed $M_{consolid\ postsisma}$ rappresentano i valori della sollecitazione al termine della consolidazione post-sisma.

8.4.1 CASO 1 “argilla consistente”

La Tabella 8.4.1.I sintetizza i valori dei parametri meccanici adottati per ogni singolo substrato di terreno per le fasi statiche dell’analisi numerica, mentre la Tabella 8.4.1.II sintetizza i valori delle rigidezze adottate per il rivestimento.

In Figura 8.4.1.1 è riportato invece l’andamento del modulo di Young efficace con la profondità assunto nelle fasi statiche dell’analisi numerica.

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidezza e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche e visco-elasto-plastiche agli elementi finiti si è proceduto come segue:

- a) sono stati assunti i profili di rigidezza e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidezza e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l’accelerogramma di input indicati al §7.1 per il terreno tipo 1

- b) è stata eseguita l'analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell'ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente i cui risultati sono indicati al §7.2.
- c) a partire dai risultati *EERA* sono stati valutati i profili di rigidità e smorzamento da adottare nelle fasi dinamiche della analisi *FEM*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati determinati utilizzando la seguente relazione:
- $$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \text{ove}$$
- $\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) sono le pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 8.4.1.III.

Tabella 8.4.1.I

ANALISI STATICA

materiale tipo: non *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [cm/s]	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	20	1.00E-05	1.16E-10	4276	10689	30	23	0	0.25	0.923
2	0.5-1.5	1	20	1.00E-05	1.16E-10	20993	52482	30	23	0	0.25	0.923
3	1.5-2.5	1	20	1.00E-05	1.16E-10	42520	106301	30	23	0	0.25	0.923
4	2.5-3.5	1	20	1.00E-05	1.16E-10	61791	154477	30	23	0	0.25	0.923
5	3.5-5.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	88432	221080	30	23	0	0.25	0.923
6	5.5-7.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	121642	304105	30	23	0	0.25	0.923
7	7.5-9.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	152990	382476	30	23	0	0.25	0.923
8	9.5-11.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	179342	448355	30	23	0	0.25	0.923
9	11.5-13.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	201266	503165	30	23	0	0.25	0.923
10	13.5-16.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	219139	547847	30	23	0	0.25	0.923
11	16.5-19.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	236735	591838	30	23	0	0.25	0.923
12	19.5-22.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	257475	643689	30	23	0	0.25	0.923
13	22.5-25.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	277866	694666	30	23	0	0.25	0.923
14	25.5-29.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	301253	753134	30	23	0	0.25	0.923
15	29.5-33.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	327530	818825	30	23	0	0.25	0.923
16	33.5-37.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	353366	883415	30	23	0	0.25	0.923
17	37.5-41.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	375638	939095	30	23	0	0.25	0.923
18	41.5-47.5	6	20	1.00E-05	1.16E-10	397650	994126	30	23	0	0.25	0.923
19	47.5-53.5	6	20	1.00E-05	1.16E-10	416306	1040766	30	23	0	0.25	0.923
20	53.5-60	6.5	20	1.00E-05	1.16E-10	434787	1086967	30	23	0	0.25	0.923

Tabella 8.4.1.II

TIPO	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	μ	ξ [%]	ω	δ
Rivestimento in CONCI	19000000	395833	1.00E-04	0.25	5.00	0.6231	0.0033

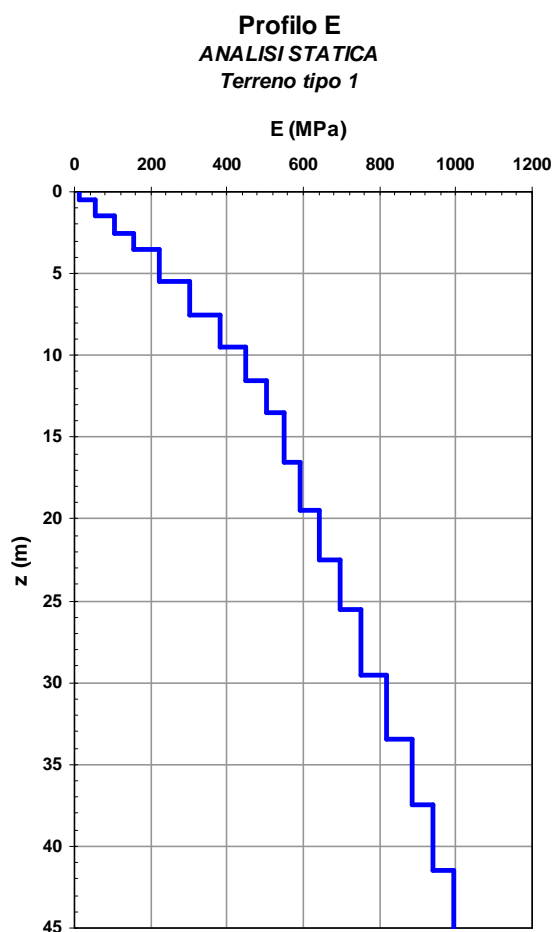


Figura 8.4.1.1 - Andamento del modulo di Young efficace con la profondità assunto nelle analisi statiche per il terreno tipo 1.

In Figura 8.4.1.2a è riportato l'andamento della rigidezza a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 8.4.1.2b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 8.4.1.4 illustra l'andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 1.4 Hz e 3.4 Hz (Figura 8.4.1.3), ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 7.1.5 ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stato eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori:

Additional Steps = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxiation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

ANALISI DINAMICA VISCO-ELASTICA LINEARE

Le Figure 8.4.1.5 e 8.4.1.6 illustrano l'effetto del sisma in termini di variazione dei valori assoluti di compressione *N* e dei corrispondenti involucri minimo e massimo del momento *M*.

ANALISI DINAMICA VISCO-ELASTO-PLASTICA

L'analisi indica che il sisma determina tre fenomeni distinti: una variazione temporanea delle sollecitazioni sul rivestimento e che si annulla al termine del terremoto, una modifica permanente delle caratteristiche della sollecitazione che tende a manifestarsi durante il sisma per poi continuare ad agire anche dopo il termine di esso ed infine una modifica delle caratteristiche della sollecitazione dovuta ai processi di consolidazione post-sisma.

Gli ultimi due fenomeni non sono descritti dalle soluzioni analitiche di Wang (1993) descritte al § 8.3, poiché correlabili alle modifiche permanenti che si determinano nell'intorno della galleria durante il sisma per effetto della plasticizzazione e a lungo termine per effetto della consolidazione.

Le Figure 8.4.1.7 e 8.4.1.8 illustrano l'effetto del sisma in termini di variazione dei valori assoluti di compressione *N* e dei corrispondenti involucri minimo e massimo del momento *M*. Tali sollecitazioni durante il sisma sono in parte temporanee ed in parte permanenti. Le Figure 8.4.1.9 e 8.4.1.10 illustrano gli effetti permanenti che si determinano nell'intorno della galleria durante il sisma (breve termine) per effetto della plasticizzazione mentre le Figure 8.4.1.11 e 8.4.1.12 mostrano gli effetti a lungo termine per effetto della consolidazione.

La Figura 8.4.1.13 riporta, per i due tipi di analisi *FEM* effettuate, i risultati delle analisi dinamiche in termini di incremento delle sollecitazioni agenti sul rivestimento durante il sisma per effetto della ovalizzazione. Viene inoltre riportata la soluzione ottenuta con l'approccio disaccoppiato utilizzando le equazioni proposte da Wang (1993).

I risultati evidenziano il soddisfacente accordo fra la soluzione dell'analisi *FEM* visco-elastica lineare (con incrementi massimi $\Delta N_{max,min} = \pm 708$ kN/m e $\Delta M_{max,min} = \pm 120$ kNm/m) e quelle fornite da Wang (1993) per condizioni *no-slip*, risultate in questo caso di entità inferiore sia in termini di forza di compressione normale (-6.2%) che di momento flettente (-25%).

Il comportamento plastico del terreno provoca un aumento significativo delle sollecitazioni agenti sul rivestimento, soprattutto in termini di momento flettente (con incrementi massimi $\Delta N_{max,min} = \pm 838$ kN/m, $\Delta M_{max} = + 230$ kNm/m e $\Delta M_{min} = -192$ kNm/m).

L'analisi visco-elasto-plastica evidenzia inoltre come una quotaparte significativa di questi incrementi sul rivestimento permangano poi in maniera irreversibile anche dopo la fine del sisma. In Figura 8.4.1.14 sono rappresentati gli incrementi delle sollecitazioni permanenti agenti sul rivestimento alla fine del sisma (a breve termine) e dopo la fine della fase di consolidazione post-sisma (a lungo termine) dovute alla plasticizzazione del terreno durante l'evento sismico. L'incremento permanente di sforzo normale nel rivestimento, completamente di compressione, presenta un valore massimo a breve termine di $\Delta N = 742$ kN/m in corrispondenza della calotta della galleria. A lungo termine si può osservare solo una lieve diminuzione complessiva della sollecitazione di compressione. L'andamento del momento flettente presenta un massimo incremento permanente positivo pari a $\Delta M = 97$ kNm/m ed un massimo incremento negativo pari a $\Delta M = -105$ kNm/m senza significative differenze fra le condizioni a breve e a lungo termine.

Tabella 8.4.1.III

ANALISI DINAMICA

materiale tipo: non *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [m/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	20	1.00E-05	1.16E-10	4.11	0.5118	0.0027	7611	19028	30	23	0	0.25	0.923
2	0.5-1.5	1	20	1.00E-05	1.16E-10	3.74	0.4663	0.0025	38816	97041	30	23	0	0.25	0.923
3	1.5-2.5	1	20	1.00E-05	1.16E-10	3.86	0.4815	0.0026	70350	175875	30	23	0	0.25	0.923
4	2.5-3.5	1	20	1.00E-05	1.16E-10	3.94	0.4905	0.0026	98935	247338	30	23	0	0.25	0.923
5	3.5-5.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	4.02	0.5007	0.0027	136825	342062	30	23	0	0.25	0.923
6	5.5-7.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	4.07	0.5072	0.0027	185107	462767	30	23	0	0.25	0.923
7	7.5-9.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	4.09	0.5096	0.0027	231297	578243	30	23	0	0.25	0.923
8	9.5-11.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	4.10	0.5106	0.0027	274847	687118	30	23	0	0.25	0.923
9	11.5-13.5	2	20	1.00E-05	1.16E-10	4.09	0.5101	0.0027	324019	810046	30	23	0	0.25	0.923
10	13.5-16.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	4.07	0.5066	0.0027	379940	949850	30	23	0	0.25	0.923
11	16.5-19.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	4.03	0.5023	0.0027	433670	1084175	30	23	0	0.25	0.923
12	19.5-22.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	4.00	0.4985	0.0027	487253	1218132	30	23	0	0.25	0.923
13	22.5-25.5	3	20	1.00E-05	1.16E-10	3.93	0.4902	0.0026	553327	1383317	30	23	0	0.25	0.923
14	25.5-29.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	3.88	0.4835	0.0026	617310	1543274	30	23	0	0.25	0.923
15	29.5-33.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	3.80	0.4734	0.0025	694809	1737021	30	23	0	0.25	0.923
16	33.5-37.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	3.73	0.4643	0.0025	771027	1927568	30	23	0	0.25	0.923
17	37.5-41.5	4	20	1.00E-05	1.16E-10	3.68	0.4583	0.0024	840812	2102029	30	23	0	0.25	0.923
18	41.5-47.5	6	20	1.00E-05	1.16E-10	3.63	0.4523	0.0024	934089	2335223	30	23	0	0.25	0.923
19	47.5-53.5	6	20	1.00E-05	1.16E-10	3.53	0.4402	0.0023	1042845	2607112	30	23	0	0.25	0.923
20	53.5-60	6.5	20	1.00E-05	1.16E-10	3.48	0.4343	0.0023	1147093	2867733	30	23	0	0.25	0.923

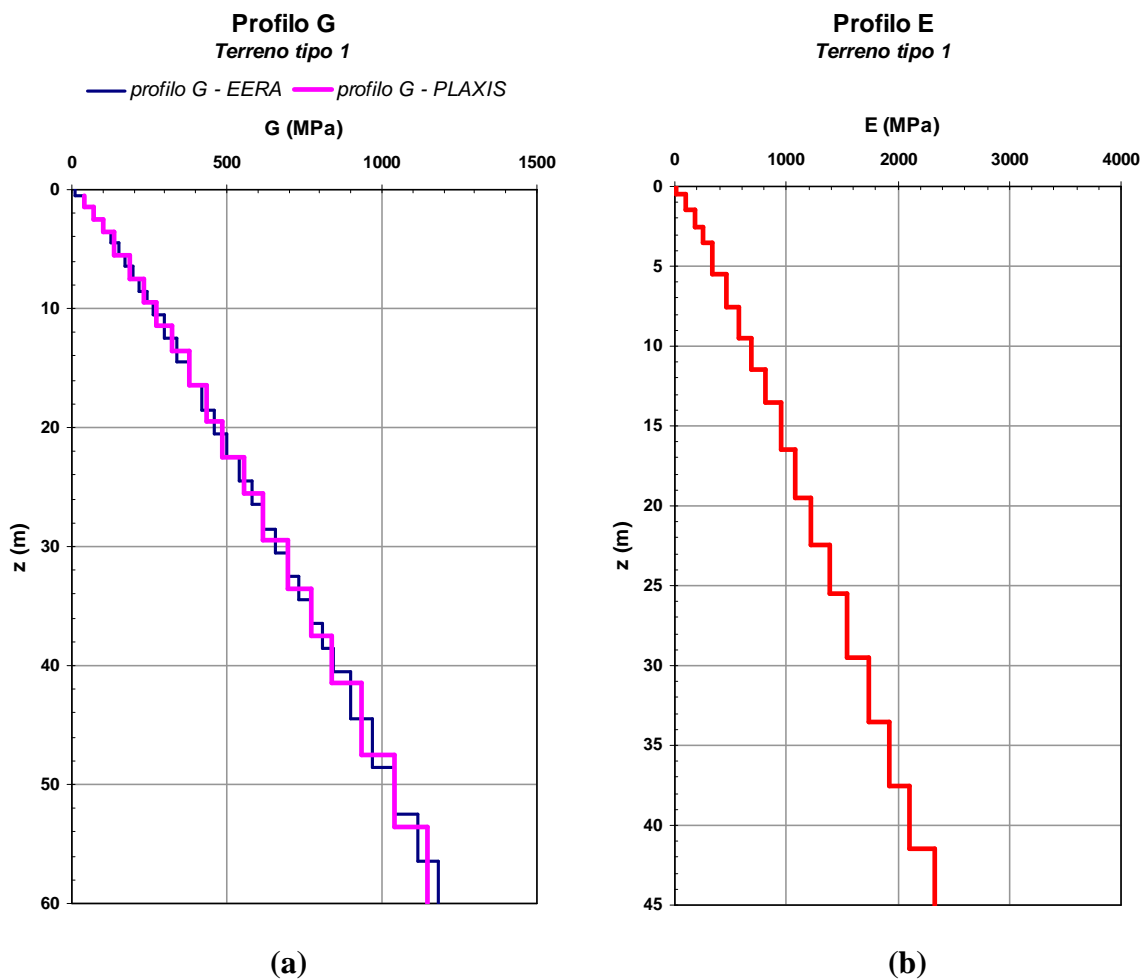


Figura 8.4.1.2 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l’analisi.

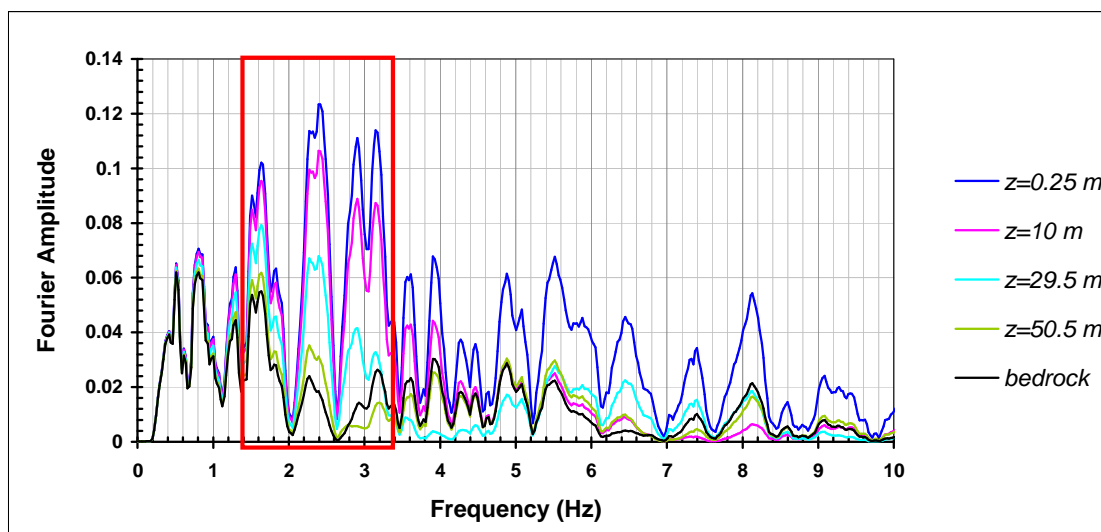
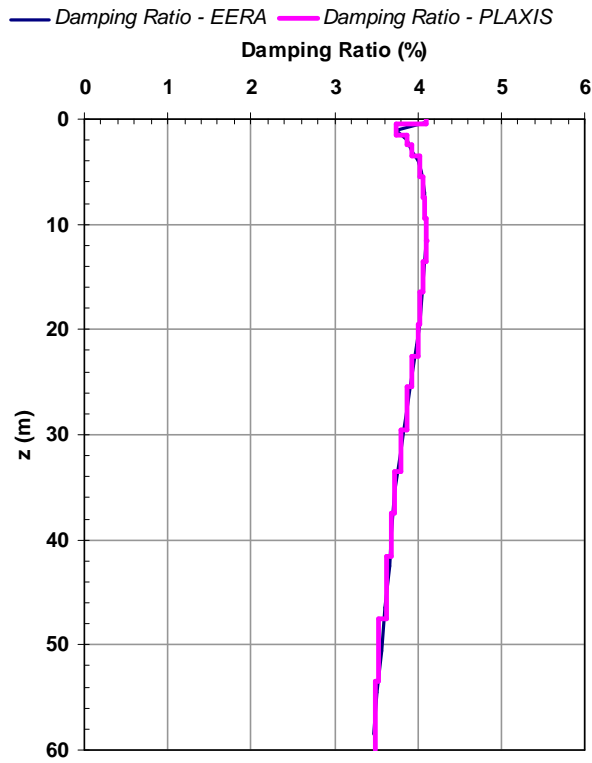


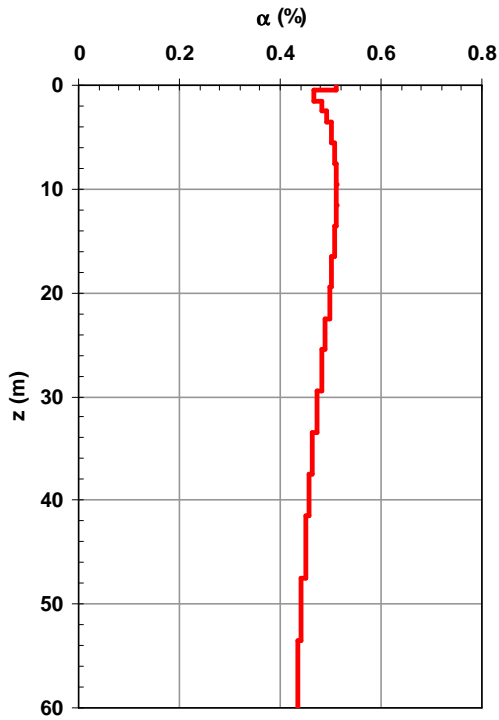
Figura 8.4.1.3 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico utilizzato per calibrare i parametri di smorzamento viscoso nell’analisi con *PLAXIS* per il terreno 1.

Profilo Damping Ratio
Terreno tipo 1



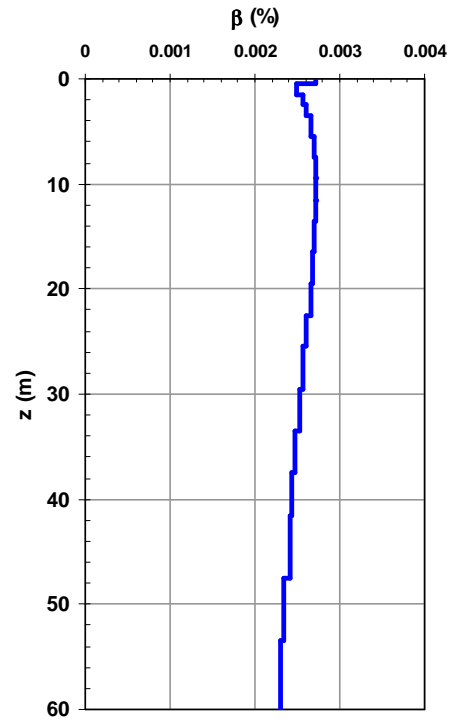
(a)

Profilo α di Rayleigh
Terreno tipo 1



(b)

Profilo β di Rayleigh
Terreno tipo 1



(c)

Figura 8.4.1.4 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

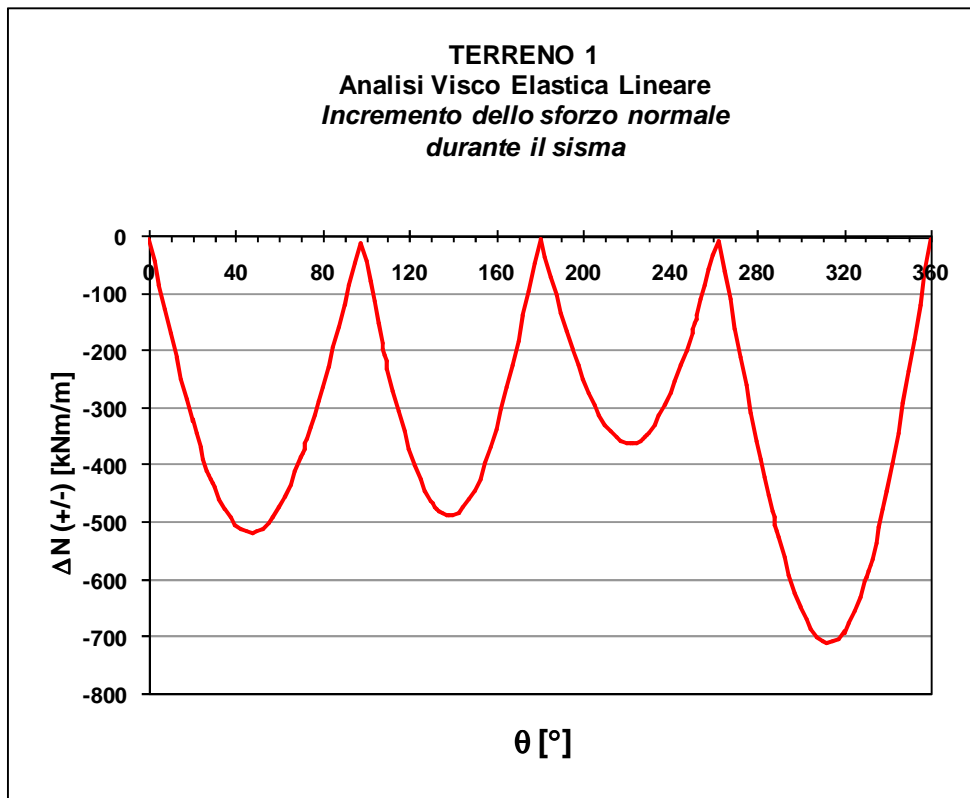


Figura 8.4.1.5 – Analisi VEL: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento dello sforzo normale.

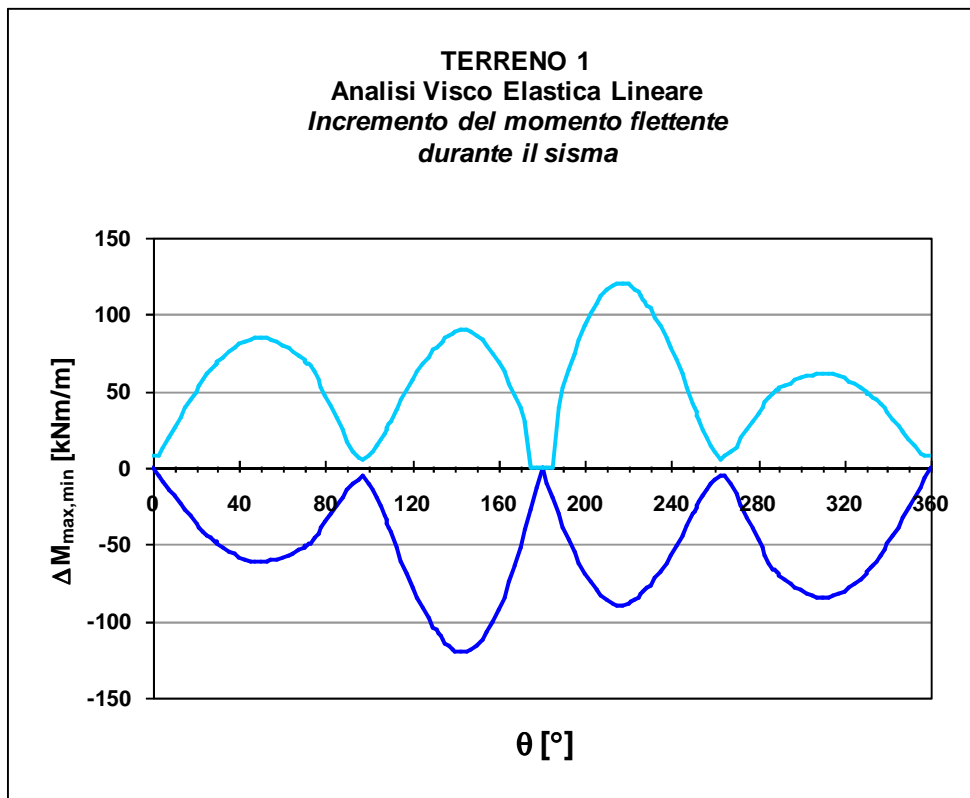


Figura 8.4.1.6 – Analisi VEL: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento del momento flettente.

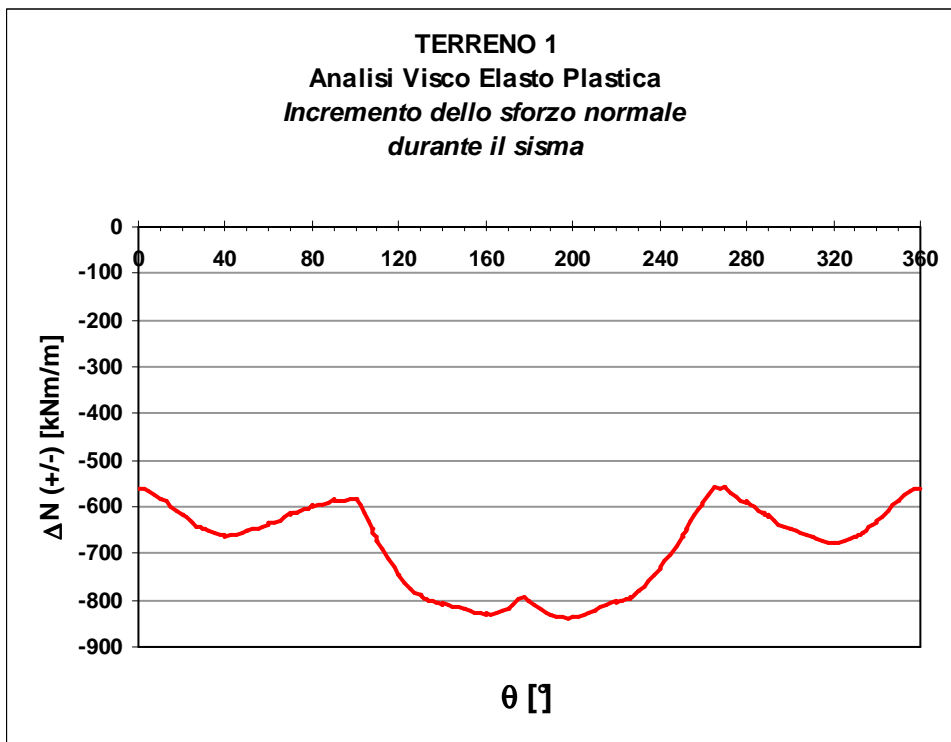


Figura 8.4.1.7 – Analisi VEP: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento dello sforzo normale.

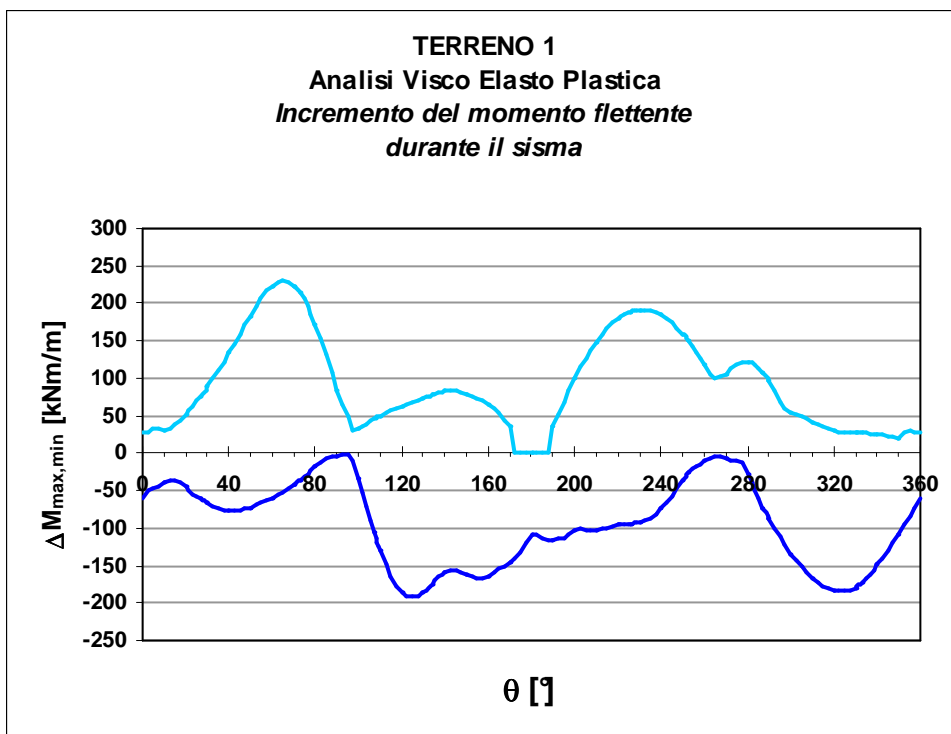


Figura 8.4.1.8 – Analisi VEP: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento del momento flettente.

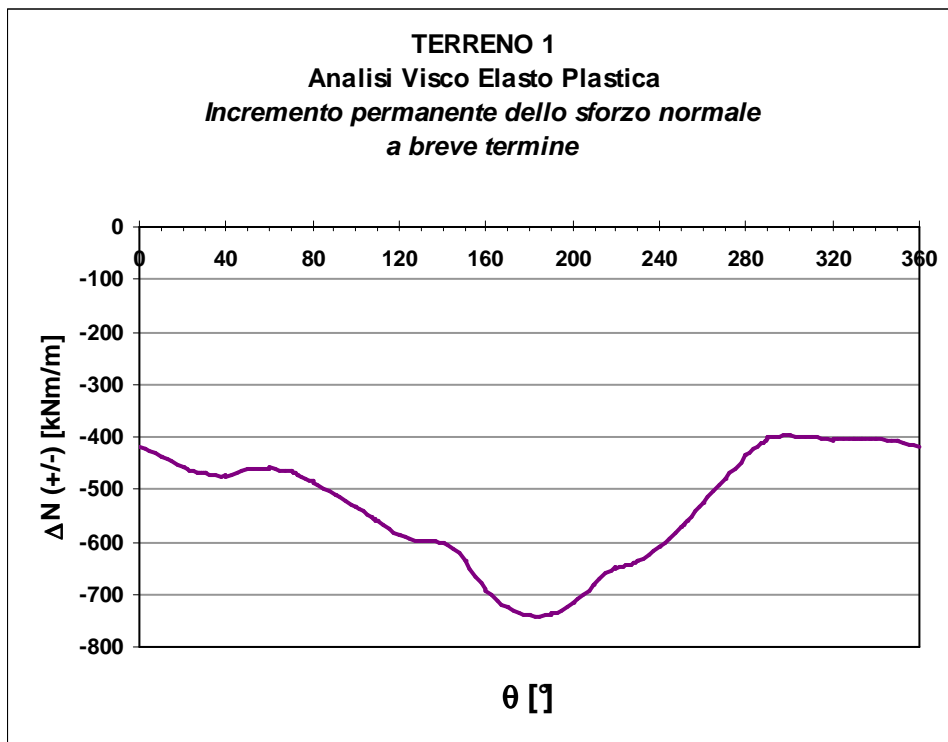


Figura 8.4.1.9 – Analisi VEP: incremento permanente a breve termine dello sforzo normale sul rivestimento.

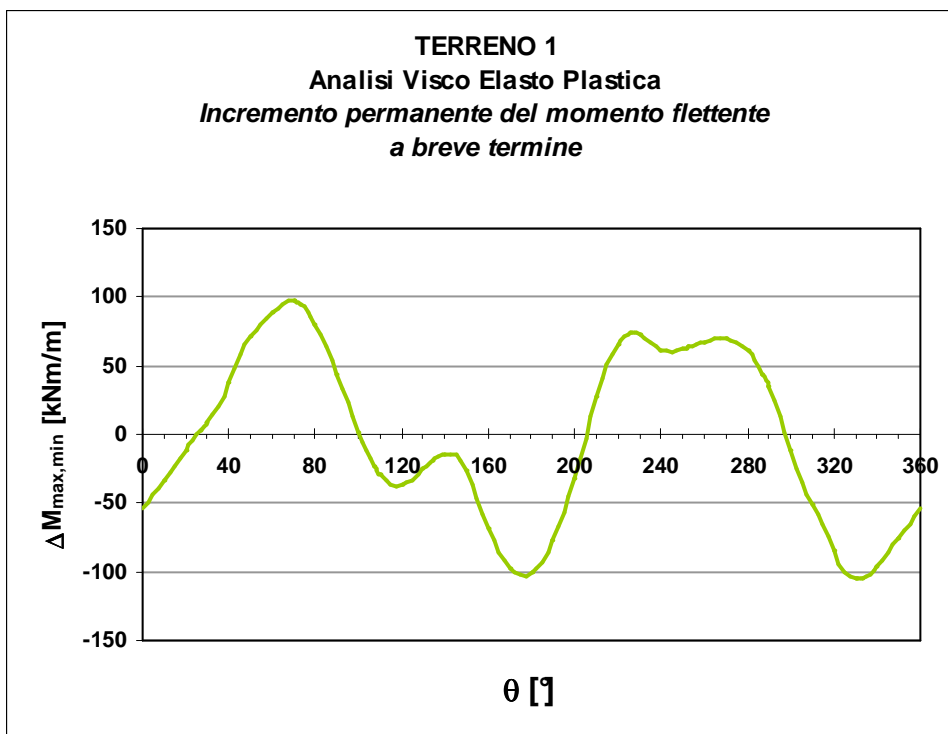


Figura 8.4.1.10 – Analisi VEP: incremento permanente a breve termine del momento flettente sul rivestimento.

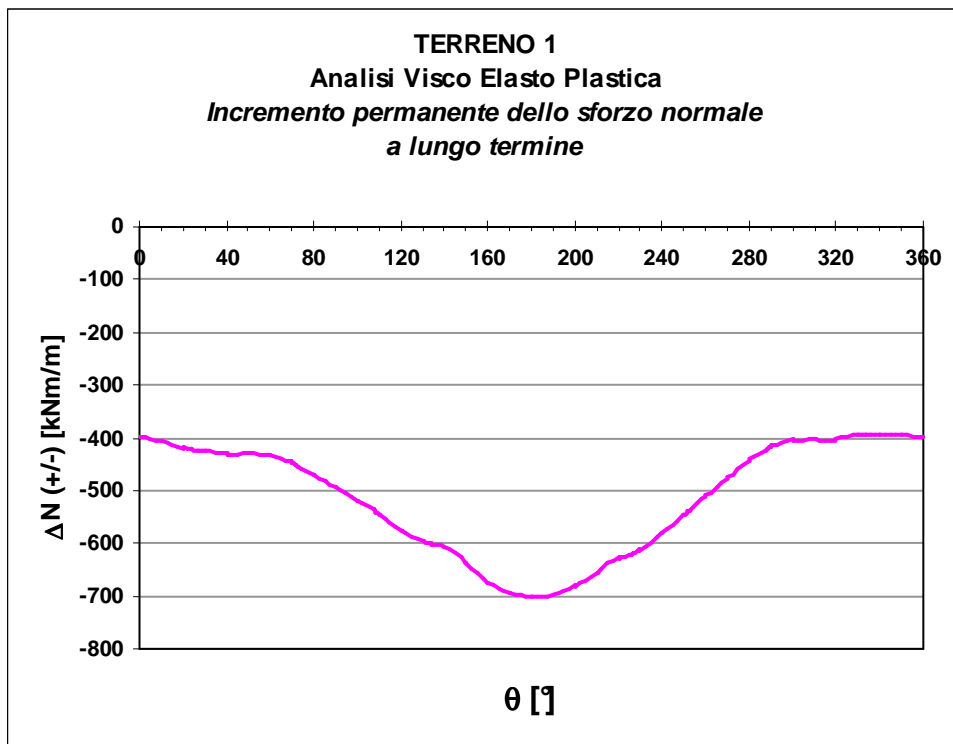


Figura 8.4.1.11 – Analisi VEP: incremento permanente a lungo termine dello sforzo normale sul rivestimento.

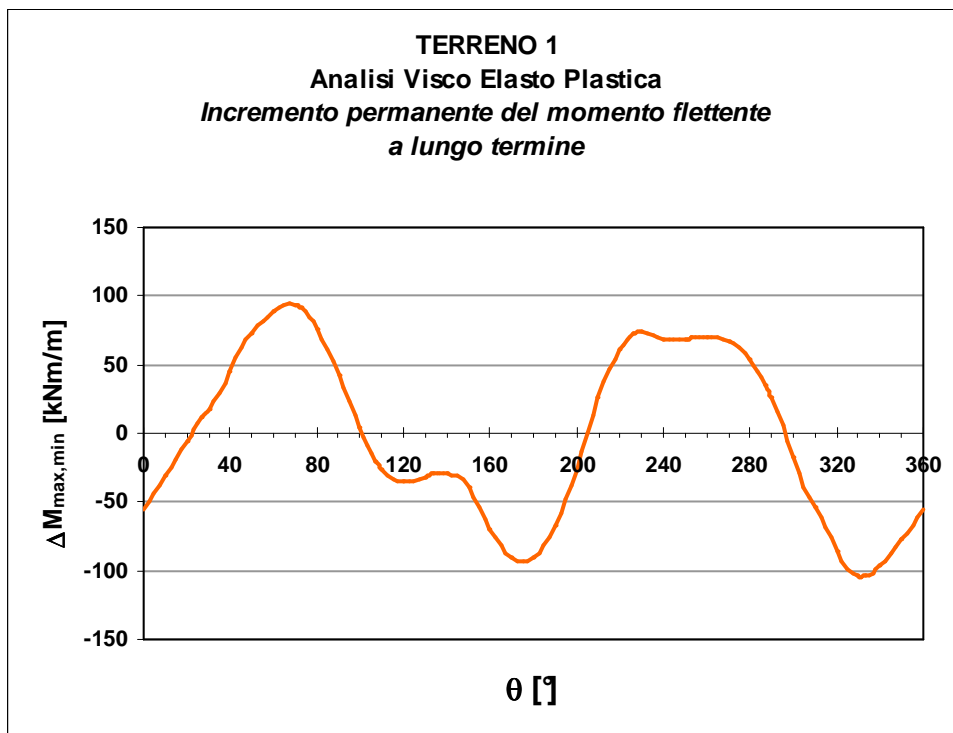
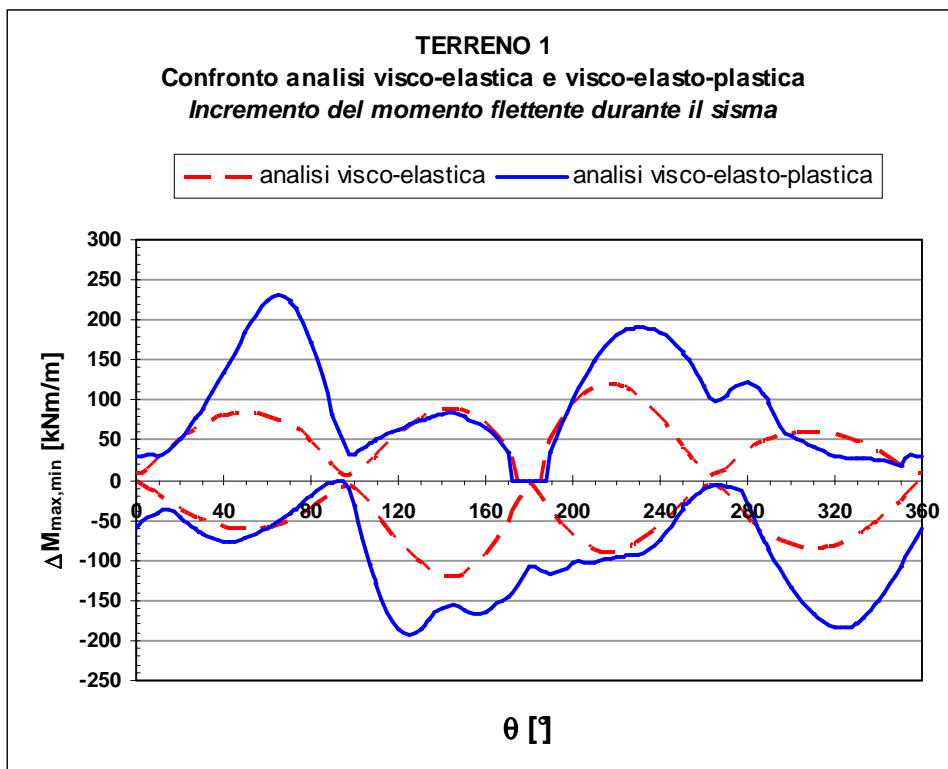
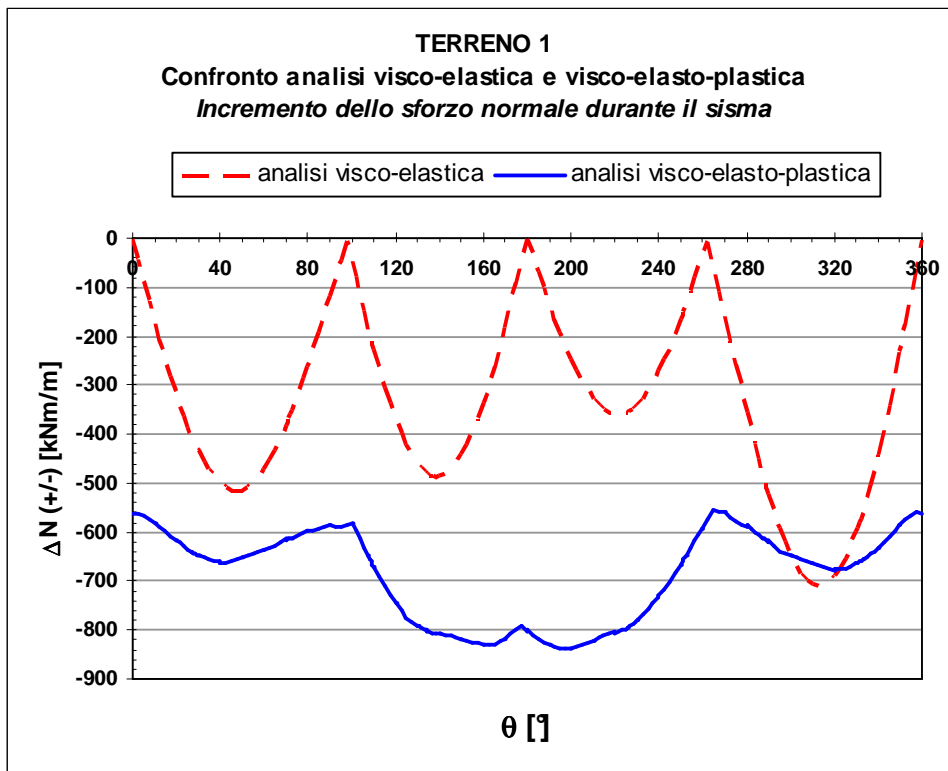


Figura 8.4.1.12 – Analisi VEP: incremento permanente a lungo termine del momento flettente sul rivestimento.



<i>condizioni full-slip</i>		<i>condizioni no-slip</i>	
ΔN_{max}	ΔM_{max}	ΔN_{max}	ΔM_{max}
(kN/m)	(kNm/m)	(kN/m)	(kNm/m)
± 18	± 90	± 664	± 90

Figura 8.4.1.13 – Confronto tra i risultati ottenuti con l'approccio disaccoppiato ed accoppiato.

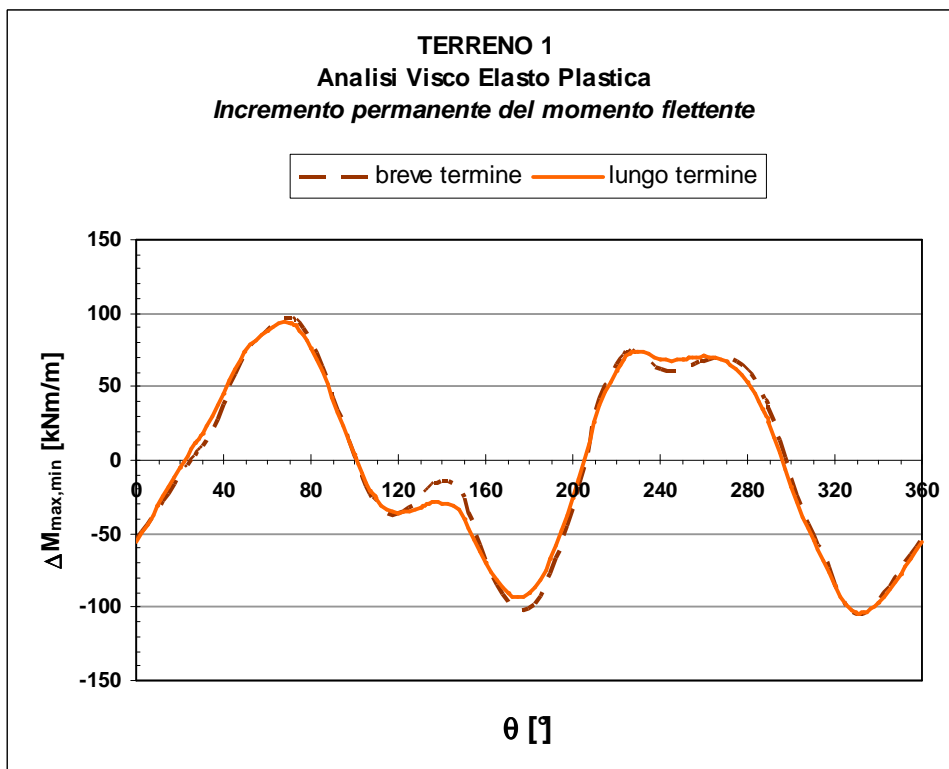
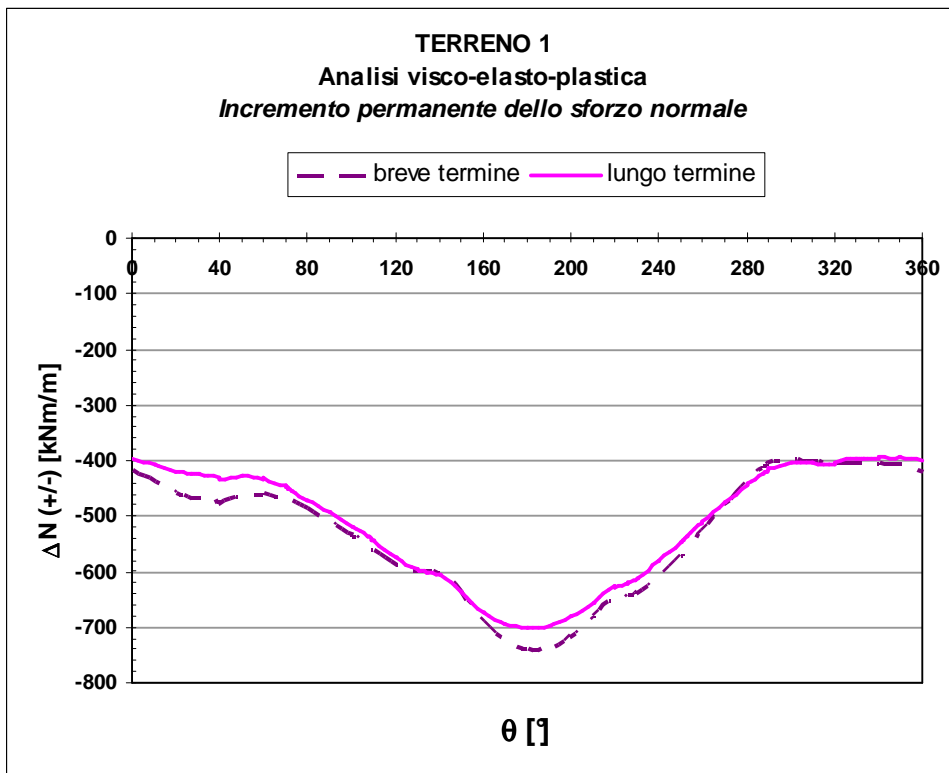


Figura 8.4.1.14 – Incrementi permanenti a breve e a lungo termine delle sollecitazioni sul rivestimento per effetto della plasticizzazione.

8.4.2 CASO 2 “argille tenere”

La Tabella 8.4.2.I sintetizza i valori dei parametri meccanici adottati per ogni singolo substrato di terreno per le fasi statiche dell’analisi numerica, mentre la Tabella 8.4.2.II sintetizza i valori delle rigidità adottate per il rivestimento.

In Figura 8.4.2.1 è riportato invece l’andamento del modulo di Young efficace con la profondità assunto nelle fasi statiche dell’analisi numerica.

Allo scopo di selezionare adeguatamente il profilo di rigidità e smorzamento da adottare nelle analisi visco-elastiche e visco-elasto-plastiche agli elementi finiti si è proceduto come segue:

- a) sono stati assunti i profili di rigidità e smorzamento iniziale, le curve di decadimento della rigidità e dello smorzamento con la deformazione di taglio e l’accelerogramma di input indicati al §7.1 per il terreno tipo 2
- b) è stata eseguita l’analisi di propagazione monodimensionale in condizioni di *free-field* con il codice di calcolo *EERA* nell’ipotesi di comportamento visco-elastico lineare equivalente i cui risultati sono indicati al §7.3.
- c) a partire dai risultati *EERA* sono stati valutati i profili di rigidità e smorzamento da adottare nelle fasi dinamiche della analisi *FEM*;
- d) è stato valutato il campo di frequenze prevalenti al fine di valutare per ogni substrato i coefficienti α_R e β_R dello smorzamento viscoso alla Rayleigh. Questi ultimi sono stati

determinati utilizzando la seguente relazione:
$$\begin{Bmatrix} \alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} = \frac{2D}{\omega_n + \omega_m} \begin{Bmatrix} \omega_n \omega_m \\ 1 \end{Bmatrix} \quad \text{ove}$$

$\omega_n = 2\pi f_n$ (rad/s) e $\omega_m = 2\pi f_m$ (rad/s) sono le pulsazioni relative alle due frequenze di soglia f_n e f_m del campo di frequenze specificato.

I valori numerici dei parametri ottenuti al termine della precedente procedura di calibrazione, sono riportati in Tabella 8.4.2.III.

In Figura 8.4.2.2a è riportato l’andamento della rigidità a taglio con la profondità adottato nelle analisi *FEM* posto a confronto con quello adottato in *EERA*. La Figura 8.4.2.2b illustra il corrispondente andamento del modulo di elasticità lineare con la profondità.

La Figura 8.4.2.4 illustra l’andamento dello smorzamento e dei parametri di smorzamento di Rayleigh con la profondità. Il campo di frequenze scelto per la selezione di tali parametri di smorzamento è compreso tra 0.4 Hz e 2.6 Hz (Figura 8.4.2.3), ed è quello caratterizzato dal maggior contenuto energetico.

Tabella 8.4.2.I

ANALISI STATICA

materiale tipo: non *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [cm/s]	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	17	1.00E-05	1.16E-10	264	660	0.1	24	0	0.25	0.6
2	0.5-1.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	1289	3223	0.1	24	0	0.25	0.6
3	1.5-2.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	2601	6502	0.1	24	0	0.25	0.6
4	2.5-3.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	3771	9427	0.1	24	0	0.25	0.6
5	3.5-5.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	5385	13462	0.1	24	0	0.25	0.6
6	5.5-7.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	7393	18483	0.1	24	0	0.25	0.6
7	7.5-9.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	9286	23214	0.1	24	0	0.25	0.6
8	9.5-11.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10875	27186	0.1	24	0	0.25	0.6
9	11.5-13.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	12195	30488	0.1	24	0	0.25	0.6
10	13.5-16.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	13272	33179	0.1	24	0	0.25	0.6
11	16.5-19.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	14330	35826	0.1	24	0	0.25	0.6
12	19.5-22.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	15578	38945	0.1	24	0	0.25	0.6
13	22.5-25.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	16804	42010	0.1	24	0	0.25	0.6
14	25.5-29.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	18209	45524	0.1	24	0	0.25	0.6
15	29.5-33.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	19788	49469	0.1	24	0	0.25	0.6
16	33.5-37.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	21339	53347	0.1	24	0	0.25	0.6
17	37.5-41.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	22675	56688	0.1	24	0	0.25	0.6
18	41.5-47.5	6	17	1.00E-05	1.16E-10	23996	59989	0.1	24	0	0.25	0.6
19	47.5-53.5	6	17	1.00E-05	1.16E-10	25115	62786	0.1	24	0	0.25	0.6
20	53.5-60	6.5	17	1.00E-05	1.16E-10	26223	65556	0.1	24	0	0.25	0.6

Tabella 8.4.2.II

TIPO	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	μ	ξ [%]	α	β
Rivestimento provvisorio CONCI	19000000	395833	1.00E-04	0.25	5.00	0.2178	0.0053

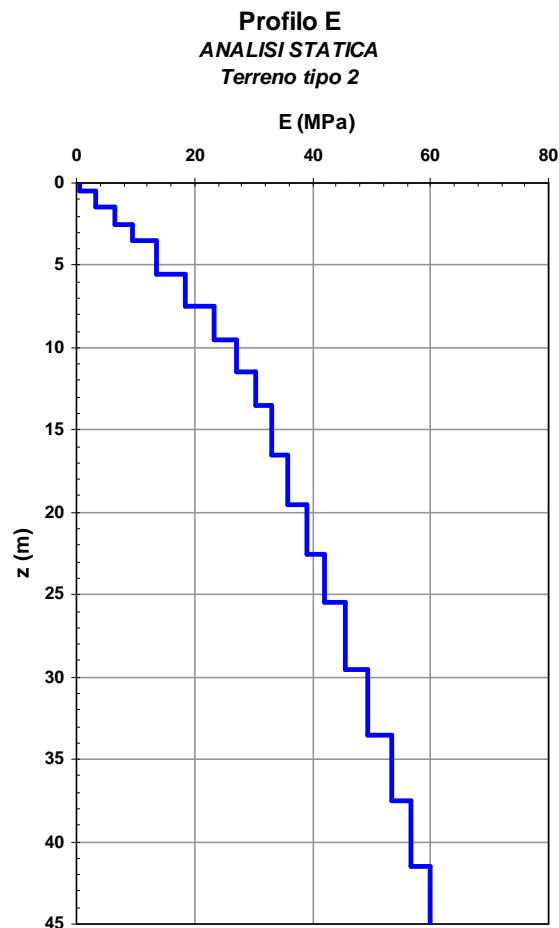


Figura 8.4.2.1 - Andamento del modulo di Young efficace con la profondità assunto nelle analisi statiche per il terreno tipo 1.

L'accelerogramma applicato alla base del modello, come spostamento in direzione orizzontale variabile nel tempo, è quello illustrato in Figura 7.1.6 ottenuto scalando l'accelerogramma registrato a Kalamata ad una accelerazione di picco pari a 0.35 g, ed operando la relativa deconvoluzione poiché l'originale si ipotizza registrato all'affioramento della formazione rocciosa di base.

L'analisi numerica agli elementi finiti è stata eseguita adottando per i parametri che controllano il passo di lettura e restituzione dei risultati i seguenti valori: *Additional Steps* = 1000 *Dynamic Sub Steps* = 3 in modo tale che il passo temporale con cui *PLAXIS* esegue l'analisi è pari a 0.01 s mentre quello con cui restituisce i risultati è 0.03 s.

Si riportano infine i valori di alcuni parametri inseriti in *PLAXIS*:

Parameters

- *Tolerated error*= 0.01 (valore di *default*)
- *Over Relaxiation*= 1.2 (valore di *default*)
- *Maximum iterations*= 60 (valore di *default*)

Time Integration

- *Newmark alfa*= 0.3025 (valore di *default*)
- *Newmark beta*= 0.6000 (valore di *default*)

Absorbent boundary

- *Boundary C1*= 1 (valore di *default*)
- *Boundary C2*= 0.25 (valore di *default*)

ANALISI DINAMICA VISCO-ELASTICA LINEARE

Le Figure 8.4.2.5 e 8.4.2.6 illustrano l'effetto del sisma in termini di variazione dei valori assoluti di compressione N e dei corrispondenti involucri minimo e massimo del momento M .

ANALISI DINAMICA VISCO-ELASTO-PLASTICA

L'analisi indica che il sisma determina tre fenomeni distinti: una variazione temporanea delle sollecitazioni sul rivestimento e che si annulla al termine del terremoto, una modifica permanente delle caratteristiche della sollecitazione che tende a manifestarsi durante il sisma per poi continuare ad agire anche dopo il termine di esso ed infine una modifica delle caratteristiche della sollecitazione dovuta ai processi di consolidazione post-sisma.

Gli ultimi due fenomeni non sono descritti dalle soluzioni analitiche di Wang (1993) descritte al § 8.3, poiché correlabili alle modifiche permanenti che si determinano nell'intorno della galleria durante il sisma per effetto della plasticizzazione e a lungo termine per effetto della consolidazione.

Le Figure 8.4.2.7 e 8.4.2.8 illustrano l'effetto del sisma in termini di variazione dei valori assoluti di compressione N e dei corrispondenti involucri minimo e massimo del momento M . Tali sollecitazioni durante il sisma sono in parte temporanee ed in parte permanenti. Le Figure 8.4.2.9 e 8.4.2.10 illustrano gli effetti permanenti che si determinano nell'intorno della galleria durante il sisma (breve termine) per effetto della plasticizzazione mentre le Figure 8.4.2.11 e 8.4.2.12 mostrano gli effetti a lungo termine per effetto della consolidazione.

La Figura 8.4.2.13 riporta, per i due tipi di analisi *FEM* effettuate, i risultati delle analisi dinamiche in termini di incremento delle sollecitazioni agenti sul rivestimento durante il sisma. Viene inoltre riportata la soluzione ottenuta con l'approccio disaccoppiato utilizzando le equazioni proposte da Wang (1993).

I risultati evidenziano il soddisfacente accordo fra la soluzione dell'analisi *FEM* visco-elastica lineare (con incrementi massimi $\Delta N_{max,min} = \pm 418$ kN/m e $\Delta M_{max,min} = \pm 715$ kNm/m) e quelle fornite da Wang (1993) per condizioni *no-slip*, risultate in questo caso di entità inferiore sia in termini di forza di compressione normale (+11.7 %) che di momento flettente (+10.8 %).

Il comportamento plastico del terreno provoca un aumento significativo delle sollecitazioni agenti sul rivestimento, soprattutto in termini di momento flettente (con incrementi massimi $\Delta N_{max,min} = \pm 357$ kN/m, $\Delta M_{max} = + 499$ kNm/m e $\Delta M_{min} = -478$ kNm/m).

In Figura 8.4.2.14 sono rappresentati gli incrementi delle sollecitazioni permanenti agenti sul rivestimento alla fine del sisma (a breve termine) e dopo la fine della fase di consolidazione post-sisma (a lungo termine) dovute alla plasticizzazione del terreno durante l'evento sismico. L'incremento permanente di sforzo normale nel rivestimento, completamente di compressione, presenta un valore massimo a breve termine di $\Delta N = -313$ kN/m in corrispondenza della calotta della galleria. A lungo termine si può osservare una lieve diminuzione della sollecitazione di compressione in calotta ed un leggero aumento nella zona dei piedritti. L'andamento del momento flettente presenta un massimo incremento permanente positivo pari a $\Delta M = 349$ kNm/m ed un massimo incremento negativo pari a $\Delta M = - 340$ kNm/m. L'effetto della consolidazione del terreno a lungo termine è, anche in questo caso, modesto e comporta una lieve diminuzione complessiva delle sollecitazioni in termini di momento flettente

Tabella 8.4.2.III

ANALISI DINAMICA

materiale tipo: non *Drenato*

strato	z [m]	spessore [m]	γ [kN/m ³]	k [m/day]	k [m/s]	ξ [%]	α	β	G [kN/m ²]	E _{ref} [kN/m ²]	c' [kPa]	ϕ' [°]	ψ [°]	ν	k ₀
1	0-0.5	0.5	17	1.00E-05	1.16E-10	18.83	0.8203	0.0200	15	38	0.1	24	0	0.25	0.6
2	0.5-1.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	12.12	0.5280	0.0129	784	1959	0.1	24	0	0.25	0.6
3	1.5-2.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	11.68	0.5087	0.0124	1572	3931	0.1	24	0	0.25	0.6
4	2.5-3.5	1	17	1.00E-05	1.16E-10	11.49	0.5007	0.0122	2223	5558	0.1	24	0	0.25	0.6
5	3.5-5.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.62	0.4625	0.0113	3564	8910	0.1	24	0	0.25	0.6
6	5.5-7.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.32	0.4496	0.0110	5001	12501	0.1	24	0	0.25	0.6
7	7.5-9.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.24	0.4460	0.0109	6250	15626	0.1	24	0	0.25	0.6
8	9.5-11.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	10.00	0.4358	0.0106	7666	19164	0.1	24	0	0.25	0.6
9	11.5-13.5	2	17	1.00E-05	1.16E-10	9.92	0.4322	0.0105	9165	22914	0.1	24	0	0.25	0.6
10	13.5-16.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.96	0.4339	0.0106	10570	26425	0.1	24	0	0.25	0.6
11	16.5-19.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.93	0.4327	0.0105	12158	30394	0.1	24	0	0.25	0.6
12	19.5-22.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.79	0.4265	0.0104	13966	34915	0.1	24	0	0.25	0.6
13	22.5-25.5	3	17	1.00E-05	1.16E-10	9.35	0.4073	0.0099	16605	41512	0.1	24	0	0.25	0.6
14	25.5-29.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	9.00	0.3921	0.0096	19352	48379	0.1	24	0	0.25	0.6
15	29.5-33.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	8.59	0.3744	0.0091	22774	56934	0.1	24	0	0.25	0.6
16	33.5-37.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	8.29	0.3610	0.0088	26022	65054	0.1	24	0	0.25	0.6
17	37.5-41.5	4	17	1.00E-05	1.16E-10	8.03	0.3497	0.0085	29162	72906	0.1	24	0	0.25	0.6
18	41.5-47.5	6	17	1.00E-05	1.16E-10	7.85	0.3418	0.0083	32975	82437	0.1	24	0	0.25	0.6
19	47.5-53.5	6	17	1.00E-05	1.16E-10	7.42	0.3231	0.0079	37859	94648	0.1	24	0	0.25	0.6
20	53.5-60	6.5	17	1.00E-05	1.16E-10	7.28	0.3171	0.0077	42579	106447	0.1	24	0	0.25	0.6

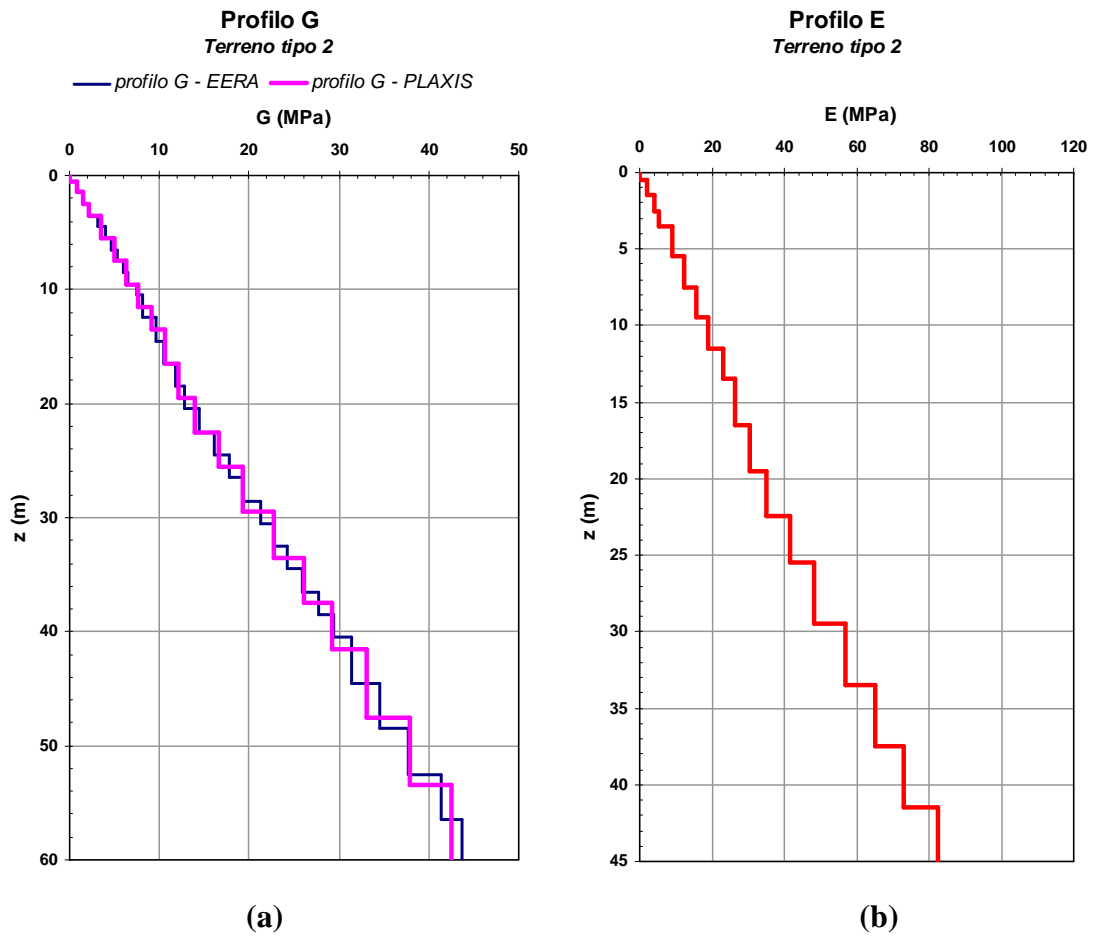


Figura 8.4.2.2 – Profilo di rigidezza a taglio (a) e modulo di Young (b) adottati per l’analisi.

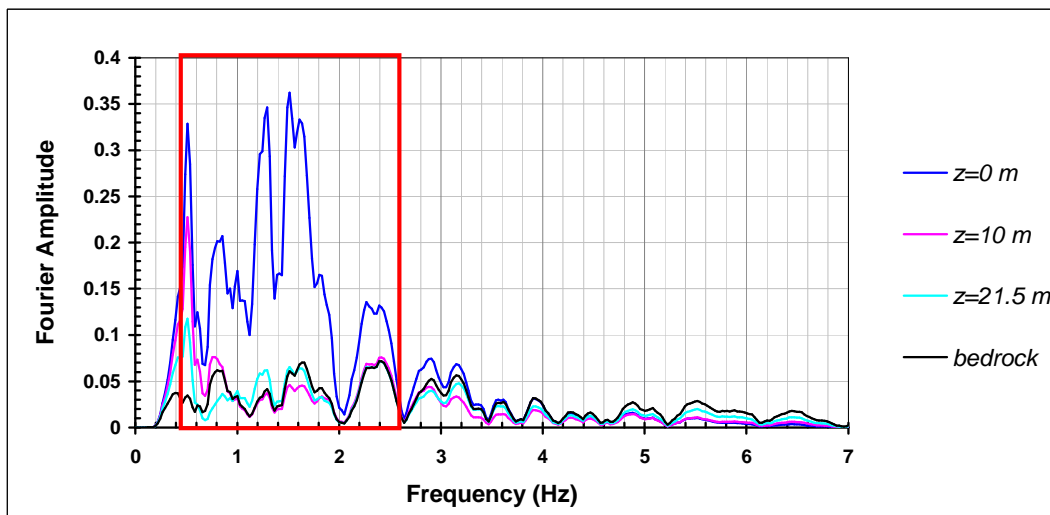
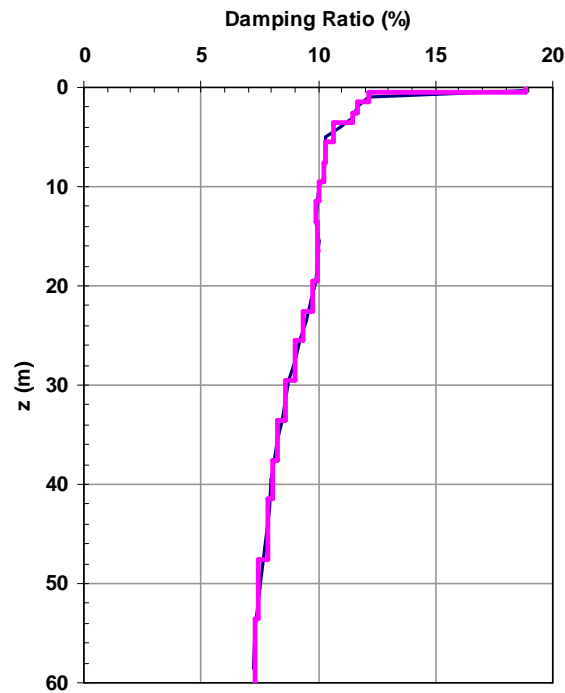


Figura 8.4.2.3 – Campo di frequenze a maggiore contenuto energetico utilizzato per calibrare i parametri di smorzamento viscoso nell’analisi con *PLAXIS* per il terreno 1.

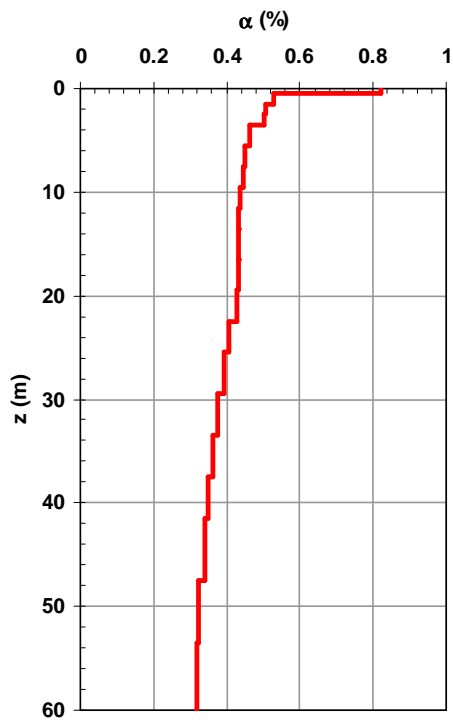
Profilo Damping Ratio
Terreno tipo 2

— Damping Ratio - EERA — Damping Ratio - PLAXIS



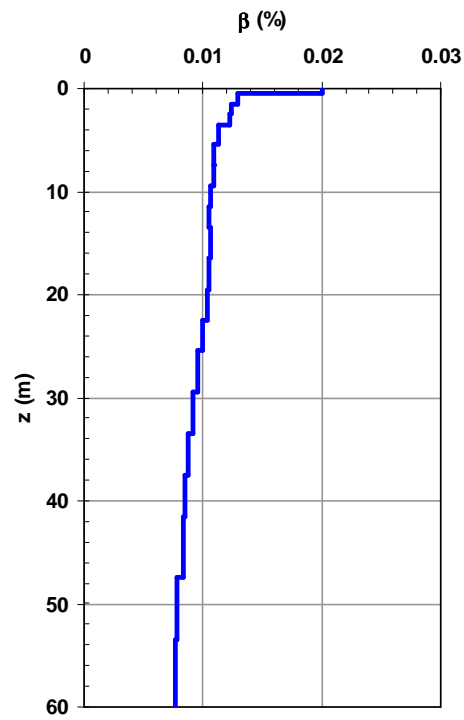
(a)

Profilo α di Rayleigh
Terreno tipo 2



(b)

Profilo β di Rayleigh
Terreno tipo 2



(c)

Figura 8.4.2.4 – Profilo del coefficiente di smorzamento (a) e dei coefficienti di smorzamento di Rayleigh (b) e (c) con la profondità.

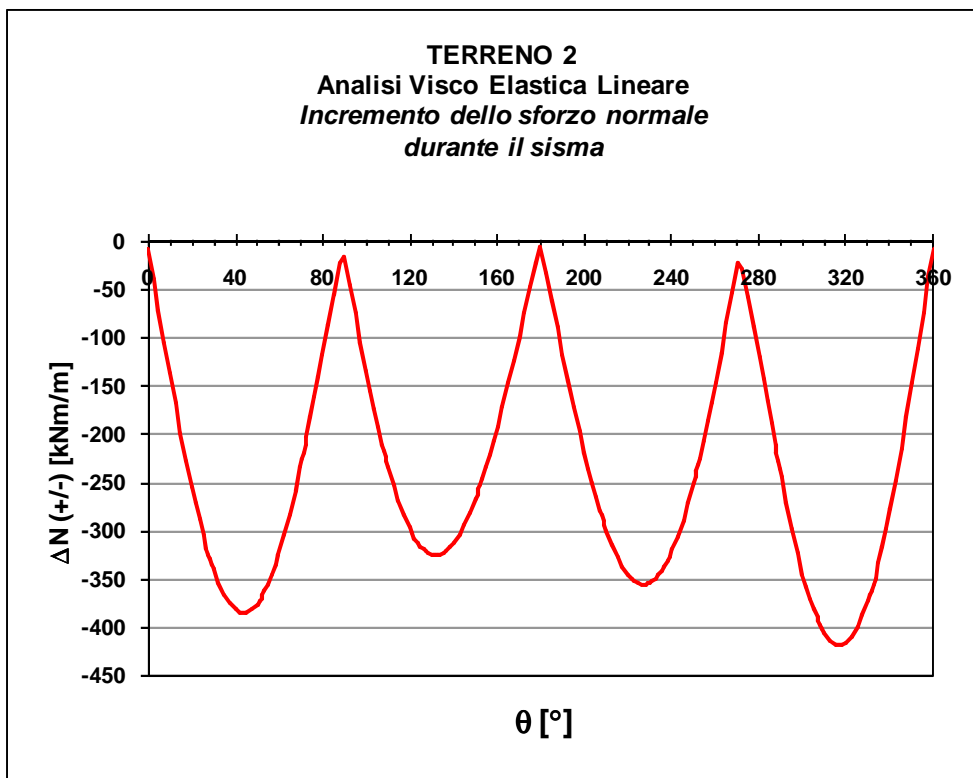


Figura 8.4.2.5 – Analisi VEL: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento dello sforzo normale.

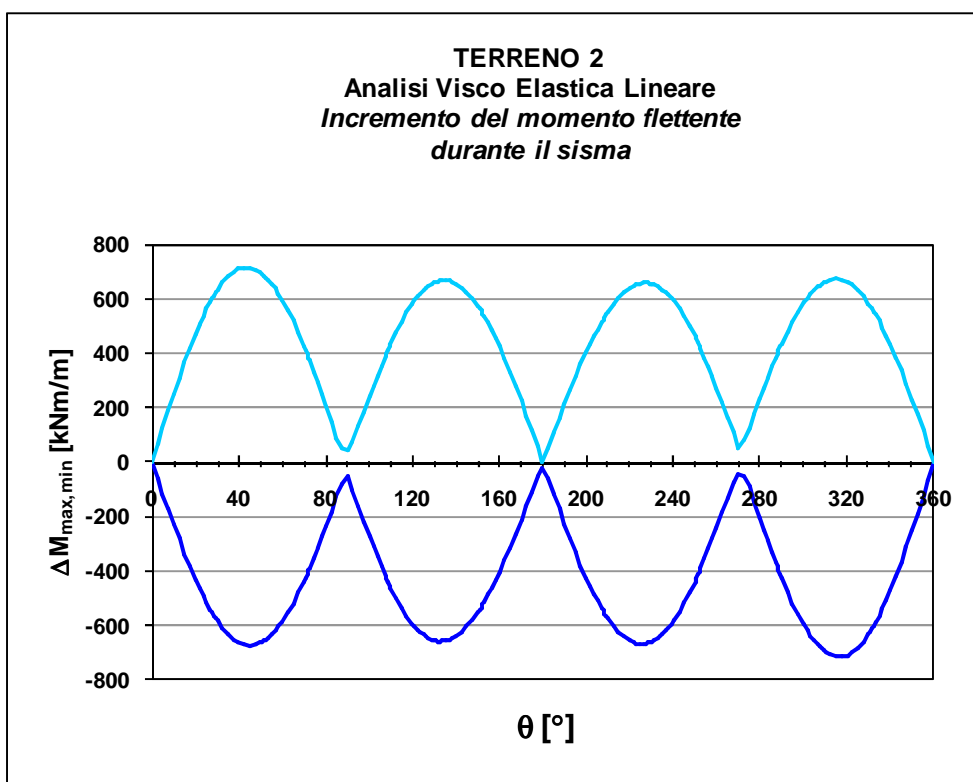


Figura 8.4.2.6 – Analisi VEL: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento del momento flettente.

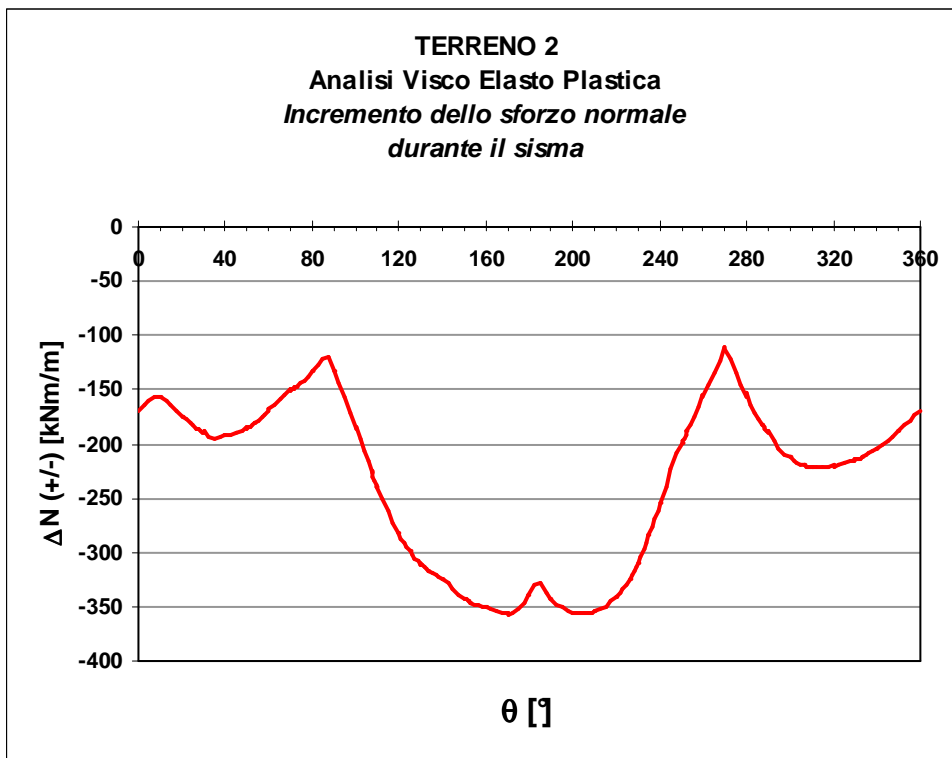


Figura 8.4.2.7 – Analisi VEP: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento dello sforzo normale.

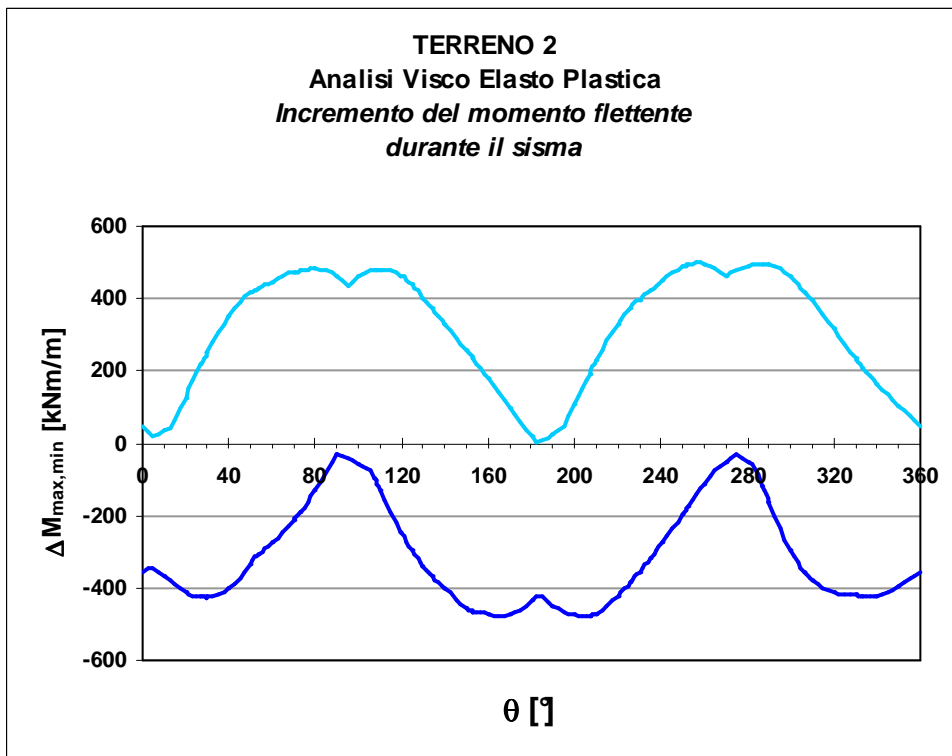


Figura 8.4.2.8 – Analisi VEP: effetto del sisma sul rivestimento in termini di incremento del momento flettente.

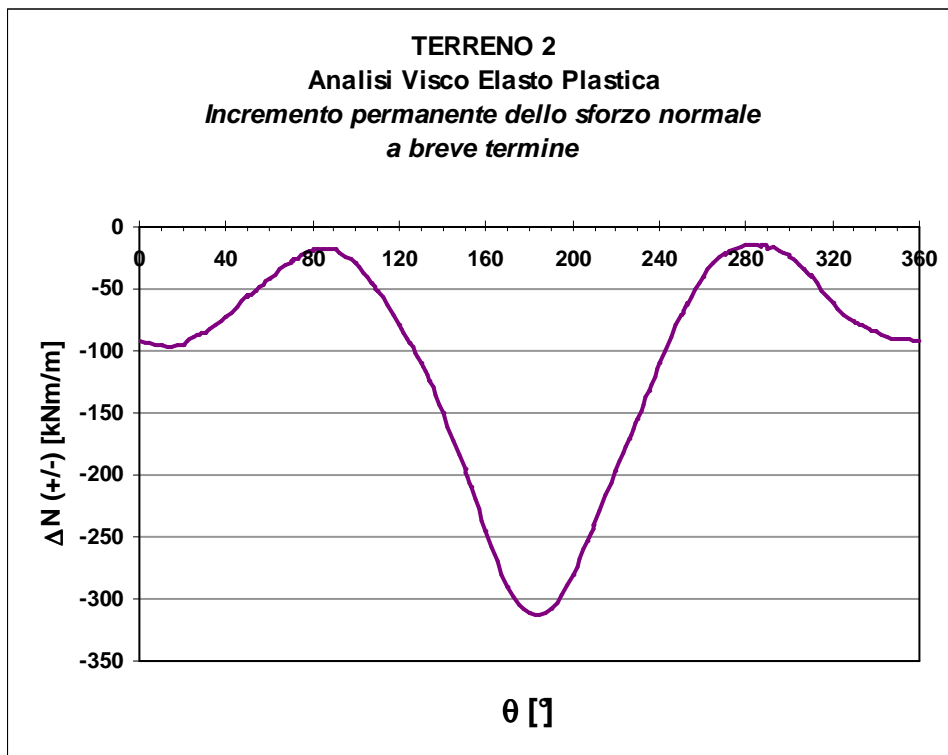


Figura 8.4.2.9 – Analisi VEP: incremento permanente a breve termine dello sforzo normale sul rivestimento.

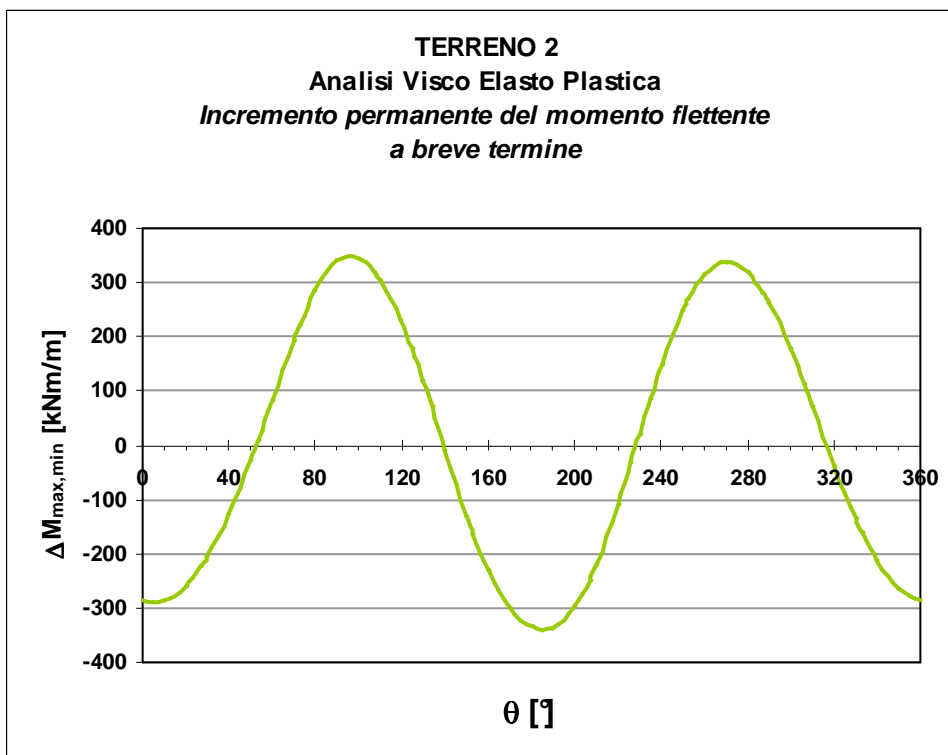


Figura 8.4.2.10 – Analisi VEP: incremento permanente a breve termine del momento flettente sul rivestimento.

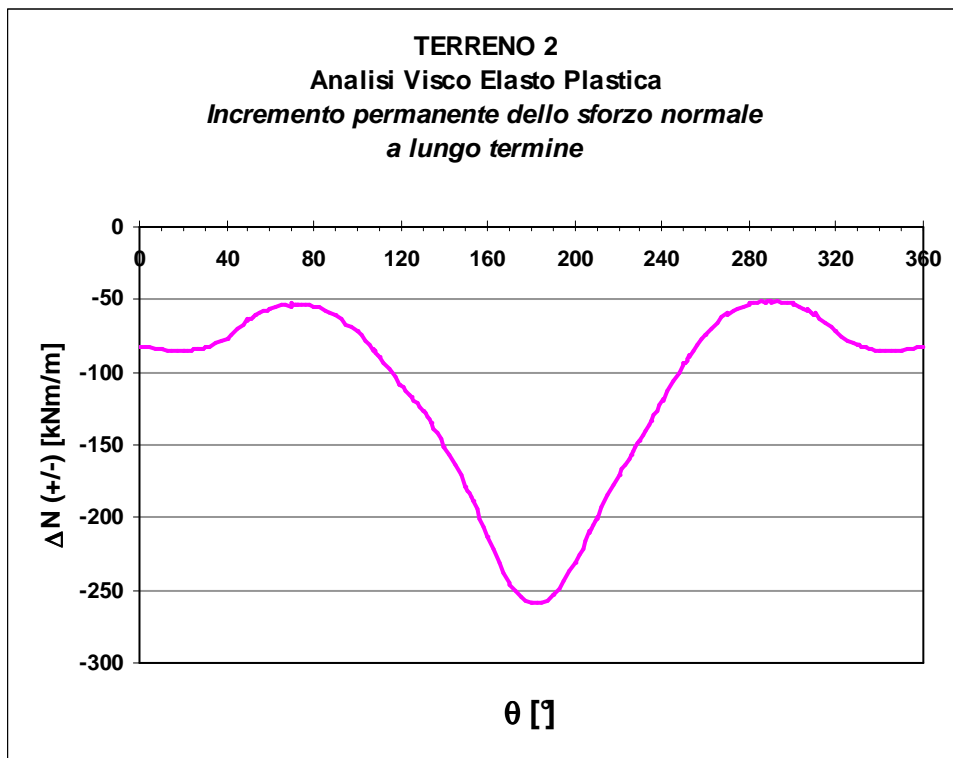


Figura 8.4.2.11 – Analisi VEP: incremento permanente a lungo termine dello sforzo normale sul rivestimento.

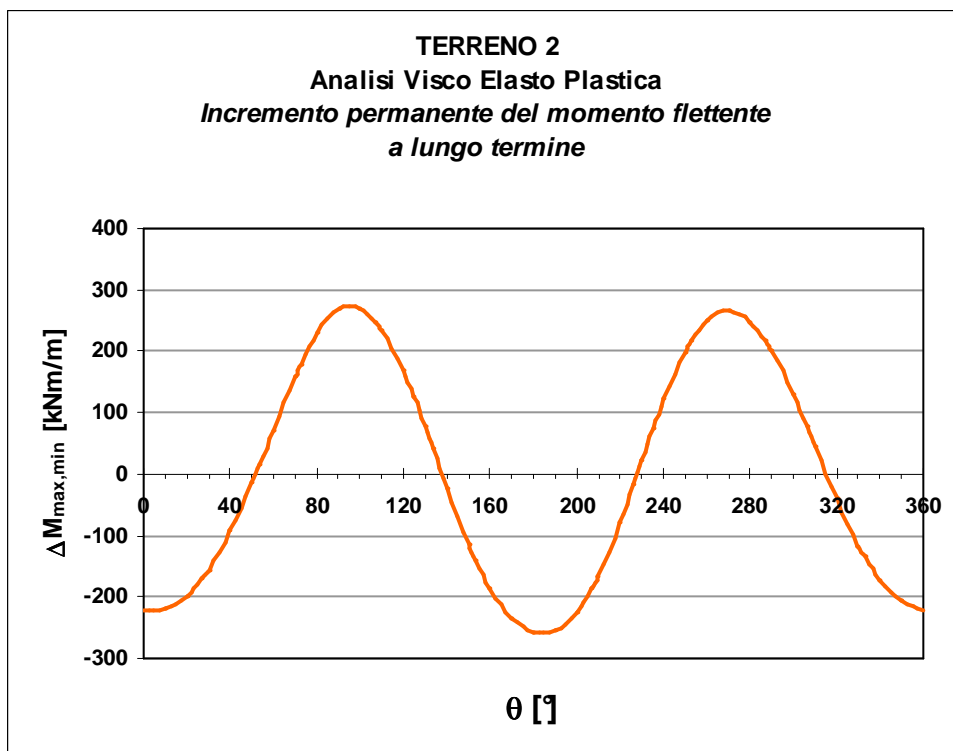
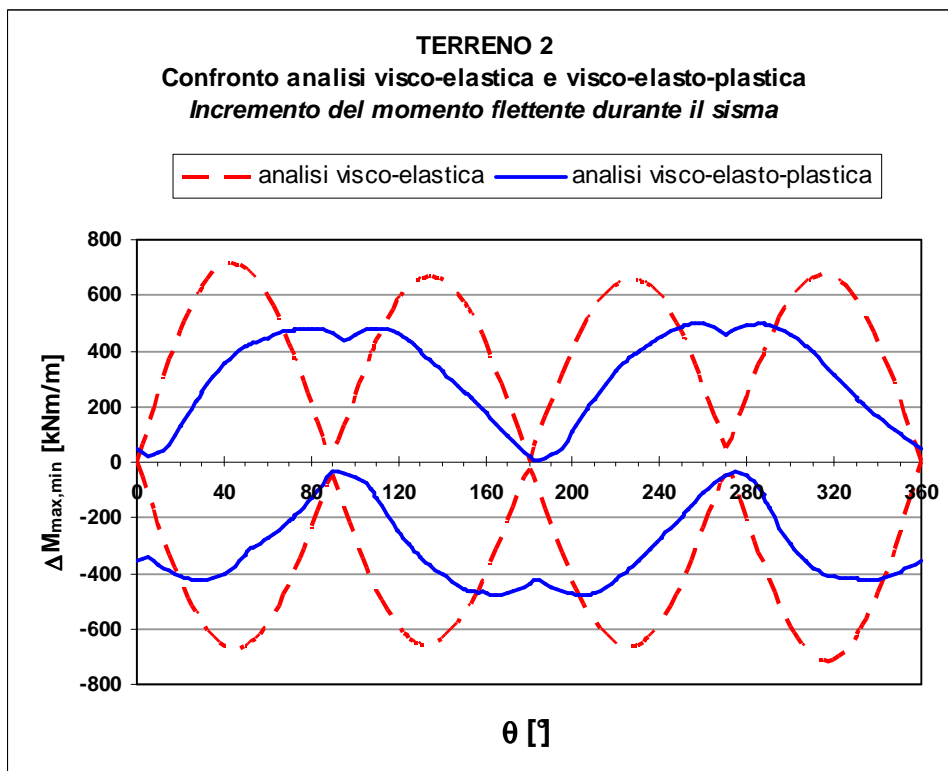
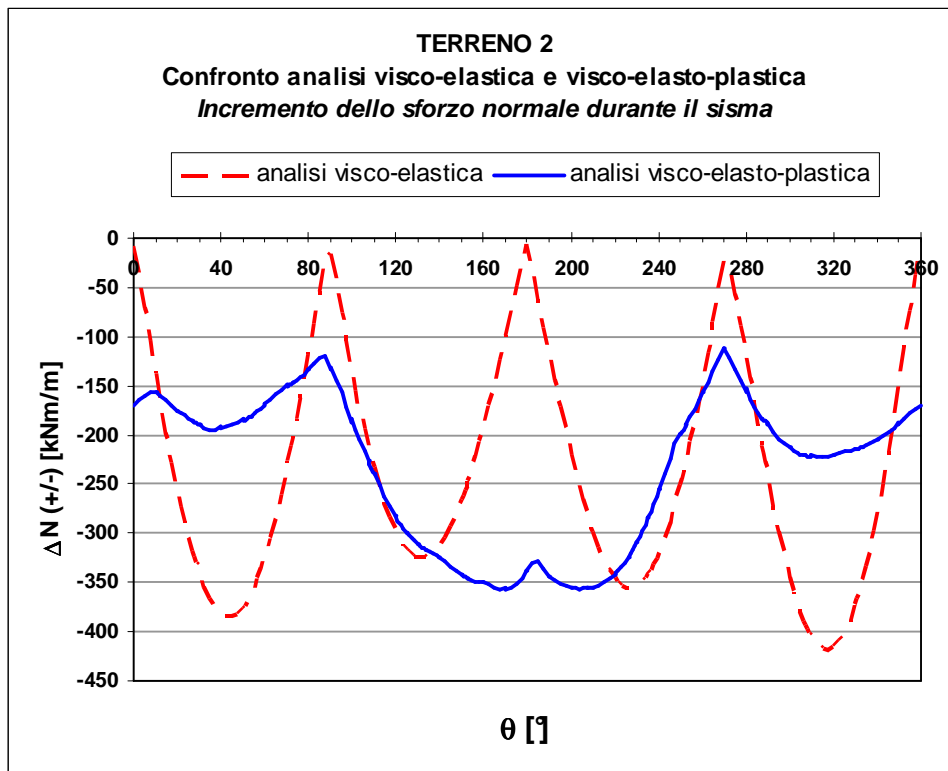


Figura 8.4.2.12 – Analisi VEP: incremento permanente a lungo termine del momento flettente sul rivestimento.



<i>condizioni full-slip</i>		<i>condizioni no-slip</i>	
ΔN_{max} (kN/m)	ΔM_{max} (kNm/m)	ΔN_{max} (kN/m)	ΔM_{max} (kNm/m)
± 159	± 802	± 473	± 802

Figura 8.2.1.13 – Confronto tra i risultati ottenuti con l'approccio disaccoppiato ed accoppiato.

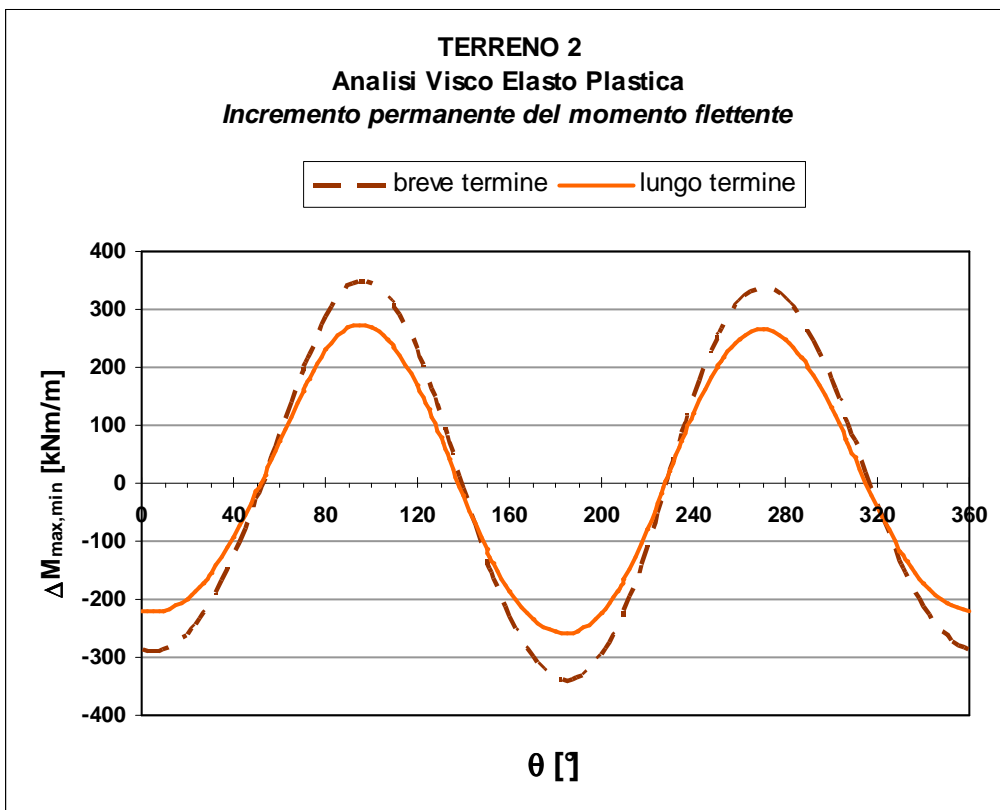
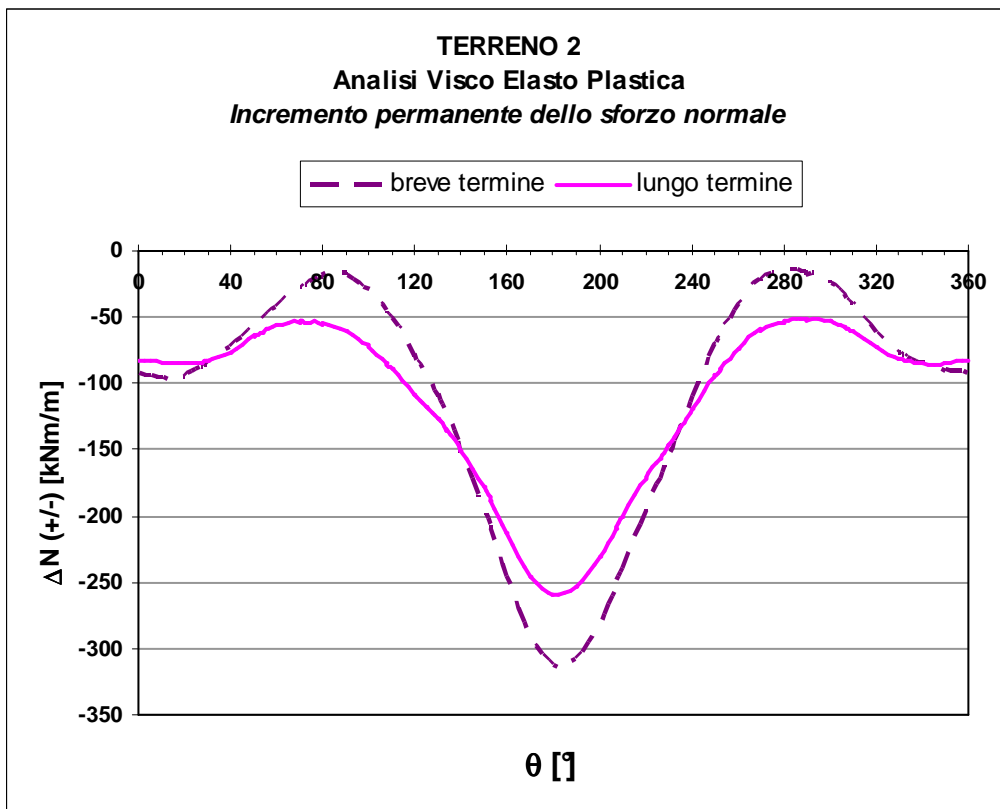


Figura 8.4.2.14 – Incrementi permanenti a breve e a lungo termine delle sollecitazioni sul rivestimento per effetto della plasticizzazione.

9. Conclusioni

In questo Rapporto vengono presentati i risultati di analisi volte a valutare la risposta trasversale di gallerie superficiali sotto azioni sismiche. I due approcci utilizzati, entrambi disponibili nella pratica ingegneristica, consentono di valutare l'incremento delle sollecitazioni sul rivestimento della galleria per effetto dell'ovalizzazione della struttura nella direzione trasversale all'asse della galleria, sia in termini di forza normale che di momento flettente. Il comportamento longitudinale dell'opera, seppure altrettanto importante ai fini della progettazione in zona sismica, non è stato affrontato in questa sede.

Un primo approccio prevede l'esecuzione di analisi di risposta sismica locale in condizioni di *free-field* utilizzando per il terreno un modello visco-elastico non lineare e la successiva valutazione degli effetti indotti dal sisma sul rivestimento della galleria per mezzo di soluzioni analitiche in forma chiusa disponibili in letteratura. Nel caso specifico sono state utilizzate le soluzioni proposte da Wang (1993) sia per condizioni di *full-slip* che per quelle di *no-slip*. Questo tipo di analisi si basa su un certo numero di ipotesi esemplificative relative soprattutto all'interazione cinematica fra terreno e rivestimento. Essa richiede una limitata conoscenza dei metodi di calcolo numerici e può quindi essere eseguita con relativa facilità, fornendo risultati caratterizzati da sufficiente affidabilità (Hashash et al., 2001).

Il secondo approccio consiste invece nell'esecuzione di analisi dinamiche complete con un codice non lineare agli Elementi Finiti. Nella stessa analisi numerica si può tenere conto, quindi, degli effetti locali e dell'interazione fra terreno e rivestimento della galleria in condizioni sismiche.

In questa sede si è posta l'attenzione su uno degli aspetti che maggiormente possono condizionare la risposta del modello numerico e quindi inficiarne l'attendibilità: la scelta e la calibrazione del modello costitutivo da utilizzare per simulare il comportamento del terreno. Infatti, i modelli disponibili nelle librerie dei codici di calcolo commerciali non tengono conto di una serie di aspetti peculiari del comportamento meccanico dei terreni in condizioni cicliche e dinamiche. Particolare attenzione deve essere posta alla calibrazione dei parametri di rigidità elastica e smorzamento viscoso, i cui valori possono influenzare in maniera assai significativa i risultati (e.g.: Woodward e Griffiths, 1996). Nella maggior parte dei casi, i legami costitutivi disponibili nei programmi *FEM* consentono di selezionare dei valori costanti di rigidità elastica e di smorzamento viscoso. Risulta quindi cruciale stabilire a priori il valore di questi parametri più adeguato alla storia deformativa del terreno durante il sisma. In questo rapporto, tra le altre cose, viene descritta una strategia di calibrazione che si basa sull'esecuzione preliminare di semplici analisi di risposta sismica locale.

I due approcci di calcolo sono stati applicati facendo riferimento a due profili realistici di terreno, il primo relativo ad un deposito omogeneo di argilla consistente (terreno 1) ed il secondo di argilla tenera (terreno 2). La struttura in sotterraneo è rappresentata da un galleria circolare di diametro circa pari a 10 m sostenuta da un rivestimento di conci prefabbricato dello spesso di 0.5 m e di rigidità elevata.

Nelle analisi *FEM*, in un primo gruppo di analisi è stato utilizzato per il terreno un modello costitutivo di tipo visco-elastico. In una seconda serie di analisi è stato introdotto come ulteriore ingrediente la plasticità, facendo riferimento al criterio di resistenza di Mohr-Coulomb.

In generale, il confronto fra i risultati del primo approccio con quelli delle analisi *FEM*, basate sull'ipotesi di comportamento visco-elastico del terreno, è risultato piuttosto soddisfacente, soprattutto per il terreno 2 (argilla tenera). In questo caso, infatti, la differenza tra le soluzioni, valutata sia in termini di forza assiale che di momento flettente agente sul rivestimento, è risultata al più pari a circa il 10%. In questo caso particolare, gli incrementi delle sollecitazioni ottenuti con le soluzioni di Wang sono risultati più elevati rispetto a quelli previsti dall'analisi numerica. Situazione opposta si è invece verificata nel caso del terreno 1 (argilla consistente), dove l'analisi numerica ha fornito dei valori delle sollecitazioni indotte dal sisma maggiori rispetto a quelli calcolati attraverso le soluzioni in forma chiusa.

Il tener conto della natura in parte irreversibile della risposta meccanica del terreno, come ipotizzato nella serie finale di analisi *FEM*, determina delle conseguenze particolarmente severe nel caso del terreno 1 (argilla consistente), per il quale le sollecitazioni sul rivestimento calcolate durante il sisma sono risultate nettamente superiori a quelle fornite dalle corrispondenti analisi visco-elastiche.

In ogni caso, per entrambi i depositi di terreno studiati si osserva che l'introduzione della ipotesi di visco-elasto-plasticità per il terreno determina il manifestarsi di una non trascurabile porzione di sollecitazioni agenti permanentemente sul rivestimento della galleria, anche dopo il termine dell'evento sismico che le ha generate. Questi incrementi permanenti, evidenziati solo da analisi *FEM* che includono la plasticità per il terreno, raggiungono valori di certo non trascurabili e pertanto andrebbero considerati nella corretta progettazione dei rivestimenti di gallerie in zona sismica.

Nell'opinione degli Autori questa indicazione dovrebbe inoltre stimolare l'attività di ricerca in ambito accademico verso l'adozione di modelli costitutivi avanzati per il terreno e per il rivestimento, più appropriati a descrivere la natura irreversibile del comportamento meccanico dei materiali quando soggetti ad azioni cicliche.

10. Bibliografia

- Bardet J.P., Ichii K., Lin C.H., 2000. *EERA-A computer program for Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses of layered soils deposits*. User Manual.
- Clough R., Penzien J., 2003. *Dynamics of Structures*. Computers e Structures Inc.
- Geostudio, 2004. *Reference Manual*.
- Hashash Y.M.A., Hook J.J., Schmidt B., Yao J.I., 2001. *Seismic design and analysis of underground structures*. Tunnelling and Space Technology, 16: 247-293.
- Hashash Y.M.A., Park D., Yao J.I., 2005. *Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures*. Tunnelling and Space Technology, 20: 435-441.
- Hoeg K., 1968. *Stresses against underground structural cylinders*. J. Ž . Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94 SM4: 833-858.
- Idriss I.M., 1990. *Response of soft soil sites during earthquakes*. Proceedings of H. Bolton Seed Memorial Symposium, vol. 2: 273-289.
- Kuesel T.R., 1969. *Earthquake Design Criteria for Subways*. Journal of Structural Division, ASCE ST6: 1213-1231.
- Lanzo G., Silvestri F., 1999. *Risposta sismica locale: teorie ed esperienze*. Hevelius Edizioni.
- Lysmer J., Kuhlemeyer R.L., 1969. *Finite dynamic model for infinite media*. ASCE EM 90: 859-877.
- Merritt J.L., Monsees J.E., Hendron A.J. Jr., 1985. *Seismic design of underground structures*. Proceedings of the 1985 Rapid Excavation Tunneling Conference, vol. 1: 104-131.
- Newmark N.M., 1968. *Problems in wave propagation in soil and rock*. Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials.
- Owen G.N., Scholl R.E., 1981. *Earthquake engineering of large underground structures*. Report no. FHWA/RD-80/195. Federal Highway Administration and National Science Foundation.
- Schwartz C.W., Einstein H.H., 1980. *Simplified analysis for ground-structure interaction in tunneling*. Proc. of the 21st U.S. Symposium on Rock Mechanics, University of Missouri-Rolla: 787-796.
- Seed H.B., Sun J.H., 1989. *Implication of site effects in the Mexico City earthquake of September 19, 1985 for Earthquake-Resistant Design Criteria in the San Francisco Bay Area of California*. Report No. UCB/EERC-89/03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- St. John C.M., Zahrah T.F., 1987. *Aseismic design of underground structures*. Tunneling Underground Space Technology, 2(2): 165-197.

- Penzien J., 2000. *Seismically-induced racking of tunnel linings*. International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 29: 683-691.
- PLAXIS 2003. *Reference Manual*, versione 8.
- Power M., Rosidi D., Kaneshiro J., 1996. *Screening, Evaluation and Retrofit Design of Tunnels*. Report Draft, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- Viggiani G.M.B., 1992. *Small strain stiffness of fine grained soils*. PhD thesis. City University. London.
- Vucetic M., Dobry R., 1991. *Effects of the soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotech. Eng. Div., ASCE, 117(1): 89-107.
- Wang J.N., 1993. *Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach*. Monograph 7, Parsons, Brinckerhoff, Quade e Diuglas Inc., New York.
- Woodward P.K., Griffiths D.V., 1996. *Influence of viscous damping in the dynamic analysis of an earth dam using simple constitutive models*. Computers e Geotechnics, 19(3): 245-263.